



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

**ESTUDIO DEL FENÓMENO DE LICUEFACCIÓN EN CHILE PARA EL TERREMOTO  
DEL MAULE, 2010**

**TESIS PARA OPTAR AL GRADO DE MAGÍSTER EN CIENCIAS DE LA INGENIERÍA  
MENCIÓN INGENIERÍA GEOTÉCNICA**

**MEMORIA PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERA CIVIL**

**JAVIERA PAULINA GONZÁLEZ FUENTEALBA**

**PROFESOR GUÍA:  
RAMÓN VERDUGO ALVARADO**

**MIEMBROS DE LA COMISIÓN:  
PEDRO ACEVEDO MOYANO  
CLAUDIO FONCEA NAVARRO  
CÉSAR PASTEN PUCHI**

**SANTIAGO DE CHILE**

**2015**

RESUMEN DE LA TESIS PARA OPTAR AL GRADO DE MAGÍSTER EN CIENCIAS DE LA INGENIERÍA, MENCIÓN INGENIERÍA GEOTÉCNICA Y AL TÍTULO DE INGENIERA CIVIL POR: JAVIERA GONZÁLEZ F.  
FECHA: DICIEMBRE/2015  
PROF. GUÍA: SR. RAMÓN VERDUGO A.

## **ESTUDIO DEL FENÓMENO DE LICUEFACCIÓN EN CHILE PARA EL TERREMOTO DEL MAULE, 2010**

En el terremoto del Maule del 27 de Febrero del 2010 (27-F) se produjo el fenómeno de licuación de los suelos en una gran cantidad de zonas. En el presente estudio, se efectuó un extenso catastro de los sitios que presentaron este fenómeno, encontrándose más de 180 sitios distribuidos desde La Calera hasta el Lago Llanquihue, abarcando una distancia aproximada de 950 km. De este catastro fue posible constatar fallas en terrenos planos, desplazamiento lateral (*lateral spreading*), daños a puentes y pasos a desnivel, puertos y muelles, terraplenes de acceso, fallas de taludes, terrenos ganados al mar, tranques de relaves y flotación de estructuras enterradas. En particular, las áreas más afectadas por licuación fueron al sur de la Región Metropolitana, Retiro-Parral y Concepción-Arauco.

El lago Llanquihue se ubica a más de 150 km de Valdivia, donde se encontraba el acelerógrafo más austral y que midió un PGA igual a 0.14g, con una ventana de movimiento fuerte de unos 30 s. Esto deja en evidencia que en terremotos de gran magnitud, a grandes distancias de la zona epicentral, donde se producen movimientos de baja aceleración y duración, también pueden desarrollar licuación de suelos.

Se realizó una revisión de los principales sismos de la historia reciente de Chile, encontrándose evidencia que permite identificar características propias del fenómeno de licuación en los terremotos de 1646, 1906, 1960 y 1985, entre otros. De estos sitios se constató la ocurrencia de licuación reiterada en varios sectores, corroborándose que terrenos que han licuado en el pasado pueden volver a licuar.

Dentro de este estudio se identificaron tres sitios de especial interés, por las características y magnitud de los daños: Nancagua, Retiro y el Puerto de Coronel. En los casos de Nancagua y Retiro, los ensayos de laboratorio indican que los materiales se caracterizan por una elevada cantidad de material fino (35 y 55%) de baja plasticidad, clasificando según la USCS como SC y ML, respectivamente. Ambos materiales poseen un comportamiento contractivo con  $S_u/\sigma_v' = 0.39$  y  $0.23$ , respectivamente. Utilizando el método simplificado de análisis de licuación, se obtiene que en ambos sectores, para aceleraciones superiores a 0.3g, el material es potencialmente licuable, condición compatible con lo observado en el terreno.

En el Puerto de Coronel la estratigrafía del terreno consiste principalmente en arenas de compacidad variable y un estrato de fango. Se realizó un retroanálisis con el software FLAC<sup>2D</sup> reproduciéndose el nivel de deformaciones observado, del cual se obtuvo una resistencia residual normalizada para el fango igual a  $S_u/\sigma_v' = 0.07$ , valor compatible con este tipo de suelos. En este caso, el análisis realizado permitió concluir una falla doble: licuación de los estratos de arena suelta y deslizamiento a través del fango.



## **AGRADECIMIENTOS**

En primer lugar, quiero agradecer a mis padres, Patricia y Héctor, y a mi hermana Patricia, quienes me han entregado amor y apoyo incondicional, no sólo en mi etapa de formación universitaria, sino que también a lo largo de toda mi vida. Sin la enseñanza, dedicación y los valores que me han inculcado, no podría haberme convertido en la persona que soy. Sé que a cualquier lugar que vaya, en el trabajo que me desempeñe, pondré en práctica el legado que he recibido de ustedes.

A mi pololo César, por su cariño, paciencia y constante apoyo a lo largo de estos hermosos años que hemos compartido juntos.

A mi profesor guía Ramón Verdugo, por su continua colaboración y sus preciados consejos durante el desarrollo de este trabajo. Además, quiero dar las gracias a los profesores Claudio Foncea, Pedro Acevedo y César Pastén, por acompañarme y participar de la comisión de mi tesis.

A todo el equipo de CMGI Ltda., por el apoyo de todos mis compañeros y por permitirme ser parte de ustedes.

A mis compañeras Vivi y Lore, con quienes tuve el agrado de compartir estos años universitarios, y me entregaron siempre constante apoyo para seguir adelante en todos los desafíos. También quiero agradecer a Andrés por compartir los inicios de este trabajo y Abelardo por todos sus consejos.

A Omar y Mario, por toda su ayuda en el desarrollo de los ensayos e, indudablemente, por su simpatía y buena onda.

Finalmente, agradezco enormemente a todos aquellos que me brindaron su colaboración en este tiempo para recabar información. Especialmente a todos aquellos que me ayudaron en la recopilación de datos, muchos de los cuales fueron personas afectadas por el terremoto y que mostraron gran fortaleza para superar las consecuencias de la catástrofe. A los Municipios de Nancagua y Retiro, ya que no dudaron en ocupar parte de su tiempo en ayudarme, acompañándome a recorrer la comuna y colocando a mi disposición las maquinarias para excavar las calicatas, y finalmente al Puerto de Coronel, quienes me recibieron en sus instalaciones en varias ocasiones y me entregaron información de invaluable cuantía para este estudio.

## TABLA DE CONTENIDO

|   |           |
|---|-----------|
| <b>1. INTRODUCCIÓN</b> .....  | <b>1</b>  |
| 1.1. MOTIVACIÓN.....  | 1         |
| 1.2. OBJETIVOS .....  | 2         |
| 1.3. ORGANIZACIÓN DE LA TESIS .....                                       | 3         |
| <b>2. REVISIÓN BIBLIOGRÁFICA</b> .....                                    | <b>4</b>  |
| 2.1. GENERAL .....  | 4         |
| 2.2. MOVILIDAD CÍCLICA Y FALLA DE FLUJO .....                             | 4         |
| 2.2.1. <i>Movilidad Cíclica</i> .....                                     | 4         |
| 2.2.2. <i>Falla de Flujo</i> .....  | 6         |
| 2.2.3. <i>Comparación entre Falla de Flujo y Movilidad Cíclica</i> .....  | 7         |
| 2.3. IDENTIFICACIÓN DE LAS FALLAS POR LICUACIÓN.....                      | 8         |
| 2.4. FACTORES QUE AFECTAN LA LICUACIÓN DE SUELOS.....                     | 11        |
| 2.4.1. <i>Distancia al Epicentro</i> .....                                | 11        |
| 2.4.2. <i>Geología</i> .....  | 12        |
| 2.4.3. <i>Fábrica</i> .....   | 13        |
| 2.4.4. <i>Granulometría</i> .....   | 14        |
| 2.4.5. <i>Contenido de Finos</i> .....                                    | 15        |
| 2.4.6. <i>Plasticidad</i> .....   | 17        |
| 2.4.7. <i>Saturación</i> .....  | 18        |
| 2.4.8. <i>Profundidad desde el Nivel de Terreno</i> .....                 | 19        |
| 2.4.9. <i>Resistencia a la Penetración del Suelo</i> .....                | 19        |
| 2.5. RESISTENCIA NO DRENADA POST-LICUACIÓN .....                          | 19        |
| 2.6. EVALUACIÓN DEL POTENCIAL DE LICUACIÓN .....                          | 21        |
| 2.6.1. <i>General</i> .....   | 21        |
| 2.6.2. <i>Solicitud Cíclica (cyclic stress ratio, CSR)</i> .....          | 21        |
| 2.6.3. <i>Resistencia cíclica (cyclic resistance ratio CRR)</i> .....     | 23        |
| 2.6.3.1. <i>General</i> .....   | 23        |
| 2.6.3.2. <i>Ensayo Triaxial</i> .....                                     | 24        |
| 2.6.3.3. <i>Ensayo de Penetración Estándar (SPT)</i> .....                | 25        |
| 2.6.3.4. <i>Ensayo de Resistencia de Penetración del Cono (CPT)</i> ..... | 28        |
| 2.6.3.5. <i>Medición de Velocidad de Ondas de Corte (Vs)</i> .....        | 29        |
| 2.6.4. <i>Factor de Escala para la Magnitud del Sismo (MSF)</i> .....     | 30        |
| 2.6.5. <i>Corrección por Sobrecarga y Corte Estático</i> .....            | 31        |
| 2.7. RECURRENCIA DEL FENÓMENO DE LICUACIÓN .....                          | 33        |
| <b>3. EVIDENCIAS DE LICUACIÓN EN TERREMOTOS PASADOS DE CHILE</b> .....    | <b>35</b> |
| 3.1. GENERAL .....  | 35        |
| 3.2. CULTURA PREHISPÁNICA.....  | 35        |
| 3.3. TERREMOTO DE 1570.....   | 36        |
| 3.4. TERREMOTO DE 1647 .....  | 36        |
| 3.5. TERREMOTO DE 1835.....   | 37        |
| 3.6. TERREMOTO DE 1906.....   | 38        |
| 3.7. TERREMOTO DE 1939.....   | 40        |
| 3.8. TERREMOTO DE 1960.....   | 41        |
| 3.9. TERREMOTO DE 1985.....   | 50        |
| 3.9.1. <i>Puertos de San Antonio y Valparaíso</i> .....                   | 51        |
| 3.9.1.1. <i>Puerto de San Antonio</i> .....                               | 52        |

|           |   |           |
|-----------|---|-----------|
| 3.9.1.2.  | Puerto de Valparaíso.....                           | 56        |
| 3.9.2.    | <i>Puente Lo Gallardo</i> .....                     | 58        |
| 3.9.3.    | <i>Paso Superior Hospital</i> .....                 | 59        |
| 3.9.4.    | <i>Lago Rapel</i> .....                             | 59        |
| 3.9.5.    | <i>Río Tinguiririca</i> .....                       | 60        |
| 3.10.     | FALLAS EN TRANQUES DE RELAVES .....                 | 61        |
| 3.10.1.   | <i>Barahona (1928)</i> .....                        | 62        |
| 3.10.2.   | <i>El Cobre (1965)</i> .....                        | 63        |
| <b>4.</b> | <b>LICUACIÓN EN CHILE – TERREMOTO 2010.....</b>     | <b>65</b> |
| 4.1       | TERREMOTO DEL 27 DE FEBRERO DE 2010 .....           | 65        |
| 4.2       | CATASTRO DE ZONAS AFECTADAS POR LICUACIÓN .....     | 67        |
| 4.3       | TIPOS DE LICUACIÓN .....                            | 68        |
| 4.4       | DISTANCIA EPICENTRAL.....                           | 75        |
| 4.5       | GEOLOGÍA.....                                       | 76        |
| 4.6       | DESCRIPCIÓN DE LOS TIPOS DE LICUACIÓN.....          | 78        |
| 4.6.1     | <i>Terrenos Relativamente Planos</i> .....          | 78        |
| 4.6.2     | <i>Lateral Spreading</i> .....                      | 80        |
| 4.6.3     | <i>Puentes y pasos a desnivel</i> .....             | 83        |
| 4.6.4     | <i>Puertos y Muelles</i> .....                      | 84        |
| 4.6.5     | <i>Fallas de Talud</i> .....                        | 86        |
| 4.6.6     | <i>Terraplenes de Acceso</i> .....                  | 87        |
| 4.6.7     | <i>Tranques de Relaves</i> .....                    | 87        |
| 4.6.8     | <i>Estructuras Enterradas</i> .....                 | 89        |
| 4.6.9     | <i>Terrenos Ganados al Mar</i> .....                | 90        |
| 4.7       | SECTORES CON CONCENTRACIÓN DE SITIOS LICUADOS ..... | 90        |
| 4.7.1     | <i>Sur Región Metropolitana</i> .....               | 91        |
| 4.7.2     | <i>Retiro y Parral</i> .....                        | 92        |
| 4.7.3     | <i>Concepción-Arauco</i> .....                      | 93        |
| 4.8       | SITIOS SEVERAMENTE AFECTADOS POR LICUACIÓN.....     | 94        |
| 4.8.1     | <i>Apalta</i> .....                                 | 94        |
| 4.8.2     | <i>Tranque de Relaves Las Palmas</i> .....          | 94        |
| 4.8.3     | <i>Enlace Villaseca</i> .....                       | 95        |
| 4.8.4     | <i>Carretera Interportuaria</i> .....               | 96        |
| 4.8.5     | <i>Terminal Pesquero de San Vicente</i> .....       | 97        |
| 4.8.6     | <i>Puerto de Coronel</i> .....                      | 97        |
| 4.9       | SECTORES MÁS ALEJADOS QUE SUFRIERON LICUACIÓN ..... | 99        |
| 4.10      | SITIOS CON LICUACIÓN REITERADA .....                | 102       |
| 4.10.1    | <i>Marco General</i> .....                          | 102       |
| 4.10.2    | <i>Puerto de San Antonio</i> .....                  | 103       |
| 4.10.3    | <i>Puente Lo Gallardo</i> .....                     | 104       |
| 4.10.4    | <i>Puerto de Valparaíso</i> .....                   | 106       |
| 4.10.5    | <i>Muelle Prat</i> .....                            | 107       |
| 4.10.6    | <i>Paso Superior Hospital</i> .....                 | 108       |
| 4.10.7    | <i>Puente El Manzano (Rapel)</i> .....              | 109       |
| 4.10.8    | <i>Ruta 66 (Rapel)</i> .....                        | 109       |
| 4.10.9    | <i>Río Tinguiririca</i> .....                       | 110       |
| 4.10.10   | <i>Río Itata</i> .....                              | 111       |
| 4.10.11   | <i>Concepción</i> .....                             | 112       |
| 4.10.12   | <i>Valdivia</i> .....                               | 113       |
| 4.10.13   | <i>Lago Llanquihue</i> .....                        | 114       |

|           |   |            |
|-----------|---|------------|
| 4.10.14   | Observaciones a los sitios con licuación reiterada .....                      | 115        |
| 4.11      | CARACTERÍSTICAS SINGULARES DE LA LICUACIÓN EN CHILE.....                      | 115        |
| 4.11.1    | Presencia de Cenizas .....  | 115        |
| 4.11.2    | Presencia de Agua Caliente.....   | 119        |
| <b>5.</b> | <b>ESTUDIO EN BASE A ANTECEDENTES DE LICUACIÓN EN NANCAGUA Y RETIRO .....</b> | <b>120</b> |
| 5.1       | YÁQUIL DE NANCAGUA .....  | 120        |
| 5.1.1     | General.....  | 120        |
| 5.1.2     | Evidencias de Licuación.....  | 122        |
| 5.1.3     | Análisis del Tipo de Falla .....  | 124        |
| 5.1.4     | Toma de Muestras .....  | 125        |
| 5.1.5     | Caracterización Geotécnica .....  | 126        |
| 5.2       | RETIRO .....  | 130        |
| 5.2.1     | General.....  | 130        |
| 5.2.2     | Geología y Sistema Hídrico .....  | 131        |
| 5.2.3     | Evidencias de Licuación.....  | 133        |
| 5.2.4     | Análisis de las Fallas.....   | 137        |
| 5.2.5     | Toma de Muestras .....  | 138        |
| 5.2.6     | Caracterización Geotécnica .....  | 139        |
| 5.3       | ANÁLISIS DE LICUACIÓN .....   | 143        |
| 5.3.1     | Ciclos Equivalentes.....  | 143        |
| 5.3.2     | Curvas de Resistencias Cíclicas.....  | 144        |
| 5.3.3     | Evaluación del Potencial de Licuación.....                                    | 145        |
| <b>6.</b> | <b>ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO DEL SUBSUELO DEL PUERTO DE CORONEL .....</b>    | <b>147</b> |
| 6.1.      | GENERAL .....   | 147        |
| 6.2.      | MUELLES DEL PUERTO DE CORONEL.....  | 148        |
| 6.2.1.    | Muelle Norte .....  | 148        |
| 6.2.2.    | Muelle Sur o Terminal de Contenedores .....                                   | 150        |
| 6.2.3.    | Terminal Granelero .....  | 151        |
| 6.3.      | DESCRIPCIÓN GEOLÓGICA DEL SECTOR .....  | 151        |
| 6.4.      | ESTRATIGRAFÍA DEL PUERTO DE CORONEL.....                                      | 152        |
| 6.5.      | MEDICIÓN DE VELOCIDAD DE ONDAS DE CORTE .....                                 | 161        |
| 6.5.1.    | General.....  | 161        |
| 6.5.2.    | Resultados .....  | 162        |
| 6.5.3.    | Verificación del Perfil de Velocidad.....                                     | 163        |
| 6.6.      | CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA DE LOS SUELOS .....                                | 164        |
| 6.6.1.    | General.....  | 164        |
| 6.6.2.    | Fango .....   | 165        |
| 6.6.3.    | Arenas .....  | 167        |
| 6.6.4.    | Limos y Arcillas .....  | 171        |
| 6.6.5.    | Arenisca .....  | 173        |
| 6.7.      | RESUMEN CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA .....                                      | 175        |
| 6.8.      | CURVAS DE DEGRADACIÓN .....   | 176        |
| 6.9.      | EFFECTOS DEL TERREMOTO.....   | 177        |
| 6.9.1.    | Bahía de Coronel .....  | 177        |
| 6.9.2.    | Puerto de Coronel .....   | 178        |
| 6.10.     | ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO DEL TERRENO Y EL EFECTO EN LOS MUELLES.....       | 182        |
| 6.11.     | REPARACIONES .....  | 187        |
| 6.12.     | MODELACIÓN MUELLE NORTE.....  | 188        |
| 6.12.1.   | Aplicación del Sismo en el Modelo .....                                       | 188        |

|               |   |            |
|---------------|---|------------|
| 6.12.2.       | <i>Discretización de la Malla</i> .....   | 191        |
| 6.12.3.       | <i>Modelo sin Disminución de Resistencia de los Materiales</i> .....                | 193        |
| 6.12.4.       | <i>Modelo con Resistencia No Drenada del Fango y sin Licuación</i> .....            | 196        |
| 6.12.5.       | <i>Modelo con Resistencia No drenada de Fango y Licuación</i> .....                 | 197        |
| 6.12.6.       | <i>Análisis de Resultados</i> .....   | 199        |
| <b>7.</b>     | <b>DISCUSIONES</b> .....  | <b>200</b> |
| 7.1           | TERREMOTO 27F Y LICUACIÓN EN CHILE .....  | 200        |
| 7.2           | CARACTERÍSTICAS GENERALES DE SITIOS LICUADOS EL 27-F .....                          | 200        |
| 7.3           | TIPOS DE LICUACIÓN EN EL 27-F .....   | 201        |
| 7.4           | SECTORES CON CONCENTRACIÓN DE SITIOS LICUADOS EL 27-F.....                          | 202        |
| 7.5           | SECTORES MÁS ALEJADOS QUE SUFRIERON LICUACIÓN .....                                 | 202        |
| 7.6           | SITIOS CON LICUACIÓN REITERADA.....   | 203        |
| 7.7           | CARACTERÍSTICAS SINGULARES DE LA LICUACIÓN EN CHILE.....                            | 203        |
| 7.8           | SITIOS ANALIZADOS CON CLARA EVIDENCIA DE LICUACIÓN.....                             | 204        |
| 7.8.1         | <i>Nancagua</i> .....   | 204        |
| 7.8.2         | <i>Retiro</i> .....   | 204        |
| 7.8.3         | <i>Puerto de Coronel</i> .....  | 205        |
| <b>8.</b>     | <b>CONCLUSIONES</b> .....   | <b>207</b> |
| <b>9.</b>     | <b>RECOMENDACIONES</b> .....  | <b>209</b> |
| <b>10.</b>    | <b>BIBLIOGRAFÍA</b> .....   | <b>210</b> |
| <b>ANEXOS</b> | .....   | <b>A-1</b> |
| A.            | Catastro de sitios afectados por licuación de suelos en el terremoto del 27-F. .... | A-1        |
| B.            | Resultados Ensayos Cíclicos Nancagua .....  | B-1        |
| C.            | Resultados Ensayos Cíclicos Retiro .....  | C-1        |

# 1. INTRODUCCIÓN

## 1.1. MOTIVACIÓN

El terremoto del Maule del 27 de Febrero del 2010 (27-F) dejó importantes lecciones para la ingeniería en nuestro país. Una de las más destacables es que en un país sísmico como lo es Chile, los profesionales responsables de los proyectos y diseño de las obras de ingeniería, necesitan conocer y evaluar el comportamiento dinámico de los suelos, en particular de nuestros suelos, los que muchas veces difieren de los suelos descritos y analizados en textos extranjeros.

Dentro de la dinámica de suelos se incluye el fenómeno de licuación, término que se asocia a la pérdida de rigidez y/o resistencia de suelos arenosos en estado de saturación. El estudio de este fenómeno, cómo se produce y los efectos que pueden repercutir principalmente en estructuras, es trascendental para todo ingeniero, quienes por desconocimiento podrían confiarse en que la fundación sobre materiales arenosos es adecuada, ya que éstos se caracterizan por poseer altas capacidades de soporte. No obstante, omitir un análisis de licuación en terrenos arenosos saturados que evidencian un estado de baja densificación, podría causar importantes asentamientos y/o fallas que repercuten en daños sobre diversas estructuras fundadas sobre éstos.

Adicionalmente, este fenómeno de reciente estudio, no ha sido suficientemente analizado por ingenieros en nuestro país, quienes de forma previa al terremoto del 27-F lo asociaban –casi exclusivamente- a fallas de tranques de relaves. Un número importante de ingenieros señalaba que la elevada cantidad de sismos que azotan nuestra región, serían los responsables de que los terrenos se encuentren en un estado de densificación tal que imposibilite la licuación del material.

La negativa ante este fenómeno se fundamenta en gran medida por lo incipiente de su estudio, por lo que su identificación en nuestro país no ha sido una tarea sencilla.

El terremoto del 27-F ha dejado en evidencia numerosos sitios donde ocurrió licuación, muchos de los cuales expusieron evidentes señales del fenómeno. Esta situación ha impulsado el desarrollo de un extenso catastro de los sitios que licuaron a lo largo de nuestro país, a través de la recopilación de diversos antecedentes y visitas a terreno.

Dentro de este estudio se han encontrado tres sitios de especial interés, por las características y magnitud de los daños. Éstos son Nancagua, Retiro y el Puerto de Coronel, los cuales son estudiados con mayor énfasis en este trabajo a través de ensayos de laboratorio y herramientas de modelación numérica, los que sirven de base para el entendimiento de las principales metodologías de análisis del fenómeno de licuación de suelos.

## 1.2. OBJETIVOS

El objetivo de este trabajo es confirmar que en Chile existe la licuación de suelos en terrenos naturales como consecuencia de una solicitación sísmica severa, y determinar su extensión.

Los objetivos específicos de esta tesis son:

- Identificar en detalle los sectores que presentaron el fenómeno de licuación el 27-F.
- Analizar los casos de Nancagua y Retiro a través de ensayos de laboratorio.
- Modelar numéricamente el Puerto de Coronel.

### 1.3. ORGANIZACIÓN DE LA TESIS

Esta tesis incluye un total de 10 capítulos, siendo el primero la introducción al tema de estudio con su motivación, objetivos y organización del trabajo.

El capítulo 2 lo constituye una revisión bibliográfica que recopila información del fenómeno de licuación de suelos y sirve de base para esta tesis. En relación a este fenómeno, se incluye su definición, factores que lo afectan, determinación de la resistencia no drenada post-licuación y la evaluación del potencial de licuación.

El capítulo 3 corresponde a una revisión de daños acaecidos en los más importantes terremotos de la historia moderna de nuestro país y que se pueden asociar al fenómeno de licuación. Se incluyen los terremotos de 1570, 1647, 1835, 1906, 1939, 1960 y 1985, entre otros y se relatan las principales fallas en tranques de relaves en nuestro país.

En el capítulo 4 se entrega un catastro de las zonas que evidenciaron licuación de suelos con el terremoto del 27-F, con la descripción de los tipos de licuación. Además, se realiza un análisis general de dichos sitios, incluyendo los más afectados, aquellos más alejados a la zona epicentral, sectores con licuación reiterada y algunas características singulares de este fenómeno.

El capítulo 5 es un estudio específico de licuación en las zonas de Nancagua y Retiro e incluye ensayos de laboratorio para evaluar el potencial de licuación.

En el capítulo 6 se presenta el análisis numérico del puerto de Coronel, efectuado en el programa de diferencias finitas, FLAC<sup>2D</sup>.

Finalizando este trabajo, se entrega en el capítulo 7 las discusiones y en el 8, las conclusiones de los resultados obtenidos. En el capítulo 9 las recomendaciones para futuros trabajos y en el capítulo 10 se presenta la bibliografía utilizada.



## 2. REVISIÓN BIBLIOGRÁFICA

### 2.1. GENERAL

El término licuación o licuefacción habría sido acuñado por Hazen (1920) al referirse a la falla de la Presa Calaveras, ocurrida el 24 de Marzo de 1918. Esta presa, ubicada en California, USA, estaba siendo construida mediante el sistema de relleno hidráulico típico de esa época, cuando experimentó la falla repentina del talud aguas arriba con el deslizamiento de 730 mil metros cúbicos de material en alrededor de 90 m (Verdugo, 2006).

Pioneros en el desarrollo de ensayos cíclicos fueron Seed y Lee (1966), quienes registraron el aumento de las presiones de poros ante una sollicitación cíclica y definieron la condición de licuación como el instante en que la presión de poros iguala la tensión efectiva de confinamiento inicial. Posteriormente, Marcuson (1978) define licuación como la transformación de un material granular de un estado sólido a licuado como consecuencia del incremento de presiones de poros y reducción de la tensión efectiva.

Los terrenos más propensos a sufrir este fenómeno lo constituyen materiales granulares saturados con un deficiente grado de densificación y mediana capacidad de drenaje, como limos arenosos, arenas o gravas encapsuladas por sedimentos impermeables. La licuación induce un significativo nivel de deformaciones, causando asentamientos permanentes y daños a estructuras fundadas sobre estos materiales. En terrenos de baja pendiente y adyacente a ríos, se produce un desplazamiento que genera fallas de *lateral spreading*. Adicionalmente, el aumento de las presiones intersticiales ocasiona erupciones de suelo y agua, los que quedan en evidencia en superficie como los llamados volcanes de arenas o *sand boils*.

El fenómeno de licuación ha sido utilizado indistintamente para dos fenómenos que involucran deformaciones en una masa de suelo, pero que tienen significativas diferencias. Éstos son: movilidad cíclica y falla de flujo.

### 2.2. MOVILIDAD CÍCLICA Y FALLA DE FLUJO

#### 2.2.1. *Movilidad Cíclica*

La licuación o movilidad cíclica consiste en la pérdida de rigidez de un suelo al estar sometido a cargas cíclicas. La tendencia a contraerse de los materiales granulares cuando son sometidos a cargas cíclicas inducen un aumento progresivo en la presión de poros y en las deformaciones bajo una condición no-drenada. Cuando la presión de poros se hace máxima al igualar la tensión de confinamiento inicial (carga de corte cíclica reversible), el terreno queda en un estado de nula tensión efectiva que se asocia a la condición de licuación.

La Fig. 2-1 corresponde a los resultados de ensayos en arenas del río Fiji en un equipo de cilindro hueco, para muestras en estado suelto y denso (Ishihara, 1985). Tal como se mencionó en el párrafo anterior, los materiales desarrollan un aumento en la presión

de poros con la progresión de los ciclos de carga y descarga. En relación al aumento de las deformaciones, es posible notar que la tasa de aumento es creciente para la muestra de arena suelta y decreciente para la probeta de suelo denso.

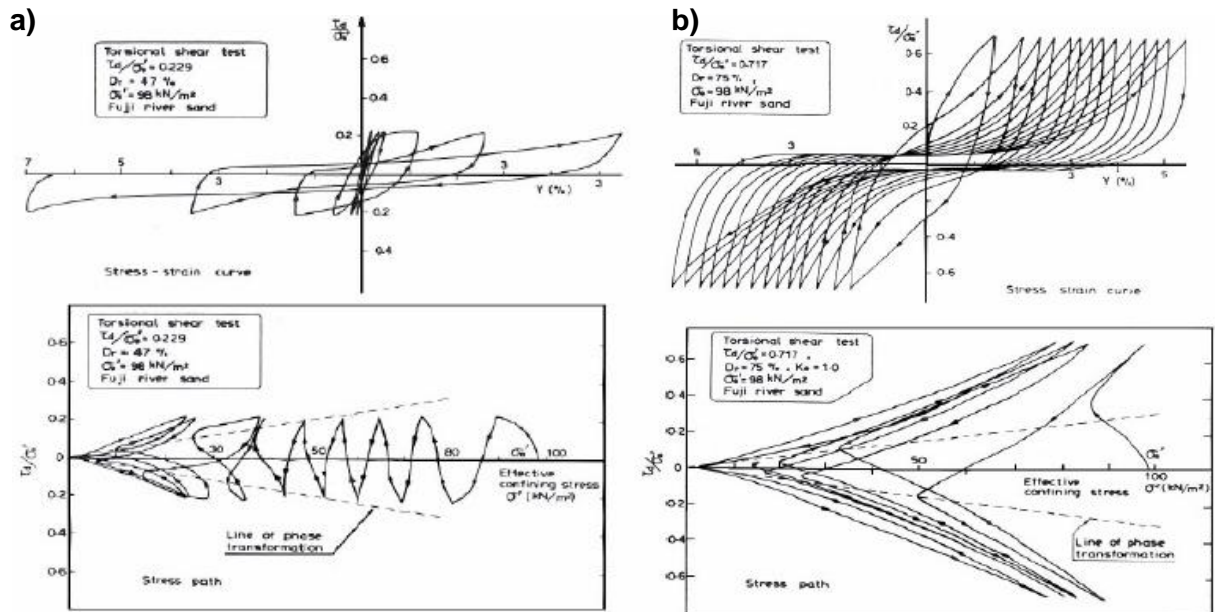


Fig. 2-1 Resultados ensayos cíclicos en muestras de suelo a) suelta y b) densa (Ishihara, 1985).

Para un confinamiento inicial isótropo, el instante en que la presión de poros iguala la tensión de confinamiento inicial es breve y coincide con el momento en el cual el esfuerzo de corte solicitante es nulo (Fig. 2-2). En dicho punto, el material se posiciona en el vértice del cono que define las superficies de falla en compresión y extensión, y por ende, el suelo no queda en un estado de falla permanente.

Inmediatamente después de que la presión de poros es máxima, ésta disminuye y la probeta desarrolla nuevamente resistencia al corte y queda oscilando a lo largo de la superficie de falla a medida que continúa la sollicitación cíclica (Fig. 2-1).

El estado de movilidad cíclica induce un aumento en las deformaciones del terreno, las cuales al ser excesivas pueden causar daño severo en estructuras.

En el caso que exista un nivel de corte inicial (consolidación anisotrópica) y el corte cíclico no sea reversible, no es posible generar una condición de tensión efectiva nula, pero igualmente se observa un aumento en el nivel de deformaciones.

Es importante mencionar, que el fenómeno de movilidad cíclica ocurre cuando el nivel de corte estático sumado al cíclico es menor que la resistencia al corte no-drenada, contrario a lo que se verá en el fenómeno de Falla de Flujo.

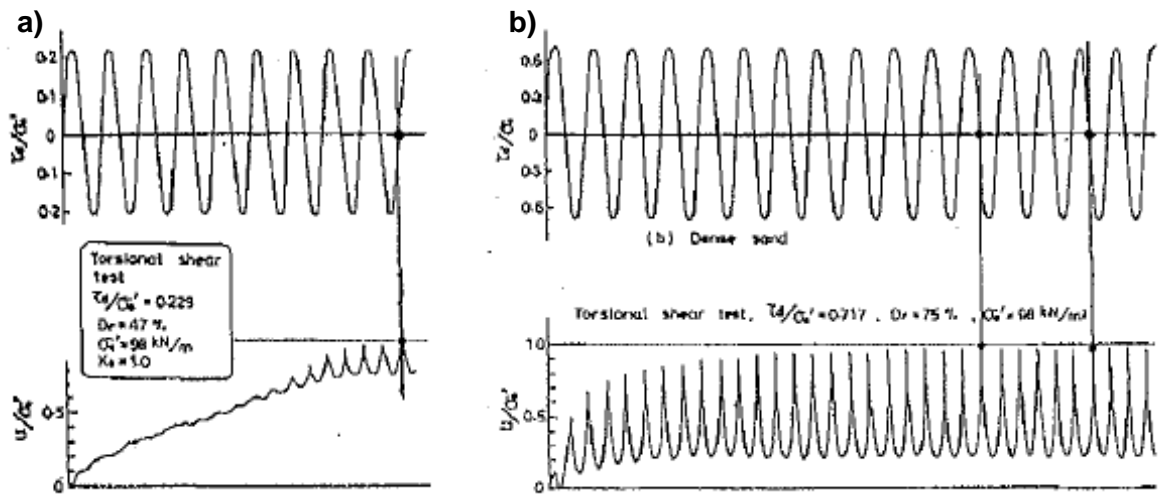


Fig. 2-2 Variación de la presión de poros a) arena suelta y b) densa (Ishihara, 1985).

### 2.2.2. Falla de Flujo

El término licuación verdadera fue introducido por el Profesor A. Casagrande, para referirse al fenómeno asociado a una pérdida repentina de resistencia y en el que el suelo fluye asemejándose a un fluido viscoso. A este tipo de falla también se le ha denominado falla de flujo o falla fluida enfatizando el aspecto relativo al flujo de la masa de suelos (Verdugo, 2006).

La falla se caracteriza por no necesitar una excitación externa, lo repentino de su origen y la rapidez de su desarrollo. Además, se identifica por el gran nivel de deformaciones y cuyos efectos son más catastróficos en comparación con la movilidad cíclica.

Verdugo (2006) entrega una clara explicación de las condiciones en las que ocurre el fenómeno de licuación a través del análisis de las respuestas de un material de suelo ubicado al interior de un talud, la cual se resume a continuación:

La Fig. 2-3 corresponde a tres posibles respuestas no drenadas de un material, teniendo como referencia la respuesta drenada para un suelo ubicado al interior de un talud. Inicialmente el suelo está sometido a un esfuerzo de corte permanente o estática  $\tau_a$ , el cual es alcanzado bajo un régimen de carga drenado.

Si el terreno se encuentra en un estado muy denso o en estricto rigor, si su combinación inicial de densidad y presión confinante se sitúan por debajo de la línea de deformación continua, es la respuesta drenada quien controla la falla del suelo, debido a que la resistencia no drenada es mayor a la resistencia drenada ( $S_{us} > S_{dr}$ ). Esta condición corresponde al caso más estable y no es posible la ocurrencia de una falla de flujo.

Si la combinación inicial de densidad y presión de confinamiento se sitúan por sobre la línea de deformación continua, la resistencia no drenada es menor que la resistencia drenada ( $S_{us} < S_{dr}$ ). En este caso, existen dos posibles situaciones, dependiendo del nivel de corte inicial solicitante. Si la resistencia última no drenada es mayor que el

esfuerzo de corte permanente ( $S_{us} > \tau_a$ ), no hay posibilidad de que se desarrolle una falla fluida. Por otra parte, si el esfuerzo de corte solicitante supera a la resistencia no drenada del material ( $\tau_a > S_{us}$ ), el material se encuentra en un estado inestable pudiendo gatillarse una falla fluida dependiendo de la amplitud y duración de la perturbación rápida que induce la respuesta no drenada de la masa de suelos.

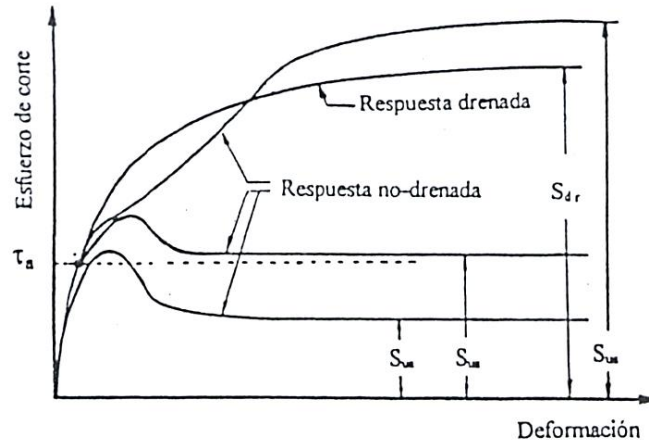


Fig. 2-3 Respuestas no drenadas (Verdugo, 2006).

Por tanto, el fenómeno de falla de flujo se desarrolla si el comportamiento de un material es totalmente contractivo (con una respuesta que desarrolle un peak) y si las tensiones de corte son superiores a la resistencia no drenada (Verdugo, 2006).

### 2.2.3. Comparación entre Falla de Flujo y Movilidad Cíclica

A modo de comparación entre ambos fenómenos, se entrega en la Fig. 2-4 un esquema representando su respuesta en el plano de tensión de corte y deformación angular. En la Tabla 2-1 se presenta un resumen de sus principales diferencias.

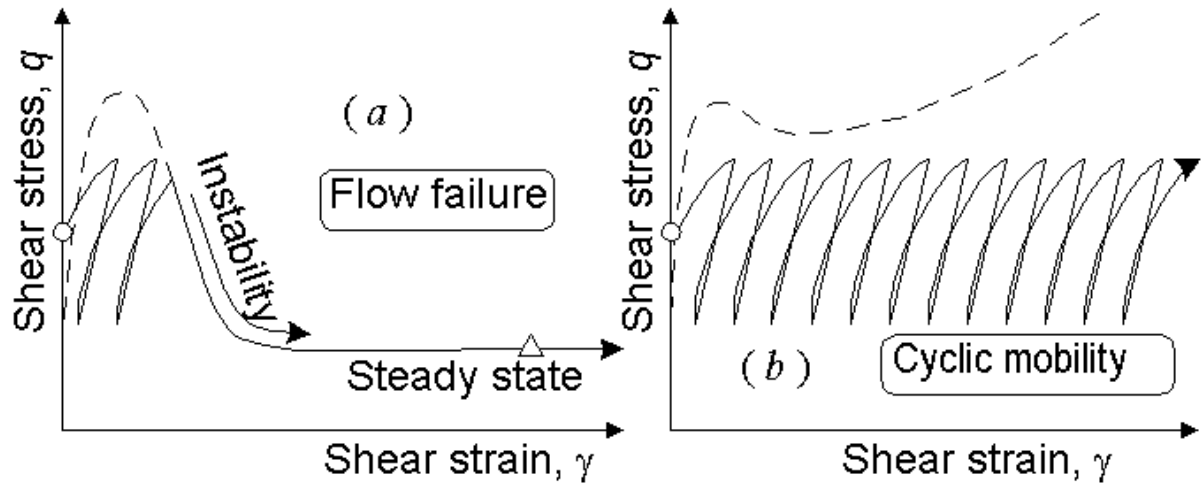


Fig. 2-4 Falla de flujo y movilidad cíclica (Yoshimine and Ishihara, 1998).

Tabla 2-1 Comparación entre Falla de Flujo y Movilidad Cíclica (Verdugo, 1992).

| FLOW FAILURE OR TRUE LIQUEFACTION  | CYCLIC MOBILITY   |
|--|---|
| It involves a loss in shear strength.  | It does not entail any loss in shear strength.  |
| Only such states above a particular boundary in the $\epsilon - p'$ plane are susceptible to undergo flow-failure.   | Loose as well as dense cohesionless soils under low or high overburden pressure can develop cyclic mobility.                                |
| It may be triggered only when driving forces are greater than the undrained steady state strength.   | If there is no chance for a flow failure, the bigger the driving forces, the bigger the cyclic strength.                                    |
| It can be triggered by either cyclic or static loading, as long as the load is fast enough to put the soil under undrained condition.  | It can be developed only during the application of undrained cyclic loading.  |
| During flow failure, the effective stresses drop to constant values which are equal to zero solely in the case of extremely loose sandy soil.  | For reversed amplitude of cyclic stress, cyclic mobility is associated with momentarily zero effective stresses.                            |
| During flow failure, the soil mass deforms continuously under its residual shear strength.   | During cyclic mobility, the soil mass undergoes cyclic deformation without mobilize necessarily its ultimate shear resistance.              |
| Flow failure involve remarkably large deformation of several meters or even some kilometers, mainly depending on the difference $(\tau_{st} - S_{vs})$ and the geometry of the problem itself. | Cyclic mobility usually compromise a moderate level of deformation, but sufficiently large to cause damage.                                 |
| The higher the effective overburden pressure, the higher the possibility of the soil mass to be in such state that induces flow failure.   | The higher the effective overburden pressure, the more difficult it is to build up pore pressure, and therefore to develop cyclic mobility. |
| The residual strength is known if the void ratio is known.   | Only the deformations that takes place in a sample are known  |

### 2.3. IDENTIFICACIÓN DE LAS FALLAS POR LICUACIÓN

Las fallas de licuación se manifiestan de diversas maneras, incluyendo falla por capacidad de soporte, *lateral spreading* y falla de flujo. Cuando la licuación se produce de forma superficial se pueden generar los conocidos volcanes de arenas (*sand boils*).

La falla por capacidad de soporte se origina por la pérdida de resistencia de un suelo, obteniéndose grandes deformaciones que generan asentamientos y rotación en las estructuras fundadas sobre este material. Un claro ejemplo son los edificios colapsados en el terremoto de Niigata (Japón) en 1964 y que se presentan en la Fig. 2-5.





Fig. 2-5 Edificios inclinados Niigata en 1964 (NOAA National Geophysical Data Center).

El fenómeno de *lateral spreading* ocurre en terrenos de pendiente suave y generalmente adyacentes a cuerpos de agua. Consiste en el desplazamiento de bloques superficiales de terreno que se ubican por sobre un estrato licuado. De acuerdo a la Federal Highway Administration (1997), se ha observado *lateral spreading* en pendientes de hasta  $5^\circ$ . En la Fig. 2-6 se presenta un ejemplo de lo ocurrido en Guatemala para el terremoto de 1976.



Fig. 2-6 Río Montagua, Guatemala en 1976 (<http://www.ce.washington.edu>).

La falla de flujo corresponde al tipo de falla más catastrófica. Se caracteriza por extensos desplazamientos de grandes masas de suelos que se generan de forma repentina. Luego de esta falla, el material involucrado tiende a alcanzar pendientes suaves, con ángulos típicos entre  $1$  y  $8^\circ$ .

Es importante mencionar, que este tipo de falla no necesariamente es gatillada por un terremoto, sino que requiere de una perturbación suficientemente rápida para inducir una respuesta no drenada de la masa de suelos.

Un ejemplo de falla de flujo gatillado por una sollicitación sísmica fue el colapso de la presa de San Fernando en 1971 (Fig. 2-7), donde se produjo una pérdida de resistencia de una zona de relleno hidráulico arenoso cerca de la base de la cara aguas arriba. Enormes bloques de material intacto del muro se movieron hacia el interior de la presa por la licuación del material que los subyacía.



Fig. 2-7 Presa San Fernando en 1971 (NOAA National Geophysical Data Center).

Otra manifestación de licuación es la aparición de los llamados “volcanes de arena”, los cuales se generan por el aumento de las presiones de poros que inducen un flujo de agua vertical que arrastra partículas de suelo hacia la superficie y forma montículos de material similar a un pequeño volcán. Estas erupciones se pueden evidenciar en superficie cuando la licuación se produce a poca profundidad. Los volcanes de arenas no necesariamente representan la licuación del material, sino que evidencian un aumento en la presión de poros. En la Fig. 2-8 se presenta un volcán de arena formado en el terremoto de El Centro, México (1979).



Fig. 2-8 Volcán de arena El Centro, 1979. (NOAA National Geophysical Data Center).

## 2.4. FACTORES QUE AFECTAN LA LICUACIÓN DE SUELOS

### 2.4.1. Distancia al Epicentro

Ambraseys (1988) efectuó un estudio para la estimación de la distancia máxima a la que ocurre licuación de suelos. Realizó una compilación de decenas de datos de terremotos y graficó tanto la distancia epicentral como hacia la zona de ruptura (área donde se produce la liberación de energía) del terremoto en función de la magnitud de momento (Fig. 2-9).

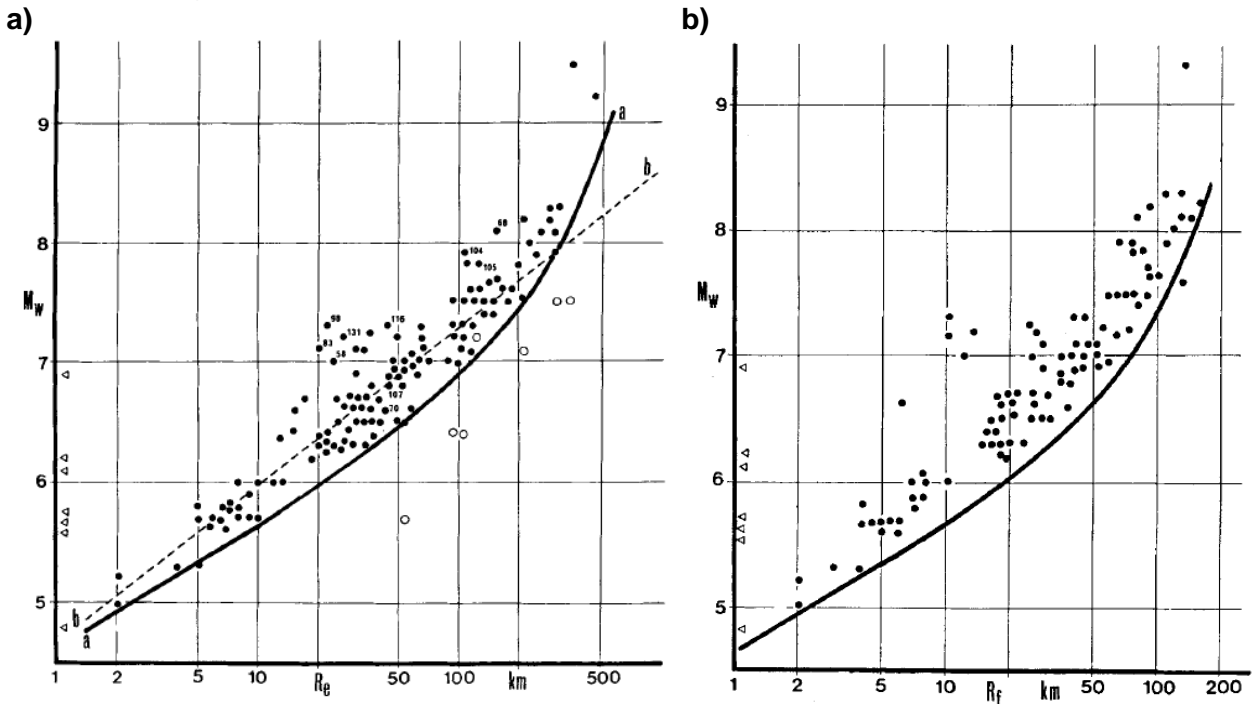


Fig. 2-9 Relación entre a) distancia epicentral y b) línea de ruptura a sitios de licuación y magnitud de momento (Ambraseys, 1988).

Ambraseys (1988) propuso las siguientes ecuaciones para la distancia máxima de licuación en función de la magnitud del terremoto  $M_w$ :

$$M_w = -0.31 + 2.65 \times 10^{-8} \cdot R_e + 0.99 \cdot \log(R_e) \quad (1)$$

$$M_w = 0.18 + 9.2 \times 10^{-8} \cdot R_f + 0.90 \cdot \log(R_f) \quad (2)$$

donde

$M_w$ : Magnitud de momento.  
 $R_e$ : Distancia epicentral, en cm.  
 $R_f$ : Distancia a ruptura, en cm.



Al analizar las curvas propuestas por Ambraseys (1988), es posible notar que ambas son altamente coincidentes hasta una magnitud  $M_w = 6$ . Cuando el movimiento sísmico tiene una mayor magnitud, la distancia epicentral supera a la distancia de ruptura. Esto es consistente ya que sismos de baja magnitud poseen áreas de ruptura menores y por tanto, ambas distancias son semejantes. Por otra parte, sismos de gran magnitud poseen áreas de ruptura extensas, por lo que las distancias epicentral y de ruptura difieren.

Es interesante notar, que dentro de la base de datos de registros sísmicos usado por Ambraseys (1988) se encuentra el terremoto de Valdivia de 1960. No se detalla la ubicación exacta del sitio licuado pero se indica que la distancia epicentral fue de 370 km, y por tanto, se estima que correspondió a la extensa licuación ocurrida en Puerto Montt (ver Sección 3.8).

#### 2.4.2. *Geología*

La resistencia a la licuación aumenta con la edad geológica. En efecto, sedimentos depositados de forma reciente son generalmente más susceptibles a licuar que materiales más antiguos. Dentro de los depósitos recientes, los procesos geológicos que tienden a depositar suelos en una distribución uniforme de tamaños y en un estado suelto, son más propensos a desarrollar este fenómeno.

Lo descrito en el párrafo anterior se puede observar en detalle en la Tabla 2-2, donde se presenta la susceptibilidad de licuar de depósitos como función de la edad geológica y el tipo de depósito (Youd and Perkins, 1978). Se observa que los depósitos más recientes de ríos, lagos y en zonas costeras son los más propensos a sufrir este fenómeno, siempre que el terreno se encuentre en un estado de saturación.

Especial atención requieren los rellenos, utilizados ampliamente en diversas áreas de la ingeniería. Este tipo de depósitos requieren un proceso de compactación que asegure la densificación del material, sin embargo, esta práctica es habitualmente omitida por los costos que involucra, por lo que estos rellenos quedan con un alto potencial de licuar.

Corroborando el efecto de la antigüedad geológica de un depósito, existen investigaciones que respaldan el aumento de la resistencia a la licuación con el envejecimiento, lo cual puede estar asociado al desarrollo de una ligera cementación o unión en los puntos de contacto entre los granos. Por ejemplo, Seed (1979) observó un significativo aumento en la resistencia a la licuación con el envejecimiento de especímenes reconstruidos de arenas ensayadas en el laboratorio, obteniéndose hasta un 25% de aumento de la razón de resistencia cíclica entre muestras fabricadas recientemente y especímenes con 100 días de antigüedad.

Tabla 2-2 Susceptibilidad de los depósitos a licuar (Posterior a Youd and Perkins, 1978 y obtenido de FHWA, 1997).

| Type of Deposit             | General Distribution of Cohesionless Sediments in Deposits | Likelihood that Cohesionless Sediments, When Saturated, Would Be Susceptible to Liquefaction (by Age of Deposit) |          |             |                 |
|-----------------------------|--|--|----------|-------------|-----------------|
|                             |  | <500 Year  | Holocene | Pleistocene | Pre-pleistocene |
| <b>Continental Deposits</b> |  |  |          |             |                 |
| River channel               | Locally variable   | Very high  | High     | Low         | Very low        |
| Flood plain                 | Locally variable   | High   | Moderate | Low         | Very low        |
| Alluvial fan and plain      | Widespread   | Moderate   | Low      | Low         | Very low        |
| Marine terraces and plains  | Widespread   | —  | Low      | Very low    | Very low        |
| Delta and fan-delta         | Widespread   | High   | Moderate | Low         | Very low        |
| Lacustrine and playa        | Variable   | High   | Moderate | Low         | Very low        |
| Colluvium                   | Variable   | High   | Moderate | Low         | Very low        |
| Talus                       | Widespread   | Low  | Low      | Very low    | Very low        |
| Dunes                       | Widespread   | High   | Moderate | Low         | Very low        |
| Loess                       | Variable   | High   | High     | High        | Unknown         |
| Glacial till                | Variable   | Low  | Low      | Very low    | Very low        |
| Tuff                        | Rare   | Low  | Low      | Very low    | Very low        |
| Tephra                      | Widespread   | High   | High     | Unknown     | Unknown         |
| Residual soils              | Rare   | Low  | Low      | Very low    | Very low        |
| Sebka                       | Locally variable   | High   | Moderate | Low         | Very low        |
| <b>Coastal Zone</b>         |  |  |          |             |                 |
| Delta                       | Widespread   | Very high  | High     | Low         | Very low        |
| Esturine                    | Locally variable   | High   | Moderate | Low         | Very low        |
| Beach-high wave energy      | Widespread   | Moderate   | Low      | Very low    | Very low        |
| Beach-low wave energy       | Widespread   | High   | Moderate | Low         | Very low        |
| Lagoonal                    | Locally variable   | High   | Moderate | Low         | Very low        |
| Fore shore                  | Locally variable   | High   | Moderate | Low         | Very low        |
| <b>Artificial Deposits</b>  |  |  |          |             |                 |
| Uncompacted fill            | Variable   | Very high  | —        | —           | —               |
| Compacted fill              | Variable   | Low  | —        | —           | —               |

### 2.4.3. Fábrica

La fábrica de un suelo se define como el arreglo geométrico de las partículas, dependiendo directamente del tipo de sedimentación. Dentro de este contexto, los métodos de preparación de las muestras inciden en la resistencia cíclica de materiales arenosos, por lo que el uso de muestras “inalteradas” es recomendado.

Vedugo (2005) efectuó una serie de ensayos en materiales de relaves, obteniendo una clara disminución de la resistencia cíclica en aquellas muestras reconstituidas en relación a las muestras “inalteradas” (Fig. 2-10).

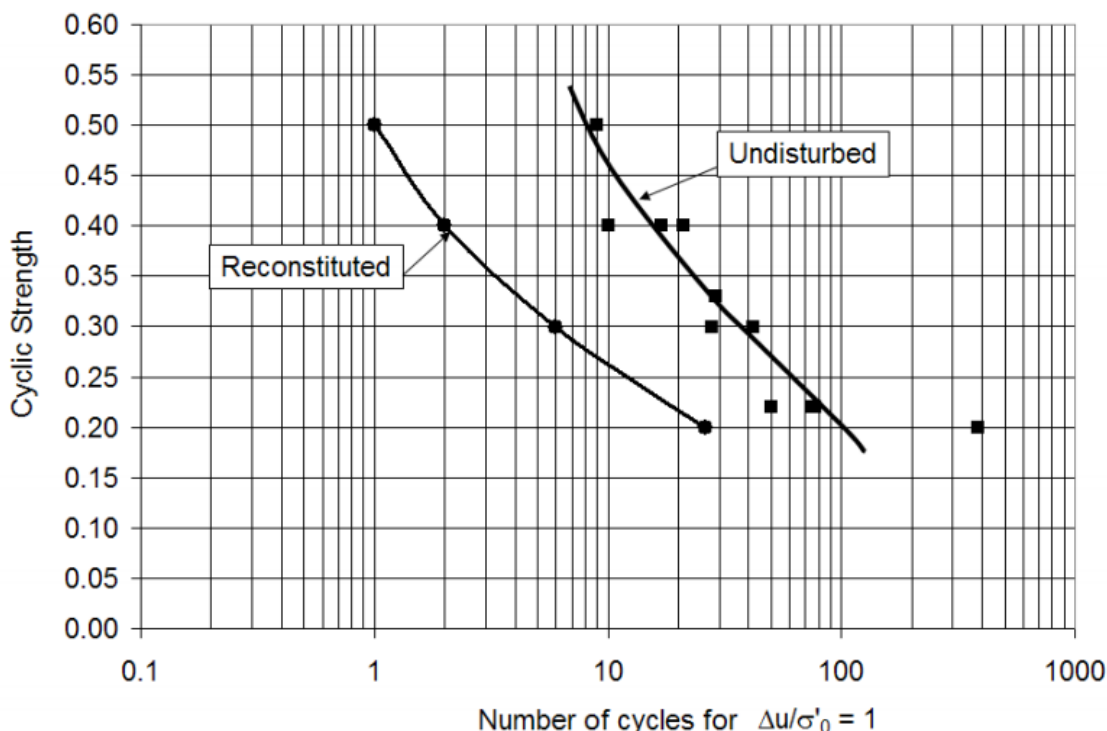


Fig. 2-10 Efecto de muestras reconstituidas e “inalteradas” en la resistencia cíclica (Verdugo, 2005).

#### 2.4.4. Granulometría

La susceptibilidad de licuación es influenciada por la granulometría de las partículas. Suelos bien graduados son generalmente menos propensos a licuar en comparación con los materiales de baja gradación, debido a que las partículas de menor tamaño ocupan los espacios vacíos entre las partículas mayores y consecuentemente, tienen mayor posibilidad de que se encuentren en un estado de mayor densidad.

Es importante mencionar que las gravas, pese a tener en general una alta permeabilidad que es capaz de disipar fácilmente las presiones de poros y a que difícilmente se encuentran en un estado natural muy suelto, pueden eventualmente desarrollar licuación en aquellos casos en que se encuentren encapsuladas por materiales impermeables que eviten el drenaje de los poros.

Algunos autores han determinado bandas granulométricas para suelos potencialmente licuables, basados en la experiencia de materiales que han licuado en el pasado. La Fig. 2-11 muestra los datos reunidos por Ishihara y otros (1989) y que sirve como una guía aproximada para conocer el potencial de licuación de materiales no cohesivos.

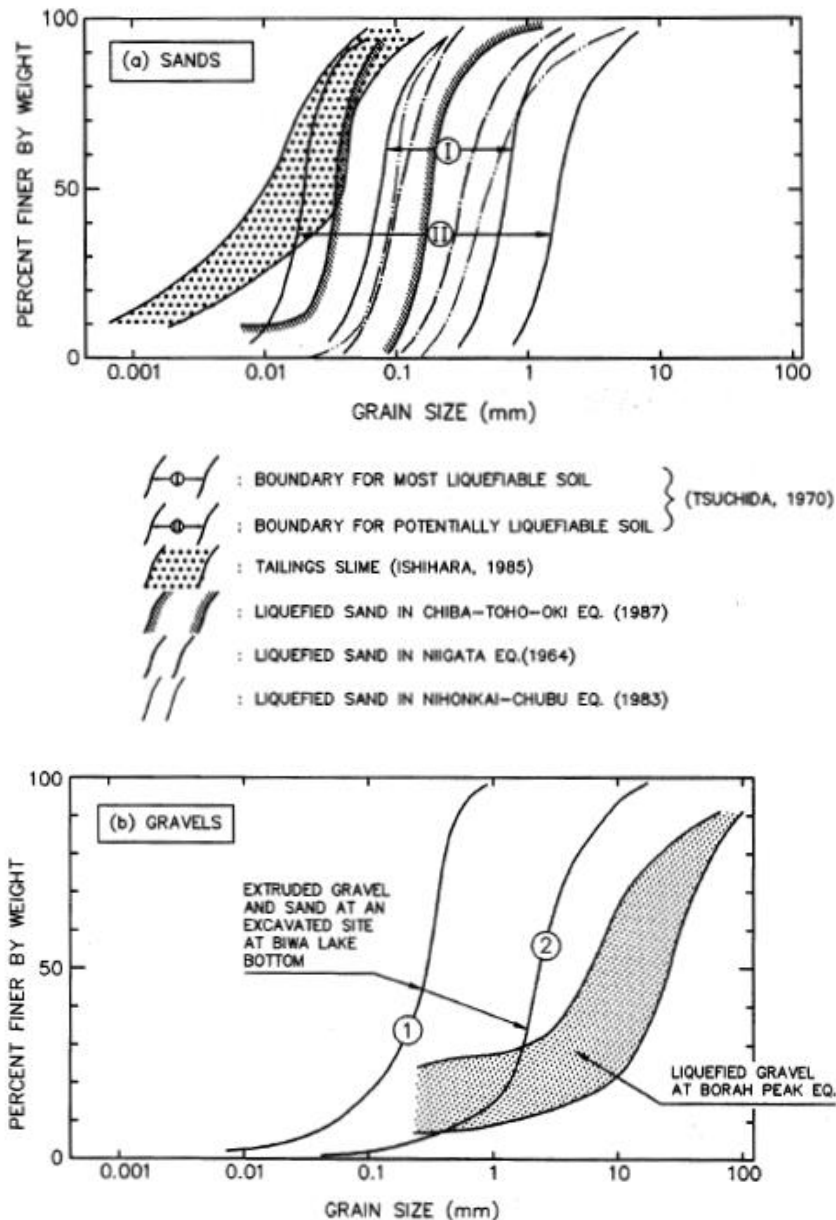


Fig. 2-11. Curvas granulométricas de suelos potencialmente licuables (modificado de Ishihara et al, 1989 y obtenido de FWA, 1997).

#### 2.4.5. Contenido de Finos

Por muchos años el fenómeno de licuación se limitó a sólo a arenas. Los suelos finos fueron considerados incapaces de aumentar las presiones de poros a un nivel que se asocie a licuación. En este contexto, los cuadros empíricos para la evaluación del potencial de licuación incluyen en su mayoría curvas para arenas limpias y con bajos contenidos de finos. A partir de ellos, se desprende que el incremento del contenido de finos aumenta la resistencia cíclica de los materiales. No obstante, esta situación no se asocia directamente al aumento del contenido fino, sino más bien a la plasticidad del material que inhibiría la licuación.

Troncoso y Verdugo (1985) han estudiado el efecto del contenido de finos no plásticos en la resistencia de suelos arenosos de depósitos de relaves. Los resultados indican una clara degradación de la resistencia cíclica exhibido por las arenas con el aumento de materiales finos de baja plasticidad (Fig. 2-12).

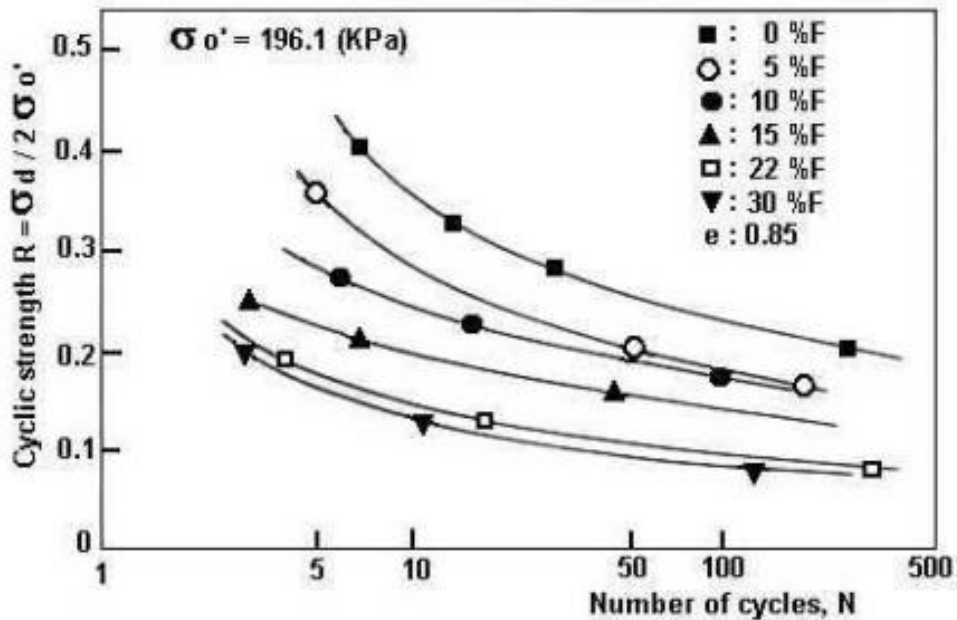


Fig. 2-12 Efecto de finos de baja plasticidad en la resistencia cíclica (Troncoso y Verdugo, 1985).

Verdugo (2005) obtuvo las líneas de *steady state* de materiales de relaves con diferentes contenidos de finos, obteniendo que al aumentar los finos la mezcla se vuelve más contractiva y aumenta el potencial de licuación (Fig. 2-13).

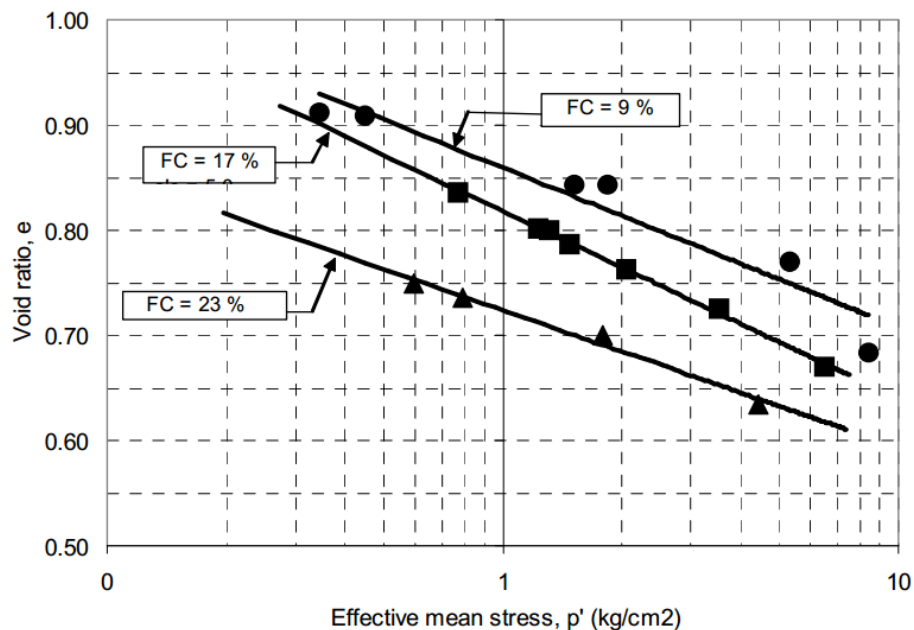


Fig. 2-13 Efecto del contenido de finos en línea de steady state (Verdugo, 2005).

#### 2.4.6. Plasticidad

Siguiendo con lo indicado en la sección anterior, la plasticidad también afecta directamente la resistencia cíclica, disminuyendo el potencial de licuación. Esto se debe a que se produce una adhesión entre las partículas que tienden a inhibir el movimiento relativo entre ellas, generándose menores excesos de presión de poros.

Uno de los criterios más ampliamente utilizado en los últimos años es el “Criterio Chino Modificado” (Wang, 1979), el cual indica los siguientes requisitos para identificar un material susceptible de licuar:

|                                |                            |
|--------------------------------|----------------------------|
| Fracción más fina que 0.005 mm | $CF_{0.005mm} \leq 15\%$   |
| Límite Líquido                 | $LL \leq 35\%$             |
| Contenido de humedad natural   | $\omega \geq 0.9 \cdot LL$ |
| Índice de liquidez             | $IL \leq 0.75$             |

Una actualización a este criterio ha sido publicada por Andrews y Martin (2000), quienes transformaron el Criterio Chino a la convención norteamericana al considerar el tamaño arcilla menor a 0.002 mm y modificaron levemente los límites de susceptibilidad (Fig. 2-14).

|                        | Liquid Limit < 32 (1)   | Liquid Limit ≥ 32   |
|------------------------|---|---|
| Clay Content < 10% (2) | Susceptible   | Further Studies Required<br><i>(Considering plastic non-clay sized grains - such as Mica)</i> |
| Clay Content ≥ 10%     | Further Studies Required<br><i>(Considering non-plastic clay sized grains - such as mine and quarry tailings)</i> | Not Susceptible   |

Notes:

1. Liquid Limit determined by Casagrande-type percussion apparatus
2. Clay defined as grains finer than 0.002mm

Fig. 2-14 Susceptibilidad de licuación en arenas limosas y arcillosas (Andrews and Martin, 2000).

La Fig. 2-15 corresponde a las recomendaciones de suelos licuables entregadas por Seed et al (2003), según la Carta de Plasticidad. Los suelos de la zona A son considerados altamente susceptibles a la licuación, mientras que los ubicados en la zona B son menos proclives a desarrollarla. Por su parte, el resto de los suelos, y que presentan mayores plasticidades, en general, no son susceptibles a licuar.

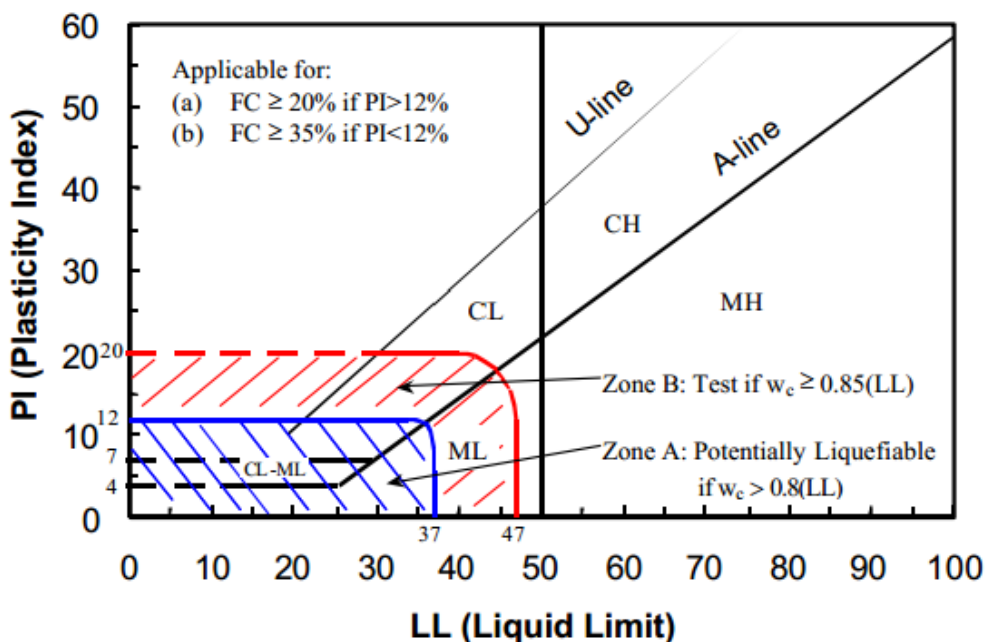


Fig. 2-15 Recomendaciones de suelos licuables por la carta de plasticidad (Seed et al, 2003).

#### 2.4.7. Saturación

De acuerdo a la Federal Highway Administration (1997), al menos un 80 a 85% de saturación es generalmente necesario para una condición de licuación. Se ha demostrado que en general a medida que se reduce el grado de saturación, aumenta la resistencia cíclica del material.

En la Fig. 2-16 se presentan los resultados de ensayos cíclicos de Xia y Hu (1991) para muestras ensayadas con diferentes grados de saturación y representado a través del parámetro B de Skempton. En dichas curvas se observa el aumento de la resistencia a medida que disminuye el grado de saturación.

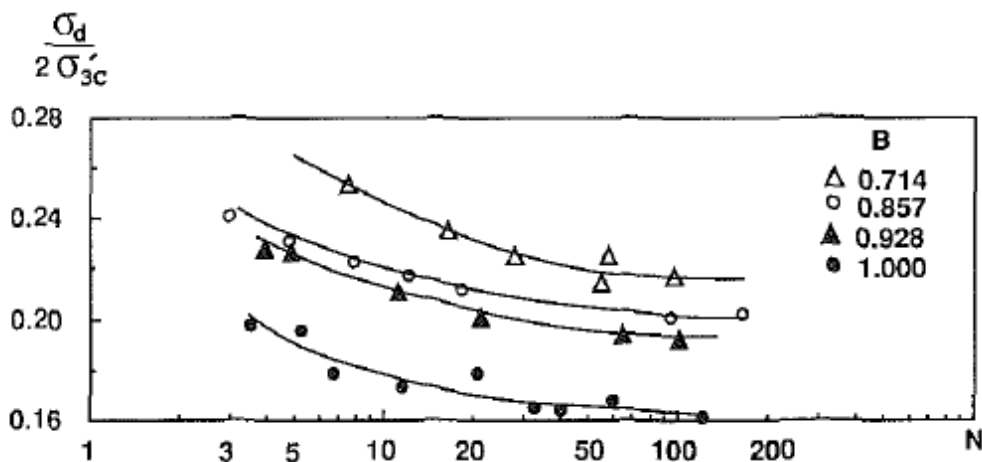


Fig. 2-16 Efecto del Grado de Saturación en la Resistencia Cíclica (Xia and Hu, 1991).

#### 2.4.8. Profundidad desde el Nivel de Terreno

De acuerdo a la Federal Highway Administration (1997), se han reportado fallas por capacidad de soporte en pilotes fundados sobre estratos de arenas a más de 30 m de profundidad. Sin embargo, las fundaciones superficiales generalmente no son afectadas si la licuación ocurre a más de 15 m de profundidad.

#### 2.4.9. Resistencia a la Penetración del Suelo

La Federal Highway Administration (1997) reunió las observaciones de varios autores en relación a los límites de resistencia a la penetración del suelo ante la licuación de suelo, los cuales se detallan a continuación:

De acuerdo a Seed & Idriss (1982), no se ha observado licuación en depósitos de suelo con SPT normalizado  $(N_1)_{60}$  mayor a 22. Marcuson et al (1990) sugieren que un valor de SPT normalizado igual a 30 es el umbral por sobre el cual no ocurre la licuación de suelos. No obstante, la experiencia China, como es citada en Seed et al. (1983) sugiere que en condiciones extremas es posible que ocurra en suelos con SPT normalizado de hasta 40.

En relación a la resistencia de cono normalizada ( $q_{c1}$ ), Shibata y Teparaska (1988), basados en un gran número de observaciones, indican que no hay licuación para valores sobre los 15 MPa.

### 2.5. RESISTENCIA NO DRENADA POST-LICUACIÓN

La obtención de la resistencia residual es un tópico controversial que ha sido discutido por varios autores. Este valor es usualmente obtenido por el método de *back-analysis* de casos históricos o directamente de ensayos de laboratorio.

Seed y Harder (1990) se basaron en fallas históricas de licuación donde se determinó el valor de la resistencia no drenada a través de resultados disponibles de ensayos de penetración estándar SPT, o en su defecto, utilizando una estimación. Con dichos antecedentes construyeron una banda para la resistencia no drenada residual, la que se presenta en la Fig. 2-17.

Dentro de las fallas utilizadas por Seed y Harder (1990), se incluye la Presa de San Fernando, cuya resistencia residual fue evaluada en 400 psf (0.20 kg/cm<sup>2</sup>) y el caso del tranque Mochi-Koshi, cuyo contenido de finos es de un 80% y se le asocia una resistencia residual de 250 psf (0.12 kg/cm<sup>2</sup>).



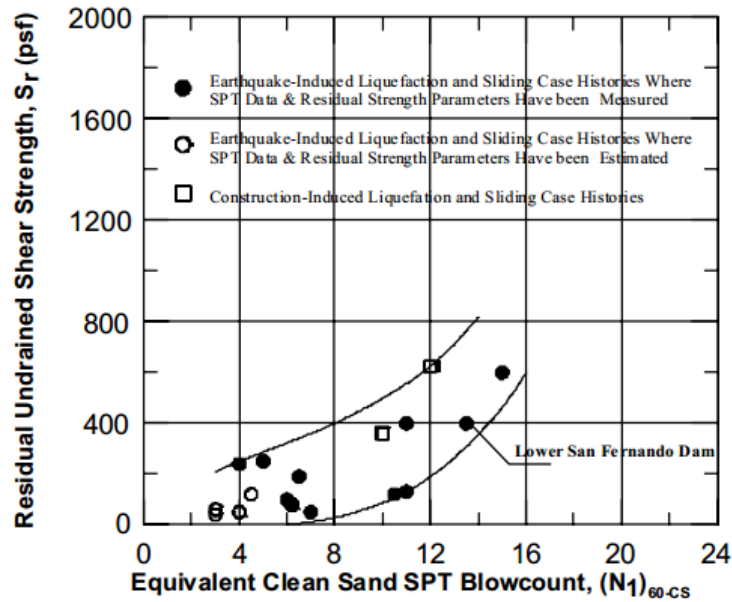


Fig. 2-17 Resistencia Residual No drenada (Seed and Harder, 1990).

Un gráfico más actualizado, es el propuesto por Idriss y Boulanger (2007) que relaciona la resistencia no drenada residual con el índice de penetración estándar corregido por contenido de finos (Fig. 2-18).

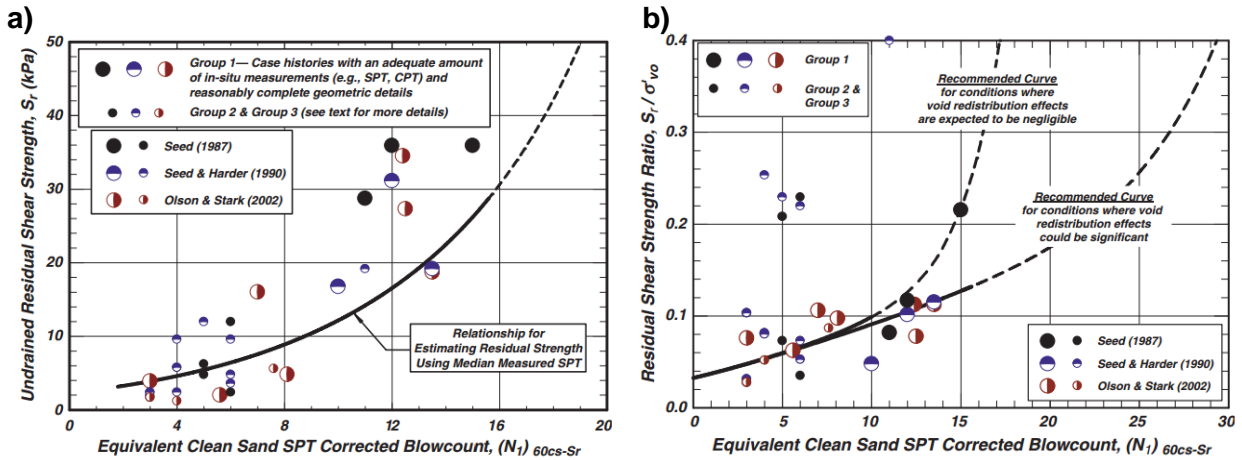


Fig. 2-18 Correlaciones entre SPT y a) Resistencia al Corte Residual b) Razón de resistencia al corte residual normalizado (Idriss and Boulanger, 2007).

En ambas gráficas es necesario determinar el valor del índice de penetración equivalente para arenas limpias.

Seed (1987) propuso la siguiente expresión:

$$(N_1)_{60cs-Sr} = (N_1)_{60} + \Delta(N_1)_{60Sr} \quad (3)$$

Donde,

$(N_1)_{60}$ : índice de penetración estándar corregido.  
 $\Delta(N_1)_{60Sr}$ : factor dependiente del contenido de finos.

Con  $\Delta(N_1)_{60Sr}$  obtenido de la siguiente tabla:

Tabla 2-3 Valores de  $\Delta(N_1)_{60Sr}$  recomendados por Seed (1987).

| Contenido de Finos (%) | $\Delta(N_1)_{60Sr}$ |
|------------------------|----------------------|
| 10                     | 1                    |
| 25                     | 2                    |
| 50                     | 4                    |
| 75                     | 5                    |

## 2.6. EVALUACIÓN DEL POTENCIAL DE LICUACIÓN

### 2.6.1. General

Luego de los terremotos de Alaska y Niigata (Japón) en 1964, los profesores Seed e Idriss (1971) desarrollaron el denominado “Método Simplificado” para la evaluación de la resistencia a la licuación de suelos, y que es ampliamente utilizado en la actualidad. Este método fue desarrollado a partir de evidencias de licuación en diversos sitios, consistente en volcanes de arenas, fisuras en el suelo y *lateral spreading*, cuya información fue reunida y sumada a datos obtenidos de ensayos de laboratorio. Su validez se limita a sitios con baja o nula pendiente y para profundidades menores a 15 m, lo que garantiza un reducido nivel de corte estático y bajos valores de sobrecarga (Youd et al, 2001).

El factor de seguridad a la licuación se determina según la siguiente expresión:

$$FS = \frac{CRR_{7.5}}{CSR} \cdot MSF \cdot K_{\sigma} \cdot K_{\alpha} \quad (4)$$

Donde:

$CRR_{7.5}$ : (Cyclic Resistance Ratio) resistencia cíclica para un sismo con  $M = 7.5$ .

$CSR$ : (Cyclic Stress Ratio) demanda sísmica del terreno.

$MSF$ : factor de escala de la magnitud del sismo.

$K_{\sigma}$ : factor de corrección por confinamiento.

$K_{\alpha}$ : factor de corrección por corte.

### 2.6.2. Solicitud Cíclica (cyclic stress ratio, CSR)

Seed & Idriss (1971) formularon la siguiente ecuación para calcular la razón de tensión cíclica, es decir, la demanda sísmica del terreno en estudio:

$$CSR = \left( \frac{\tau_{cy}}{\sigma'_{v0}} \right)_{sol} = 0.65 \cdot \frac{a_{m\acute{a}x}}{g} \cdot \frac{\sigma_v}{\sigma'_v} \cdot r_d \quad (5)$$

Donde,

|   |  |
|---|--|
| $\left(\frac{\tau_{cy}}{\sigma'_{v0}}\right)_{sol}$ : | esfuerzo de corte cíclico solicitante normalizado. |
| $a_{m\acute{a}x}$ :                                   | aceleración peak horizontal en la superficie.      |
| $g$ :   | aceleración de gravedad.                           |
| $\sigma_v$ :  | tensión total.                                     |
| $\sigma'_v$ :   | tensión efectiva.                                  |
| $r_d$ :   | coeficiente de reducción de tensión.               |

La fórmula anterior se deduce a partir del cálculo de la fuerza horizontal que se genera por el sismo en profundidad, en un suelo que se comporta como una columna rígida. Debido a que el suelo es flexible, se incluye el coeficiente de reducción,  $r_d$ , el cual disminuye la demanda sísmica con la profundidad. Su determinación se puede efectuar por la fórmula de Iwasaki et al (1978):

$$r_d = 1.0 - 0.015 \cdot z \quad \text{con } z: \text{ profundidad en metros.} \quad (6)$$

La expresión anterior se presenta en forma de gráfico en conjunto con otros autores en la Fig. 2-19.

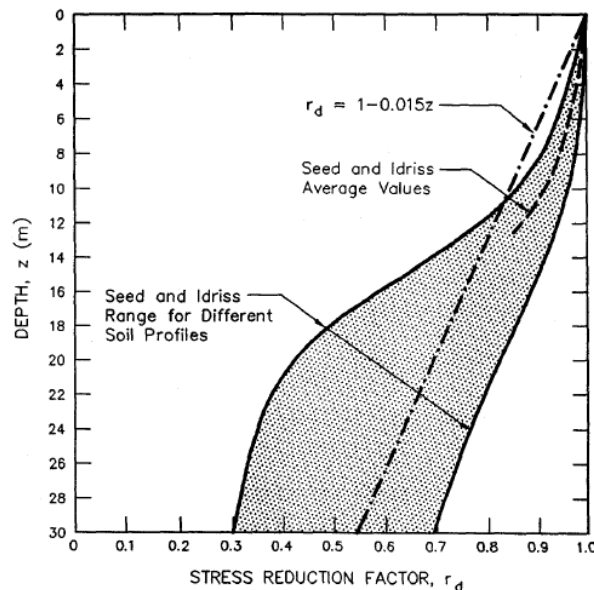


Fig. 2-19 Coeficiente de reducción  $r_d$  (FWHA, 2007 modificado de Seed & Idriss, 1982).

Posteriormente, Liao y Whitmann (1986) propusieron:

$$r_d = 1.0 - 0.00765 \cdot z \quad z \leq 9.15m \quad (7)$$

$$r_d = 1.174 - 0.0267 \cdot z \quad 9.15m \leq z \leq 23m \quad (8)$$

Donde,

$z$ : profundidad (m).

La Fig. 2-20 corresponde a los resultados de las fórmulas anteriores, en conjunto con los promedios y rangos de valores propuestos por Seed & Idriss (1971).

Otros autores han sugerido ecuaciones adicionales para estimar  $r_d$  a mayores profundidades, pero la evaluación de licuación a esas profundidades escapa de donde el método simplificado es verificado y donde se aplica con regularidad.

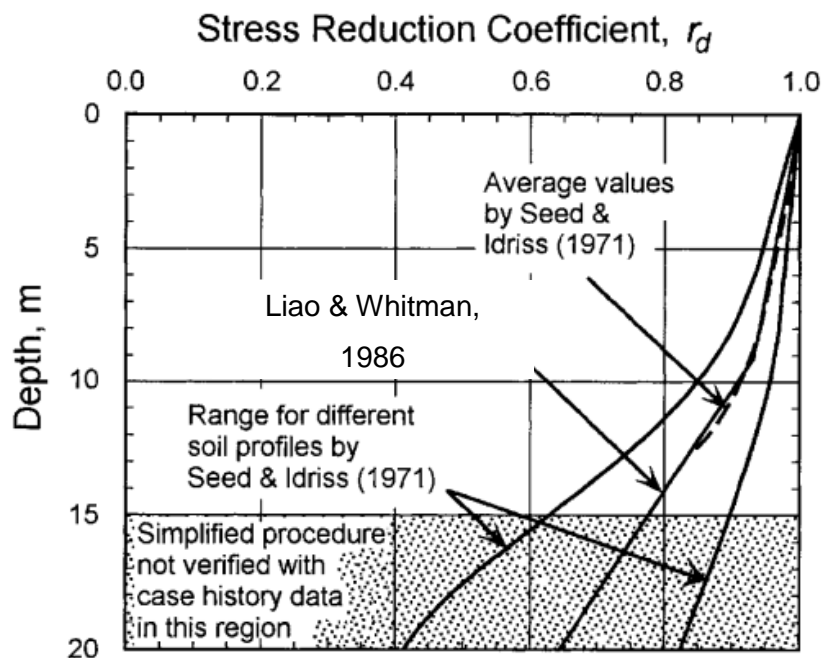


Fig. 2-20 Coeficiente de reducción,  $r_d$  (modificado de Youd et al, 2001).

### 2.6.3. Resistencia cíclica (cyclic resistance ratio CRR)

#### 2.6.3.1. General

La evaluación de la resistencia cíclica de un suelo se realiza a través de ensayos de laboratorio y/o terreno. Para el primero se requiere de la extracción de muestras de suelo "inalteradas" que son ensayadas bajo cargas cíclicas en el laboratorio. Su gran desventaja es la dificultad de mantener las muestras sin perturbación y restablecer el estado tensional in situ, además de la representatividad de la muestra de todo el terreno. El uso de técnicas de congelamiento ha sido en el último tiempo una alternativa que ha permitido obtener este tipo de muestras, pero acrecentando los costos.

Los ensayos de terreno han tenido un importante auge para la caracterización de los suelos y en particular, para el estudio de licuación. Los ensayos más usados son el ensayo de penetración estándar (SPT), ensayo de penetración de cono (CPT) y de una forma menos directa, a través de mediciones de velocidad de ondas de corte.

### 2.6.3.2. Ensayo Triaxial

Los ensayos de laboratorio que permiten evaluar la resistencia cíclica de un suelo son triaxial cíclico, corte simple cíclico y cilindro hueco cíclico, entre otros. A partir de ellos, es posible obtener una curva de resistencia cíclica en función del número de ciclos para una condición de 100% de incremento de presión de poros o para un cierto nivel de deformación (2.5 a 10% en doble amplitud).

La formulación para determinar la resistencia cíclica se efectúa a través de la siguiente expresión:

$$CRR = \left( \frac{\tau_{cy}}{\sigma'_{v0}} \right)_{terreno} = \left( \frac{\tau_{cy}}{\sigma'_{v0}} \right)_{triaxial} \cdot C_r \cdot \frac{DR_{terreno}}{DR_{laboratorio}} \quad (9)$$

Donde,

- $\left( \frac{\tau_{cy}}{\sigma'_{v0}} \right)_{terreno}$  : esfuerzo de corte cíclico normalizado en terreno.
- $\left( \frac{\tau_{cy}}{\sigma'_{v0}} \right)_{triaxial}$  : esfuerzo de corte cíclico normalizado triaxial.
- $C_r$ : factor de corrección por corte simple.
- $DR_{terreno}$ : densidad relativa de la muestra in situ.
- $DR_{laboratorio}$ : densidad relativa de la muestra en laboratorio.

Habitualmente, los ensayos de laboratorio estiman la resistencia a la licuación a través de ensayos con un nivel de corte cíclico de amplitud uniforme, por lo que se debe convertir un registro irregular a una serie equivalente de ciclos de tensión uniforme. Seed et al (1975) aplicó un procedimiento de ponderación para determinar el número de ciclos equivalentes considerando una amplitud del 65% del peak cíclico.

En la Fig. 2-21 se indican los resultados obtenidos por Seed et al (1975), notándose que para un terremoto de magnitud 7.5, el número de ciclos equivalentes se ubica cerca de 15 (para la curva media) y si aumenta a una magnitud de 8.0, se obtienen 20 ciclos.

En nuestro país se utiliza un criterio más conservador y que se aproxima a la curva Media +1 de Desviación Estándar de la Fig. 2-21. Los valores se indican en la Tabla 2-4.

Tabla 2-4 Número de ciclos equivalentes por magnitud del sismo usados en Chile.

| Magnitud | Número de Ciclos Equivalentes |
|----------|-------------------------------|
| 7        | 10                            |
| 7 ½      | 20                            |
| 8        | 30                            |

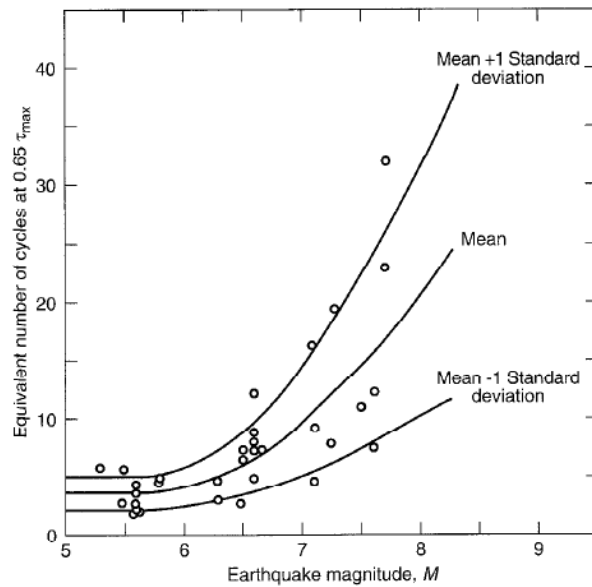


Fig. 2-21 Número de ciclos equivalentes (Después de Seed, et al. 1975).

Adicionalmente, se utiliza el factor de corrección para asimilar el ensayo de corte simple,  $C_r$ , el cual depende de la densidad relativa de la muestra y se determina a través de la Fig. 2-22.

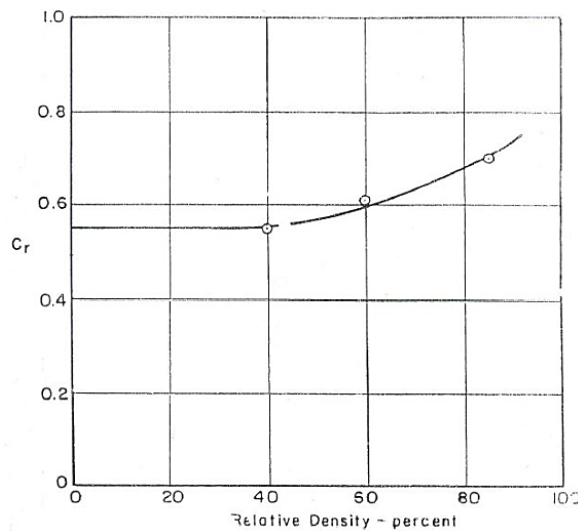


Fig. 2-22 Factor  $C_r$ .

### 2.6.3.3. Ensayo de Penetración Estándar (SPT)

El ensayo de penetración estándar (Standard Penetration Test) consiste en la contabilización del número de golpes necesarios para hincar una cuchara en 3 sets de 15 cm de penetración. Se obtiene el parámetro  $(N_1)_{60}$  que corresponde al número de golpes de SPT normalizado por una sobrecarga de aproximadamente 100 kPa y una eficiencia de energía del martillo del 60%. El equipamiento necesario para este ensayo se detalla en la Tabla 2-5.

Tabla 2-5 Equipamiento ensayo SPT (luego de Seed et al, 1985 y Riggs, 1986).

| Element                      | Standard Specification   |
|------------------------------|--|
| Sampler                      | Standard split-spoon sampler with: (a) Outside Diameter, O.D. = 51 mm, and (b) Inside Diameter, I.D. = 35 mm (constant - i.e., no room for liners in the barrel) |
| Drill Rods                   | A or AW-type for depths less than 15.2 m; N- or NW-type for greater depths   |
| Hammer                       | Standard (safety) hammer with: (a) weight = 63.5 kg; (b) drop = 762 mm (delivers 60% of theoretical free fall energy)  |
| Rope                         | Two wraps of rope around the pulley  |
| Borehole                     | 100- to 130-mm diameter rotary borehole with bentonite mud for borehole stability (hollow stem augers where SPT is taken through the stem)                       |
| Drill Bit                    | Upward deflection of drilling mud (tricone or baffled drag bit)  |
| Blow Count Rate              | 30 to 40 blows per minute  |
| Penetration Resistance Count | Measured over range of 150 to 460 mm of penetration into the ground  |

Notes: <sup>(1)</sup> If the equipment meets the above specifications,  $N = N_{60}$  and only a correction for overburden is needed.  
<sup>(2)</sup> This specification is essentially the same to the ASTM D 1586 standard.

En la Fig. 2-23 se grafica la resistencia cíclica, CRR, versus el número de golpes de SPT normalizado  $(N_1)_{60}$ , para una serie de datos de sitios donde fue, o no, observado los efectos de licuación para terremotos de magnitud aproximada 7.5. Las curvas trazadas definen los límites de la ocurrencia de licuación, e incluyen una separación para diferentes contenidos de finos: menor a 5% o curva de arenas limpias, 15 y 35%.

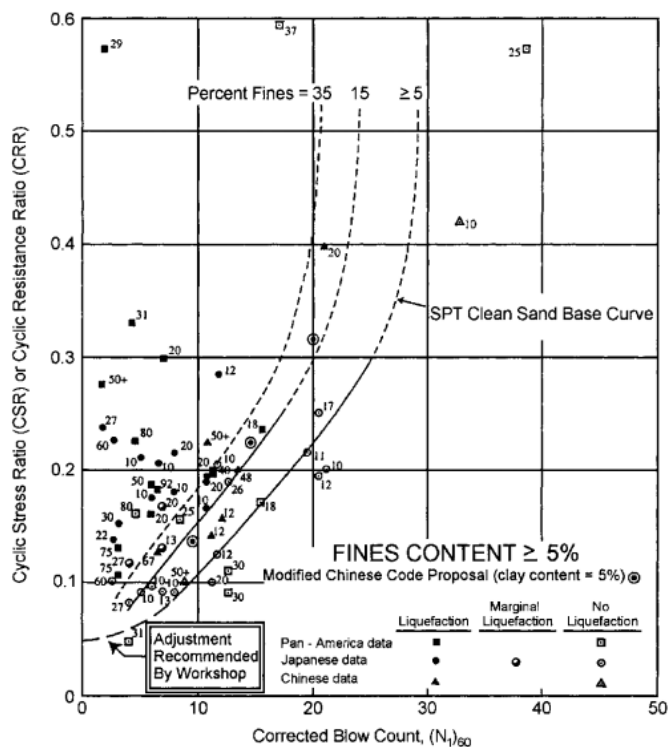


Fig. 2-23 –Correlaciones entre Resistencia cíclica y  $N_1$ -SPT para terremotos magnitud 7.5, con ajustes de NCEER Working Group (modificado de Seed et al., 1985 y obtenido de Youd et al., 2001).

Diversas correcciones para el SPT se han establecido. La Tabla 2-6 indica los factores de modificación del SPT, que consideran los efectos de sobrecarga y condiciones del equipo de medición, los cuales ponderan el resultado  $(N_1)_{60}$ .

Tabla 2-6 Correcciones para SPT (modificado de Skempton, 1986 y obtenido de Youd et al., 2001).

| Factor (1)          | Equipment variable (2)           | Term (3) | Correction (4)             |
|---------------------|----------------------------------|----------|----------------------------|
| Overburden pressure | —                                | $C_N$    | $(P_a/\sigma'_{vo})^{9.5}$ |
| Overburden pressure | —                                | $C_N$    | $C_N \leq 1.7$             |
| Energy ratio        | Donut hammer                     | $C_E$    | 0.5–1.0                    |
| Energy ratio        | Safety hammer                    | $C_E$    | 0.7–1.2                    |
| Energy ratio        | Automatic-trip Donut-type hammer | $C_E$    | 0.8–1.3                    |
| Borehole diameter   | 65–115 mm                        | $C_B$    | 1.0                        |
| Borehole diameter   | 150 mm                           | $C_B$    | 1.05                       |
| Borehole diameter   | 200 mm                           | $C_B$    | 1.15                       |
| Rod length          | <3 m                             | $C_R$    | 0.75                       |
| Rod length          | 3–4 m                            | $C_R$    | 0.8                        |
| Rod length          | 4–6 m                            | $C_R$    | 0.85                       |
| Rod length          | 6–10 m                           | $C_R$    | 0.95                       |
| Rod length          | 10–30 m                          | $C_R$    | 1.0                        |
| Sampling method     | Standard sampler                 | $C_S$    | 1.0                        |
| Sampling method     | Sampler without liners           | $C_S$    | 1.1–1.3                    |

Luego,

$$(N_1)_{60} = N_m \cdot C_N \cdot C_E \cdot C_B \cdot C_R \cdot C_S \quad (10)$$

Donde,

$N_m$ : valor medido de resistencia a la penetración estándar.

$C_N$ : factor de normalización por sobrecarga.

$C_E$ : corrección por energía del martillo.

$C_B$ : corrección por diámetro de la perforación.

$C_R$ : corrección por largo de las barras.

$C_S$ : corrección por tipo de muestreo.

Debido a que los resultados de N-SPT aumentan con el confinamiento, se debe aplicar un factor de corrección (Seed and Idriss, 1982), el cual se calcula normalizando el resultado medido del ensayo de penetración a una sobrecarga efectiva de aproximadamente 100 kPa.

Tokimatsu y Yoshimi (1983) proponen:

$$C_N = \frac{1.7}{0.7 + \sigma'_{v0}/Pa} \quad (11)$$

Donde,

$\sigma'_{v0}$ : tensión vertical efectiva.

$Pa$ : presión atmosférica.



Kayen et al (1992) sugieren la siguiente expresión:

$$C_N = \frac{2.2}{1.2 + \sigma'_{v0}/Pa} \quad (12)$$

Donde,

$\sigma'_{v0}$ : tensión vertical efectiva.  
 $Pa$ : presión atmosférica.

Además, usualmente este valor se limita entre 0.5 y 1.5.

#### 2.6.3.4. Ensayo de Resistencia de Penetración del Cono (CPT)

Similar al caso del ensayo SPT, se ha desarrollado la aplicación de los ensayos CPT (Cone Penetration Test) principalmente por Robertson and Wride (1998), quienes desarrollaron una curva empírica que relaciona la resistencia a la punta normalizada con la resistencia cíclica para arenas limpias bajo un sismo de magnitud 7.5 y que se presenta en la Fig. 2-24).

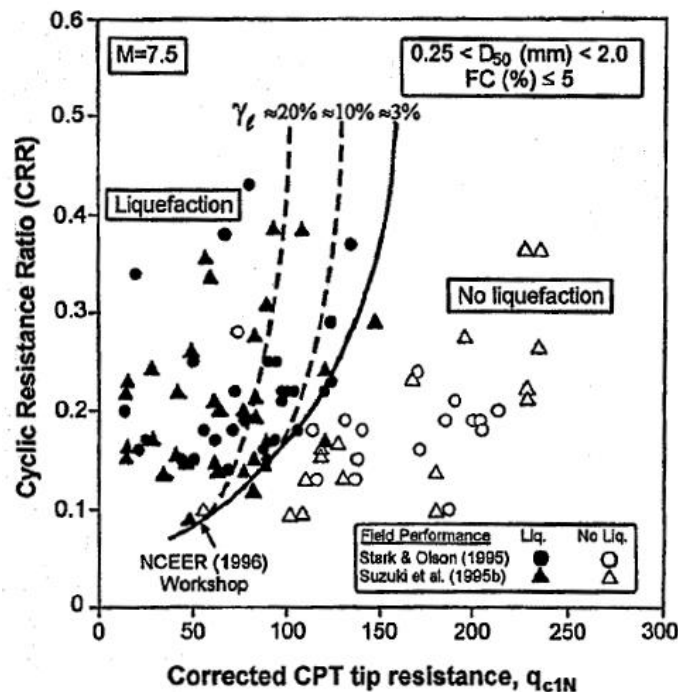


Fig. 2-24 Curva de resistencia cíclica para CPT (Robertson & Wride, 1998).

Versiones actualizadas de este cuadro se han elaborado, como los desarrollados por Idriss y Boulanger (2008) y que se presentan en la Fig. 2-24.

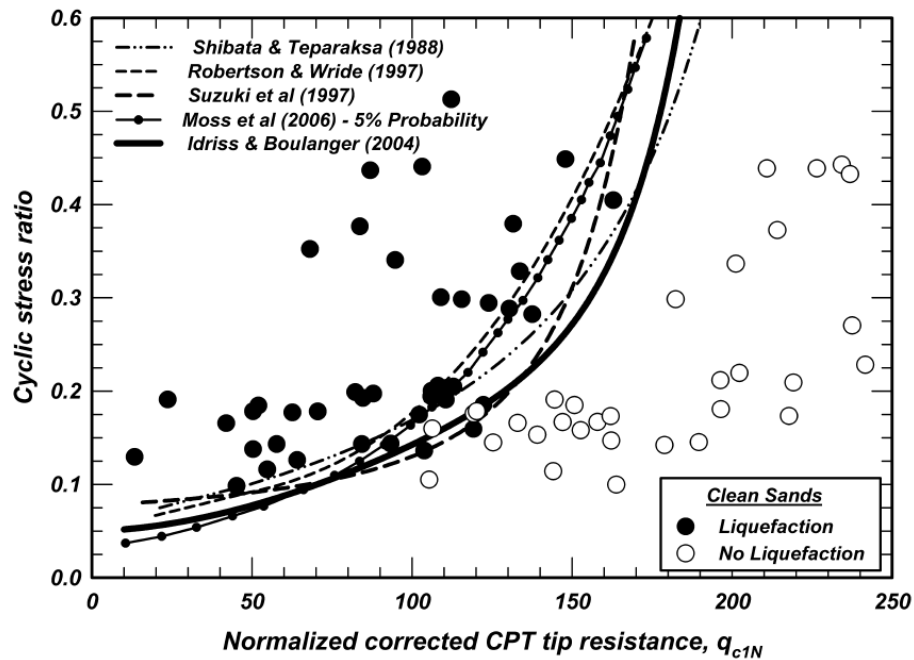


Fig. 2-25 Cuadro de Licuación para arenas limpias basado en ensayo CPT (Idriss and Boulanger, 2008).

#### 2.6.3.5. Medición de Velocidad de Ondas de Corte ( $V_s$ )

En el último tiempo ha existido un auge de las técnicas geofísicas para la medición de perfiles de ondas de corte, incluyendo el método de análisis espectral de ondas superficiales (SASW), los cuales tienen ventajas económicas y de ejecución ya que son no invasivos. Sin embargo, son métodos indirectos cuya tasa de fiabilidad aún es baja.

Andrus y Stokoe (2000) desarrollaron un criterio de resistencia a licuación utilizando las mediciones de velocidad de ondas de corte. Esto se basa en el hecho que tanto la resistencia a la licuación como la velocidad de propagación de ondas de corte son similarmente influenciados por el índice de vacíos, tensión de confinamiento, historial de tensiones y edad geológica. En la Fig. 2-26 se presentan las curvas propuestas para estimar la resistencia cíclica.

Cabe señalar, que la medición de la velocidad de ondas de corte entrega un parámetro que tiene relación con el módulo de deformación a bajas deformaciones, lo que no tiene relación directa con el fenómeno de licuación, puesto que no se mide la resistencia del material. Sin embargo, entrega un valor que es posible correlacionar con el estado de compacidad, obteniéndose que en general los suelos sueltos tienen velocidades bajo 200 m/s, lo que podría entregar una primera aproximación a la licuación del material.

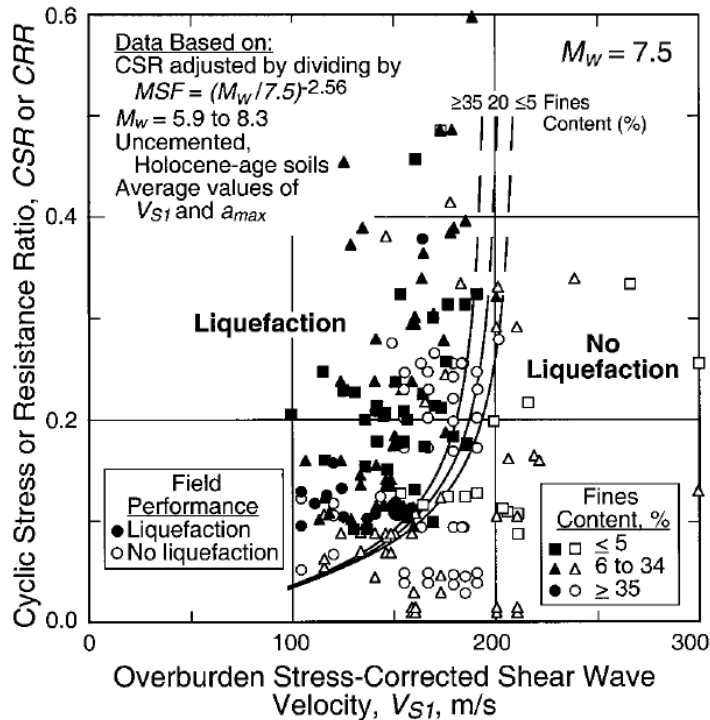


Fig. 2-26 Relación entre resistencia cíclica y velocidad de ondas de corte corregida (Andrus and Stokoe, 2000).

#### 2.6.4. Factor de Escala para la Magnitud del Sismo (MSF)

Las curvas antes mencionadas son aplicables a sismos de magnitud 7.5. Para diferentes magnitudes, Seed e Idriss (1982) introdujeron el uso de factores de magnitud que ponderan la resistencia cíclica (Fig. 2-27).

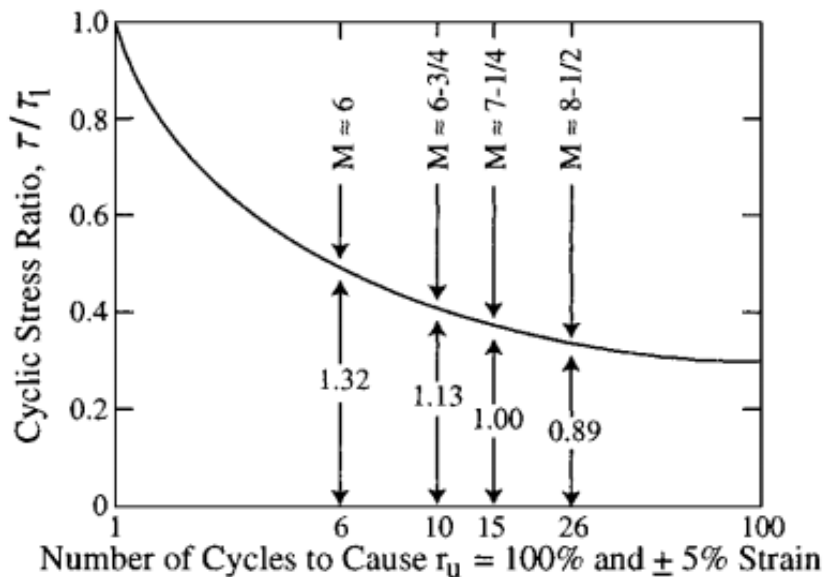


Fig. 2-27 Relación entre sollicitación cíclica y número de ciclos para causar licuación (Seed and Idriss, 1982).

### 2.6.5. Corrección por Sobrecarga y Corte Estático

Ensayos de laboratorio con cargas cíclicas indican que la resistencia a la licuación aumenta con el incremento del confinamiento. La tasa de aumento es no lineal. Para considerar esta no linealidad entre CRR y la sobrecarga, Seed (1983) introdujo el factor  $K_\sigma$  para extrapolar el procedimiento simplificado a suelos con sobrecargas mayores a 100 kPa. La Fig. 2-28 presenta al factor de corrección entregado por Seed y Harder (1990) para arenas limpias.

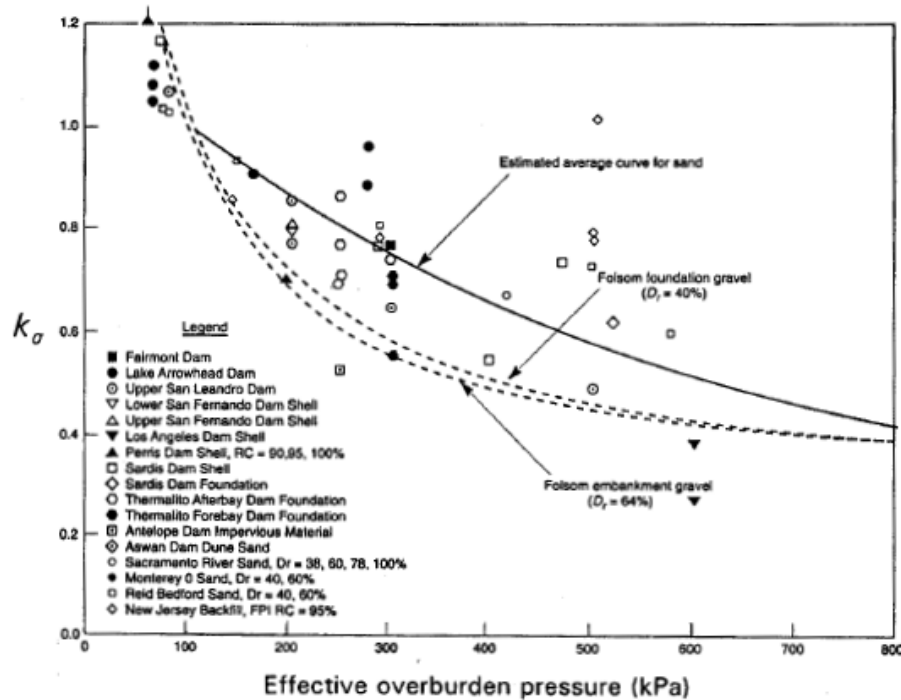


Fig. 2-28 Factor de corrección por sobrecarga (Harder, 1988 and Hynes, 1988).

Por otra parte, el corte estático puede aumentar o disminuir el riesgo de licuación. Suelos granulares densos con bajas tensiones de confinamientos, desarrollan un comportamiento dilatante, lo cual aumenta su resistencia a la licuación. En materiales sueltos, en cambio, su comportamiento contractivo disminuye su resistencia. Para incorporar el efecto del corte estático en la resistencia a la licuación, Seed (1983) introdujo el factor  $K_\alpha$ . Para generar los valores de este valor, Seed normalizó la tensión de corte estática actuando en un plano con respecto a la tensión vertical efectiva,  $\sigma'_{v0}$ :

$$\alpha = \frac{\tau_{st}}{\sigma'_{v0}} \quad (13)$$

Diversos autores han propuesto valores de este coeficiente, el cual depende de la densidad relativa del terreno, como por ejemplo los gráficos elaborados por Seed y Harder (1990) y Boulanger et al. (1991), presentados en la Fig. 2-29.

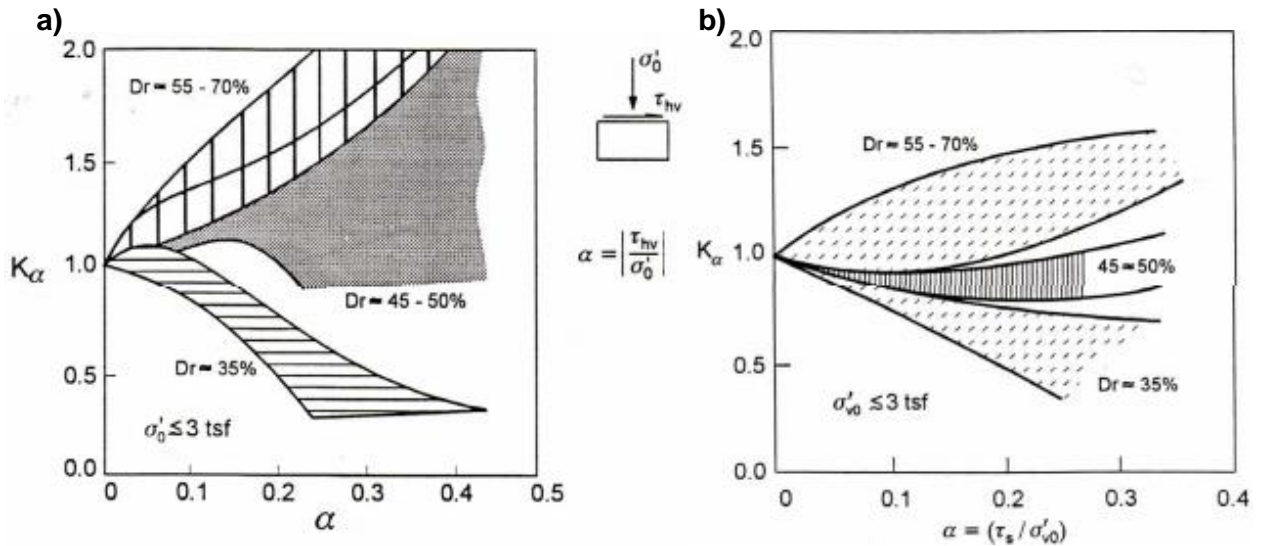


Fig. 2-29 Coeficiente de corrección por corte estático (a) Seed and Harder, 1990 y b) Boulanger et al., 1991).

Uno más actualizado lo constituye el propuesto por Harder y Boulanger (1997), en donde se entrega recomendaciones para  $K_\alpha$  como función de los valores de N-SPT y densidad relativa para tensiones verticales efectivas menores a 3 atm (Fig. 2-30).

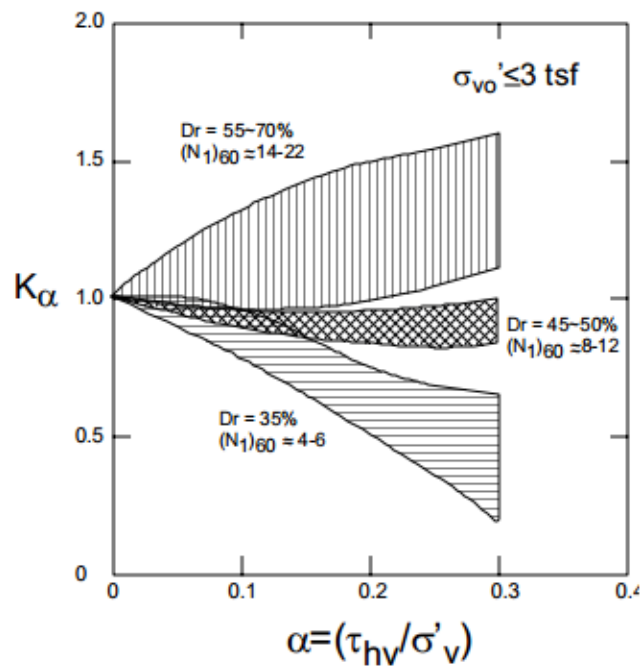


Fig. 2-30 Coeficiente de corrección por corte estático (Harder and Boulanger, 1997).

## 2.7. RECURRENCIA DEL FENÓMENO DE LICUACIÓN

Existe evidencia empírica de que el fenómeno de licuefacción se ha manifestado de forma reiterativa en un mismo sitio. De acuerdo a Youd (1984) la licuación en un estrato uniforme de suelo se produce desde arriba y hacia abajo. Este comportamiento ha sido comprobado en los ensayos de Florin e Ivanov (1961), quienes hicieron vibrar una capa saturada de arena dentro de un tanque de paredes rígidas. Inicialmente, el exceso de presión de poros se incrementa de forma uniforme con la profundidad, resultando un estado de tensión efectiva nula y una condición de licuación en la parte superior de la capa de arena, donde la sobrecarga es menor. A medida que transcurre el tiempo, el exceso de presión de poros continua aumentando uniformemente y la condición de licuación se propaga hacia la parte inferior del estrato, dependiendo de la extensión del sismo (Fig. 2-31a.).

De forma contraria a la propagación de la licuación, la compactación del material se desarrolla desde abajo y hacia arriba del estrato. Esto ha sido documentado por los ensayos de Florin e Ivanov (1961), quienes encontraron que la disminución del exceso de presión de poros y la compactación del material se inicia en la parte inferior del estrato. Los datos, graficados en la Fig. 2-31b, corresponden a un ensayo en que la vibración fue aplicada de forma continua durante toda la prueba. En aquellos ensayos en que se detiene la vibración, la capa licuada detiene su proceso de densificación, quedando sectores superficiales en una condición suelta y que inclusive, puede ser más crítica que el estado inicial, quedando en un estado de vulnerabilidad.

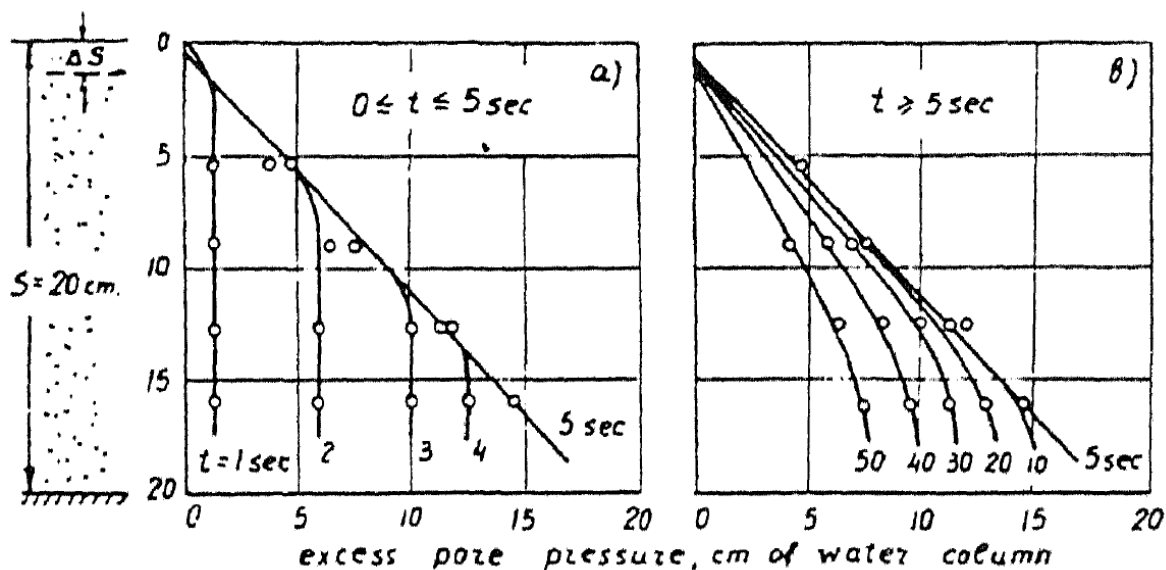


Fig. 2-31 Ensayos de licuación a) Licuación desde la parte superior y b) Compactación desde la parte inferior del estrato (Florin e Ivanov, 1961).

Más modernos son los ensayos centrífugos a través de equipos que giran y generan un campo gravitacional para lograr reproducir los esfuerzos de terreno. Maharjan y Takahashi (2012) realizaron ensayos centrífugos en un perfil de arena homogéneo de 9.8 m de alto, obteniendo las curvas de excesos de presión de poros de la Fig. 2-32, visualizándose el mismo comportamiento descrito previamente.

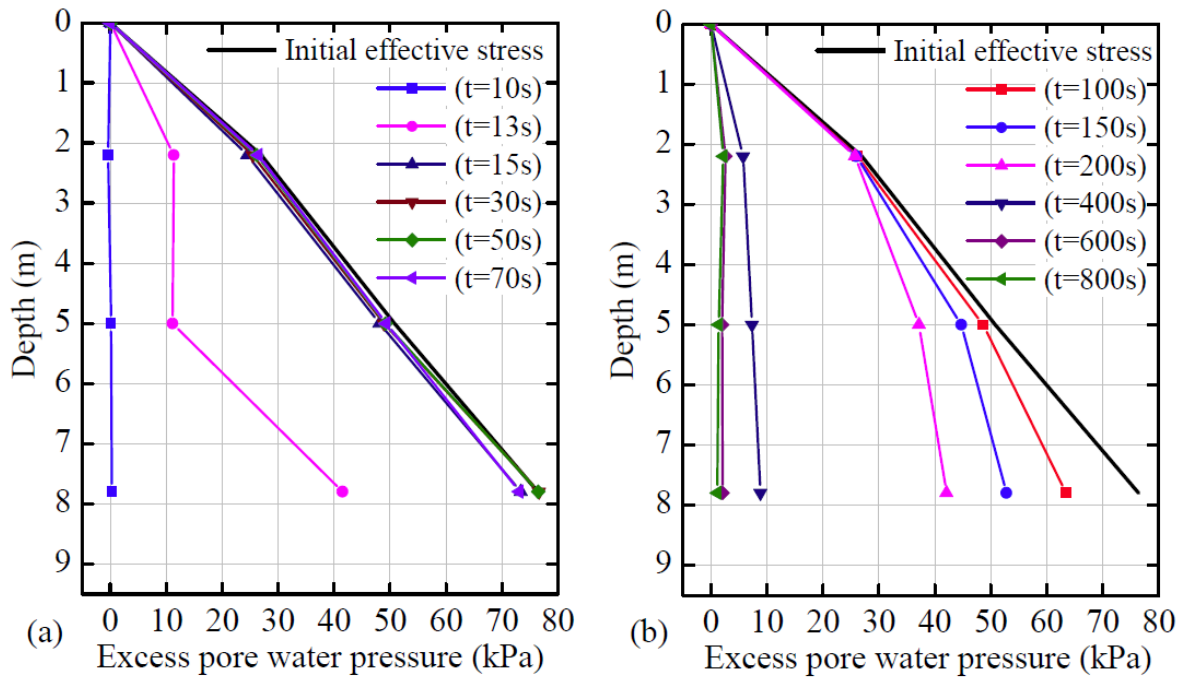


Fig. 2-32 Curvas de excesos de presión de poros a) durante la vibración y b) posterior a la vibración.

En el caso que el drenaje superior de la capa licuable se encuentre restringido, se genera un lente superior licuable. Esto fue observado en River Park (California), cuya estratigrafía indica un estrato de arena bajo una capa de arcilla. Los resultados de los ensayos CPT indican que en la parte superior de la arena e inmediatamente bajo la arcilla, se obtienen valores bajo  $10 \text{ kg/cm}^2$ , pero un metro más abajo la resistencia aumenta y supera los  $100 \text{ kg/cm}^2$ . Esta zona se asociaría a que en los procesos de licuación y compactación durante terremotos pasados, el agua expelida se acumuló en la parte superior de la capa de arena y debajo de la capa de arcilla impermeable, quedando un material altamente susceptible a la relicuación (Youd, 1984).

### 3. EVIDENCIAS DE LICUACIÓN EN TERREMOTOS PASADOS DE CHILE

#### 3.1. GENERAL

En Chile, hasta el terremoto del 27-F, existía la creencia por parte de un importante número de ingenieros de que en nuestro país no se producía el fenómeno de licuación de suelos, estando este tipo de falla relacionada únicamente a tranques de relaves, con la excepción de casos aislados documentados en el terremoto de 1985. Según ellos, la elevada cantidad de sismos que azotan nuestra región, serían los responsables de que los terrenos se encuentren en un estado de densificación tal que imposibilite la licuación del material. Lo anterior, no es del todo correcto, ya que de acuerdo al proceso de depositación natural de los suelos y variables externas, el terreno puede variar ampliamente su condición. Además, es evidente que los rellenos no siempre son compactados de forma adecuada e incluso existen casos en que se omite dicho procedimiento, aumentando el riesgo de licuar.

La negativa ante este fenómeno se fundamenta en gran medida por lo incipiente de su estudio, por lo que su identificación en nuestro país no ha sido una tarea sencilla. Se han realizado varios estudios internacionales, donde autores lo han descrito con detalle, siendo destacable lo acontecido en el terremoto de Niigata el año 1964 en Japón, cuyos registros han expuesto de forma gráfica las características más importantes que se asocian a daños generados por licuación de suelos, tales como formación de volcanes de arenas, agrietamientos y asentamientos del terreno.

Dentro de este contexto, el presente capítulo corresponde a una revisión de los principales sismos ocurridos en la historia reciente de Chile, e incluye una recopilación de información gráfica y textual que permite asociar diversos daños a características propias de licuación de suelos. Se incluyen los grandes terremotos de Santiago (1647), Valparaíso (1906), Valdivia (1960) y Algarrobo (1985), entre otros. Cabe destacar, que algunos párrafos son copias de antiguos libros que se citan, conservando la lengua de la época.

#### 3.2. CULTURA PREHISPÁNICA

Los Mapuches asociaban sucesos como las tormentas eléctricas, truenos, relámpagos y erupciones volcánicas como a una manifestación de una fuerza superior o *Pillán*. Rodolfo Lenz, en su "Tradiciones e ideas de los Araucanos acerca de los Terremotos" (1912) relata la leyenda del pueblo Mapuche que explica los terremotos y especialmente los maremotos, a través de la lucha entre las serpientes Trentren y Caicai-Vilu. Esta última, mitad culebra y pez, inundó los terrenos planos y Trentren la enfrentó elevando los montes, cambiando la geografía.

Lenz se refiere también al trabajo de Euliojio Robles Rodríguez sobre la leyenda, señalando que hubo una gran inundación y un enorme lagarto salió del centro de la tierra gritando ¡Cai-Cai! Posteriormente, la tierra se agrietó por muchas partes y gruesos



borbollones brotaron de esas grietas y llenaron los campos, refugiándose la gente en cerros denominados Tren-Tren.

Diversas modificaciones se conocen de esta leyenda, indicándose que el agua no provino de la tierra, sino que de una salida de mar. No obstante, destaca que algunos relatos mencionen el agrietamiento de la tierra y salida de agua a través de las fisuras y además, que el pueblo mapuche posea un término asociado a los terremotos: *Fütra Nüyün*.

### 3.3. TERREMOTO DE 1570

El 8 de febrero de 1570 un terremoto de magnitud Ms = 8.3 azotó la ciudad de Concepción, entonces ubicada en la Bahía de Talcahuano, actual Penco. De acuerdo al historiador Diego Barros Arana, fue el primer gran terremoto que experimentaron los españoles en suelo chileno.

Existen antecedentes que la tierra se agrietó en muchas partes y de sus fisuras brotaron aguas turbias, negras y hasta hediondas (Montessus, 1912).

En la descripción del terremoto indicada por Góngora Marmolejo (1862) se indica:

*“...Hasta que fué Dios servido año de mil y quinientos y sesenta y ocho<sup>1</sup>, miércoles de ceniza, vino repentinamente un temblor de tierra y terremoto en aquella ciudad (Concepción), tan grande que se cayeron la mayor parte de las casas, y se abrió la tierra por tantas partes que era admirable cosa verlo, de manera que los que andaban por la ciudad no sabían que hacer, creyendo que el mundo se acababa, porque veían por las aberturas de la tierra salir grandes borbollones de agua negra y un hedor de azufre pésimo y malo que parecía cosa de infierno: los hombres andaban desatinados, atónitos, hasta que cesó el temblor...”*

### 3.4. TERREMOTO DE 1647

En plena etapa colonial, el 13 de Mayo de 1647, se registró un fuerte movimiento telúrico que arrasó casi con la totalidad de las construcciones de Santiago, y dejó un saldo de 600 fallecidos. Su magnitud fue Ms = 8.5, y según descripciones de la época, el sismo tuvo una duración del *“tiempo que se demora uno en rezar entre tres o cuatro Credos”*. A continuación se presentan algunos relatos de diversos historiadores, los que describen claras señales del fenómeno en estudio.

El historiador Diego Barros Arana, en su obra *“Historia General de Chile”* (1885), provee la siguiente observación:

*“Pero el territorio comprendido entre los ríos de Choapa por el norte, i de Maule por el sur, era el que había sufrido más desastrosos estragos, a punto de no quedar edificio entero. En muchas partes la tierra se había rasgado formando grandes grietas, algunas de la cuales*

---

<sup>1</sup> Se estima que el texto posee un error en el año indicado.

*arrojaban aguas turbias como barro diluido, impregnadas de gases mefíticos que despedían un olor insoportable”.*

El Capellán Gaspar Villarroel, entonces obispo de Santiago, en su carta dirigida a Don García de Haro y Avellaneda, Presidente de las Indias, menciona el siguiente extracto:

*“...porque se abrieron en la plaza muchas grietas, i en los caminos, tan hondas, que, como conmovidos los abismos, rebosaron las sentinas, despidiendo aguas de mal olor, i grande suma de arena, a diez i doce leguas de la mar”.*

En la Carta de la Real Audiencia, el 12 de julio de 1648, y dirigida al Rey, se relata:

*“Abortó la tierra, por los esteros, i abras, i cavidades hondas, raudales tan furiosos de agua tan turbia, que parecía sangre, i de tan mal olor, que inficionaba las vecindades comarcanas”.*

El jesuita Diego de Rosales, en su libro “Historia General del Reino de Chile” (1674) indica:

*“Abriose la tierra, por muchas partes, y vomitaba negras y pestíferas aguas”.*

Miguel de Olivares, señala en “Historia de la Compañía de Jesús en Chile” (1736-1738):

*“Fueron tan grandes las aberturas de tierra y las bocas que abrió, que una de ellas se tragó el río de Teno, y es bien caudaloso, y en seis días no corrió gota de agua”.*

Benjamín Vicuña Mackenna, en su obra “Historia Crítica y Social de la Ciudad de Santiago” (1869), relata la aparición de grietas, sin especificar el lugar exacto:

*“Pero los horrores de aquella noche de eterna memoria y de eterna advertencia para los hijos de Santiago, no terminaron allí. Habíanse abierto grietas sulfurosas en varias partes de la ciudad, y despedían éstas exhalaciones tan pestilentes, que infestaban el aire...”*

### 3.5. TERREMOTO DE 1835

El 20 de febrero de 1835 se produjo un terremoto en Concepción, con magnitud  $M_s = 8.5$ . El naturalista Charles Darwin fue uno de los primeros en exponer, con interesantes observaciones, evidencias de este fenómeno. En su libro, “Viaje de un Naturalista Alrededor del Mundo” (1845), relata su extensa travesía por Chile y el mundo, destacando su experiencia con el terremoto, cuando se hallaba en las cercanías de Valdivia.

Darwin fue testigo del alto nivel de destrucción de la zona de Concepción y los vestigios del devastador tsunami que azotó principalmente Talcahuano, y en sus narraciones destaca la actitud positiva de la gente para afrontar la desgracia. Su gran poder de observación, le permitió advertir el aumento del nivel de la costa en relación al mar de la Isla Santa María. El capitán inglés Fitz-Roy, le relató a Darwin que se vieron en la bahía dos erupciones: una semejante a una columna de humo, y la otra parecida al chorro de agua lanzado por una inmensa ballena. Según el capitán, por todas partes el agua

parecía en ebullición, se puso negra y dejó escapar vapores sulfurosos muy desagradables.

Darwin, en un intento por explicar esta situación, indica que correspondería a la agitación del material orgánico en descomposición presente en el fondo del mar. Muchas otras hipótesis se generaron al respecto de estos hechos, destacando la opinión de la gente que lo asociaba a fenómenos volcánicos.

### 3.6. TERREMOTO DE 1906

De magnitud  $M_w = 8.2$  y con epicentro en Valparaíso, el terremoto del 16 de agosto de 1906 produjo el desplome de edificios y agrietamiento de las calles, dejando la ciudad con un alto nivel de destrucción y más de 3000 fallecidos. En la Fig. 3-1 se presentan dos esquemas de las intensidades del terremoto.

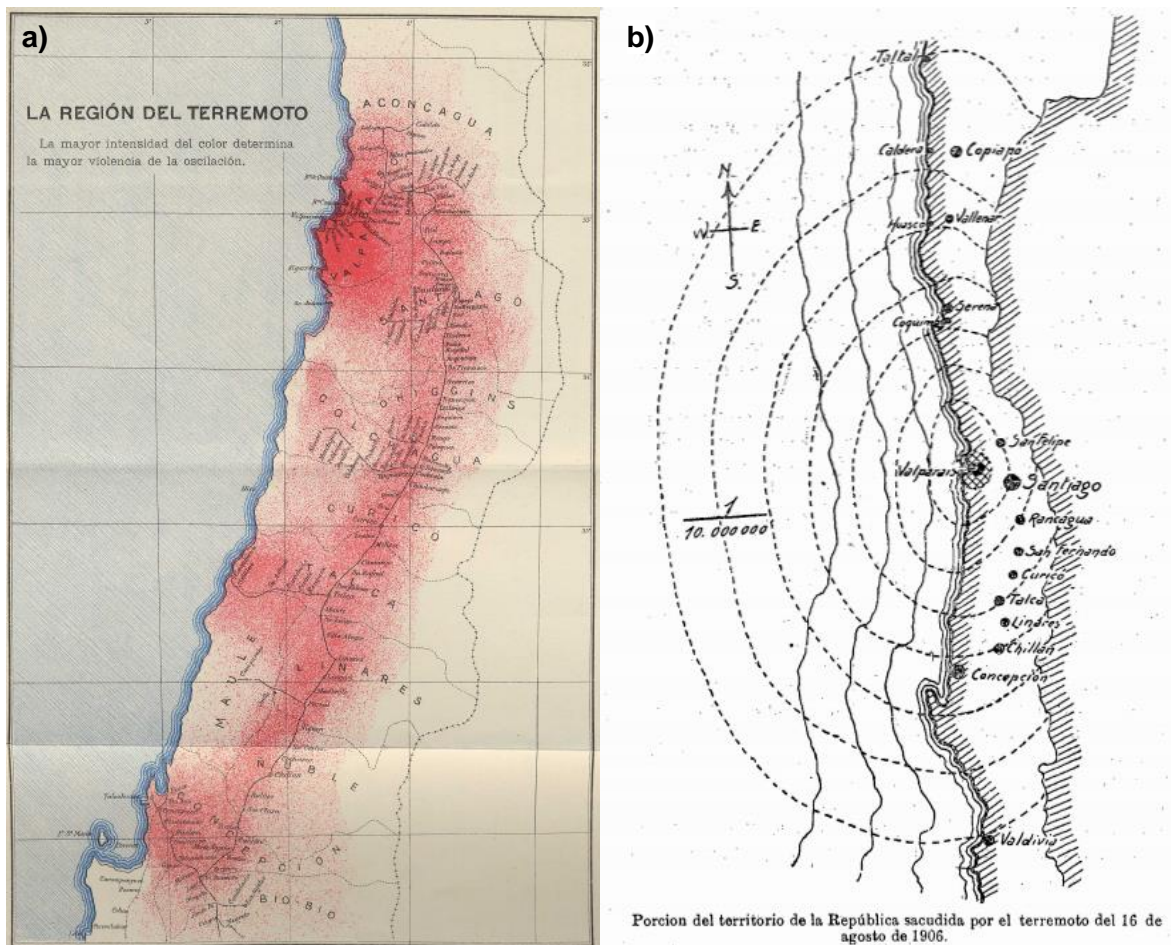


Fig. 3-1 Esquema de intensidades del terremoto de 1906 (a) Rodríguez y Gajardo, 1906 y b) Zegers, 1906).

De acuerdo al Zegers (1906) se produjo la siguiente situación:

*“Entre el Salto i Quilpué i en Llaillai, principalmente, el suelo se agrietó, durante el terremoto, formándose grietas en el suelo de mas o ménos estension; este fenómeno se produjo*

*con mucha mas intensidad en la rejion de Puchuncaví, hácia el norte de Calera, en donde hubo grandes trastornos en el suelo i el agua hirviendo brotó abundantemente en grandes estensiones”.*

Sobre el desarrollo de licuación en este sismo, del libro “La catástrofe del 16 de Agosto de 1906 en la República de Chile” de los autores Alfredo Rodríguez y Carlos Gajardo (1906), se desprenden los siguientes párrafos:

*“Hubo algunos casos, muy pocos afortunadamente, que murieron después de estar en salvo, porque las grietas que se abrieron en el suelo los cogieron y tragaron. Tal fué lo que se vió cerca del edificio de los RR. Padres del Corazón de Jesús...”*

*“La tierra se abrió en varias partes formando grandes y profundas grietas. Una de éstas, aunque no de muy grandes proporciones se formó en el sitio eriazo que queda en el comienzo de la Avenida del Brasil...”*

Esta última abertura es documentada en la Fig. 3-2, donde una persona se encuentra midiendo su profundidad.



Fig. 3-2 Hombre midiendo la profundidad de una grieta (Rodríguez y Gajardo, 1906).

Una situación que se originó en la ciudad de Viña del Mar, fue la siguiente:

*“Uno de los hechos que llamó la atención la noche del 16, fue que en los momentos mismos en que se sucedían los temblores más fuertes, en la calle de Limache, frente a la Refinería de Azúcar, se abrió una profunda grieta por donde salía el agua a borbotones e igual cosa sucedió en varias partes de la población Vergara, donde se formaron verdaderas lagunas, sobre el nivel de las calles”.*

Destaca también lo acontecido en un fundo de Chépica (Curicó):

*“En un potrero de ese fundo, que tiene su suelo impermeable y en el cual se forman en el invierno enormes y peligrosísimos pantanos, con el terremoto del 16 de agosto se abrieron tan enormes grietas que de una se extrajeron al día siguiente veintidós animales vacunos que habían caído en ella; y de otra no pudieron extraer ninguno de otros veinte que se había tragado a una profundidad muy grande. Después no ha sido posible volver a entrar al potrero porque basta el movimiento producido por el paso de una persona para producir grandes temblores”.*

Otras grietas de grandes proporciones se formaron en Talca:

*“En Curepto y otros puntos de la provincia de Talca, en la cordillera de la costa, se han notado hendiduras 300 y 400 metros de largo y hasta de 40 centímetros de ancho. Una de estas fallas se produjo en Curepto, destruyendo todo lo que había encima. Otra que tenía 10 centímetros, se abrió de nuevo con el temblor de 20 de septiembre, hasta quedar en 40 ó 50 centímetros de anchura. En distintos puntos se formaron hoyos circulares por donde salía agua y arena, formándose montículos de la última. Por uno de esos agujeros el agua saltó con fuerza, elevándose hasta 10 metros”.*

### 3.7. TERREMOTO DE 1939

El terremoto de 1939 tuvo una magnitud de 7.8 Mw y su epicentro se localizó en la ciudad de Quirihue. Este tipo de sismo corresponde a un intraplaca de profundidad intermedia, con epicentro en el continente y ha sido uno de los más destructivos en Chile, con una gran cantidad de fallecidos: entre 10 y 30 mil.

El puente Ñipas se ubica en la comuna de Ránquil y cruza el río Itata. Con el terremoto de 1939 resultó gravemente dañado por importantes asentamientos diferenciales (Fig. 3-3).



Fig. 3-3 Puente Ñipas Terremoto 1939 (usuario Felipe Rebolledo en panoramio).

En el camino que une Chillán con la ciudad de Concepción se formaron numerosas grietas, paralelas y de grandes longitudes (Fig. 3-4).



Fig. 3-4 Camino de Chillán a Concepción ([www.memoriachilena.cl](http://www.memoriachilena.cl)).

### 3.8. TERREMOTO DE 1960

El día 22 de mayo de 1960 se registró el terremoto de Valdivia, el más grande que se ha registrado, y tuvo una magnitud  $M_w = 9.5$ . Los daños del sismo se concentraron en las áreas de Valdivia y Puerto Montt, pero la mayor destrucción se produjo con el posterior tsunami, afectando desde las costas de Lebu hasta Puerto Aysén, dejando más de 1600 fallecidos. Además, la onda alcanzó Hawaii y Japón, entre otros países, pereciendo decenas de personas.

Duke & Leeds (1963) efectuaron un detallado estudio de la respuesta de los suelos ante el terremoto de 1960, principalmente en las localidades de Valdivia, Llanquihue y Puerto Montt. De acuerdo a los autores, durante este terremoto se produjeron elevados daños asociados a falla de suelos, por ejemplo asentamientos de fundaciones, rotación de pilas y pilotes de puentes, fallas en accesos y estribos de puentes por el desplazamiento hacia el cauce, asentamientos en caminos y líneas férreas, daños en malecones y puertos, y deslizamientos de tierra. Su trabajo, es uno de los pocos que identifican con claridad el fenómeno de licuación de suelos, pero lamentablemente se estima que dicha información no fue difundida lo suficiente para el reconocimiento del fenómeno y su estudio en detalle para la realidad nacional. Varios de los ejemplos aquí expuestos son analizados en el trabajo de Duke & Leeds (1963).

La portada del diario La Segunda (Fig. 3-5) es clara al mostrar las enormes grietas que se generaron por el terremoto, titulando la noticia con “Así se Abrió la Tierra”. Sus dimensiones generaron mucho temor y asombro en la población.





Fig. 3-5 Portada La Segunda, grietas en Puerto Montt (El Mercurio).

Un testimonio asocia la expulsión de agua y material a un volcán submarino ([www.terremoto1960.cl](http://www.terremoto1960.cl)).

*"Otras personas comentaron que habían visto, en el momento del terremoto, grandes chorros de agua caliente que brotaban de la arena, todo lo cual indicaría que algún volcán submarino explotó con el movimiento del gran sismo."*

Uno de los daños más importantes y de mayor asombro en la población, fue el asentamiento de numerosas edificaciones afectando manzanas completas, quedando algunas viviendas hundidas en más de un metro de profundidad. Los sectores más severamente perjudicados resultaron ser las Calles García Reyes, Picarte y Beauchef, entre otras (Fig. 3-6 y Fig. 3-7 ).

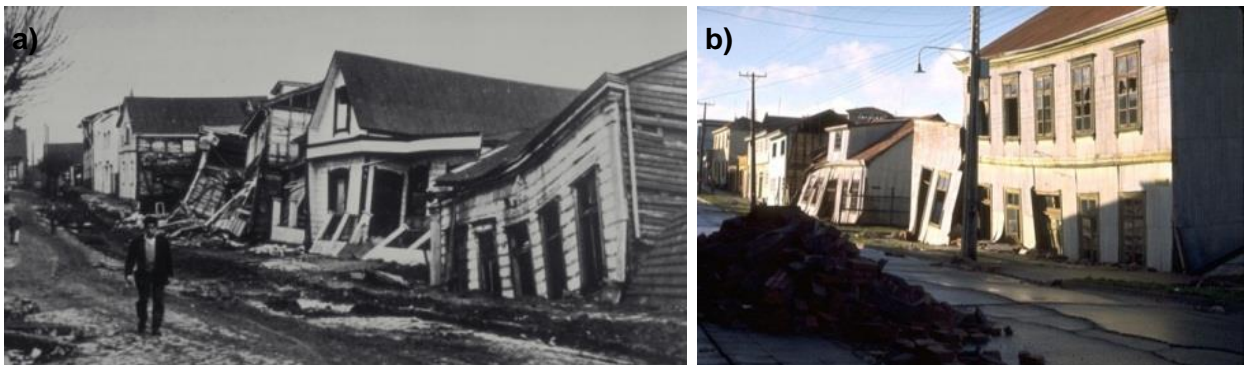


Fig. 3-6 Asentamiento de casas calle García Reyes (a) National Geophysical Data Center y b) <http://www.angelfire.com/nt/terremotosdeChile/>).



Fig. 3-7 Calles García Reyes y Beauchef (valdiviaenunlick.wordpress.com).

Otras fotografías de los daños corresponden al material de la Revista Vea del 26 de mayo de 1960 (Fig. 3-8), donde se aprecia la importante inclinación de casas y aparición de numerosas grietas en las calles.



Fig. 3-8 Daños y grietas. (Fuente: Revista Vea – 26 mayo de 1960).

Interesante es el caso de la costanera de Valdivia. Durante el terremoto de 1960 se formaron grietas paralelas al curso del río Calle-Calle, afectando gran parte de la Av. Prat. Se produjo un desplazamiento del terreno en dirección al río, lo que ocasionó la rotura de pavimentos, caída de árboles y construcciones en dirección al río (Fig. 3-9).

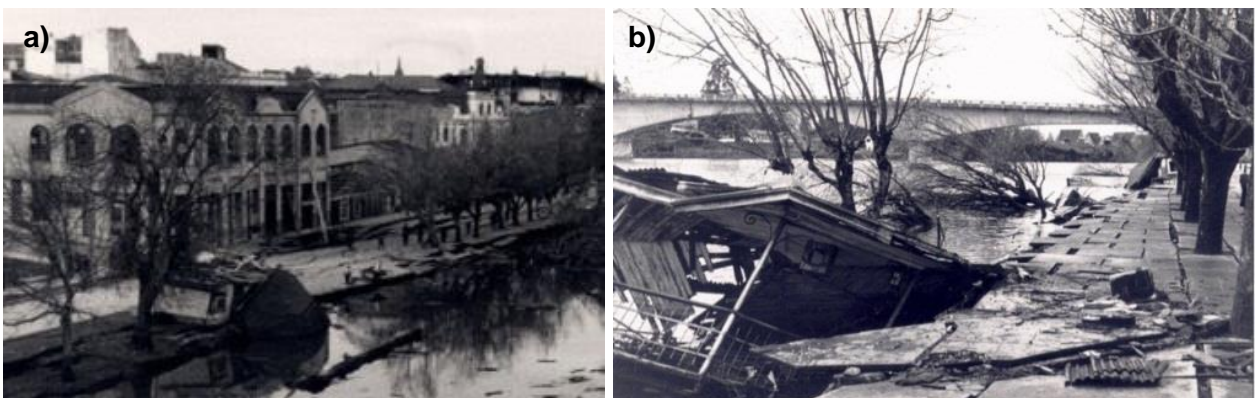


Fig. 3-9 Costanera de Valdivia (El Mercurio).

Los puentes Calle-Calle y Pedro de Valdivia también resultaron con daños a causa del terremoto (Fig. 3-10). El primero, que conecta el sector norte con el centro de Valdivia,



sufrió de un asentamiento en más de 2 m en un tramo del acceso, mientras que en el puente Pedro de Valdivia, que une la Isla Teja con el sector costero y se ubica a unos metros del muelle Schuster, se produjo un hundimiento del terreno de aproximadamente un metro.



Fig. 3-10 Puentes a) Calle Calle (valdiviaenunclick.wordpress.com) y b) Pedro de Valdivia (Rodolfo Schild).

Diversos daños se generaron también en la ciudad de Puerto Montt. Los estanques de bencina de la bomba Sebastián Pesce de Angelmó se elevaron a la superficie, mientras que la estación de ferrocarriles sufrió de importantes asentamientos, que produjeron la inclinación de postes y árboles (Fig. 3-11).

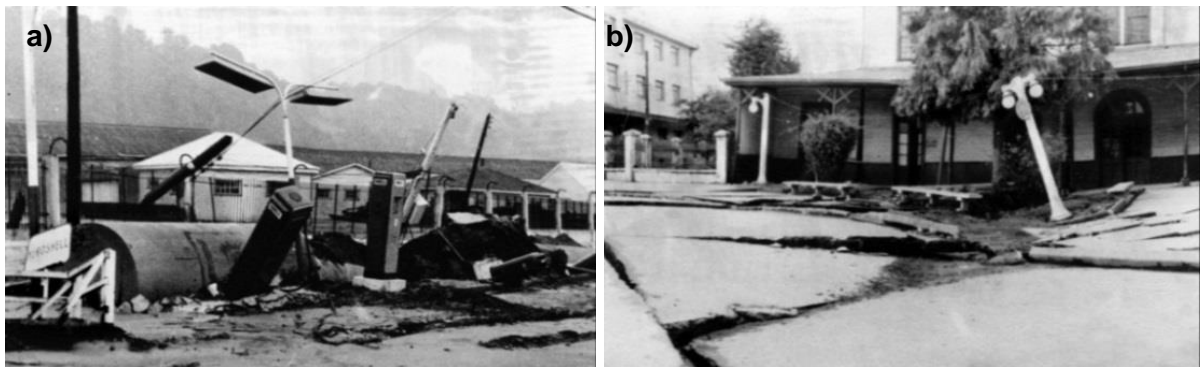


Fig. 3-11 Flotación de estanque y daños en estación de FFCC (El Mercurio).

En la plaza de armas de Puerto Montt (Fig. 3-12a) se produjo la aparición de numerosas grietas de tipo escalonadas, que dañaron pavimentos, luminarias, árboles y otras estructuras presentes en el lugar. El Hotel Vicente Pérez Rosales (Fig. 3-12b), ubicado a un costado de la plaza, registró severos daños por la separación de la estructura debido al movimiento del terreno de fundación. Tanto la plaza como el Hotel, se encuentran fundados sobre rellenos adyacentes a la costa.



Fig. 3-12 Plaza de Pto. Montt (a) El Mercurio y b) [www.memoriasdelsigloxx.cl](http://www.memoriasdelsigloxx.cl)).

Un muelle de Puerto Montt sufrió asentamientos importantes en la mayoría de sus pilotes (Fig. 3-13). Se observan grietas a lo largo de la costa, las que probablemente corresponden a *lateral spreading*. La fotografía de la derecha fue registrada sobre el muelle, apreciándose el estado en que quedó la cubierta.



Fig. 3-13 Muelle de Puerto Montt (a) El Mercurio y b) presentación M. Astroza).

Respecto al puerto, una estructura de madera se trasladó e inclinó de forma desmedida por el desplazamiento del terreno en dirección al mar. Misma situación se generó en la explanada del puerto, cuyos pavimentos y bodegas resultaron destruidas (Fig. 3-14).

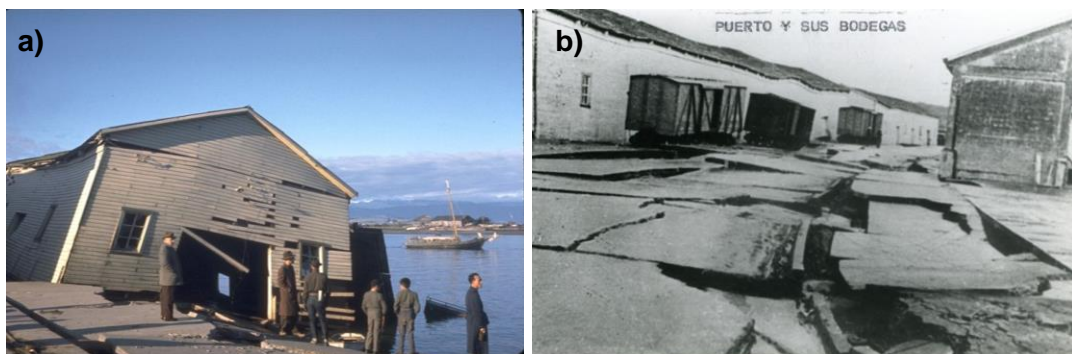


Fig. 3-14 Bodegas del puerto (a) Karl V. Steinbrugge y b) [www.memoriasdelsigloxx.cl](http://www.memoriasdelsigloxx.cl)).

La ruta de acceso norte a Puerto Montt se destruyó por el asentamiento del terreno de fundación, quedando los pavimentos hundidos y la ruta intransitable. También se registraron daños en las vías del tren, en el sector de la Estación Naval y Aduanas (Fig. 3-15). Para este último sector, destaca la leyenda de la fotografía que indica un desplazamiento relativo de 2 m.





Fig. 3-15 Acceso Norte de Pto Montt. (a) [www.angelfire.com/nt/terremotosdeChile](http://www.angelfire.com/nt/terremotosdeChile) y (b) [www.memoriadelsigloxx.cl](http://www.memoriadelsigloxx.cl).

En la Base Naval se produjo el deslizamiento del terreno en dirección al mar a lo largo de unos 800 m (Fig. 3-16a). También resultaron con daños un edificio de dos pisos por el quiebre de su estructura debido a un movimiento horizontal relativo (Fig. 3-16b). Adicionalmente, tal como se observa en la Fig. 3-17, un edificio resultó con una severa inclinación debido al asentamiento y agrietamiento del terreno.

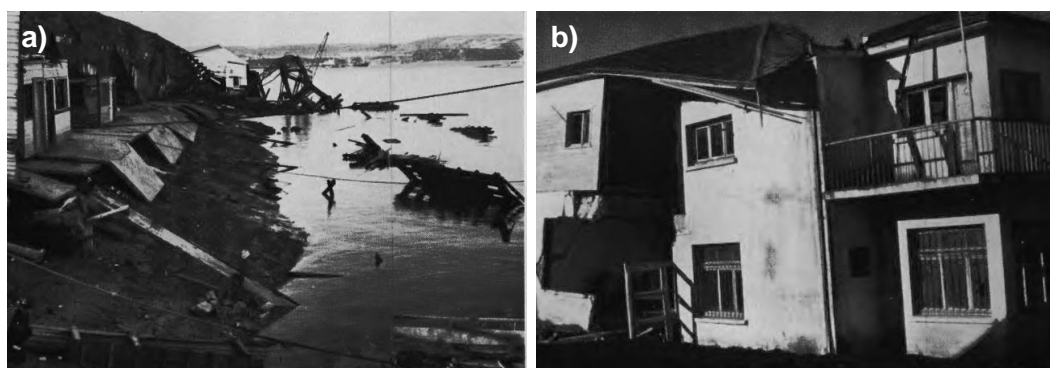


Fig. 3-16 a) Movimiento relativo horizontal Base Naval y b) Desplazamiento del terreno costero (Duke & Leeds, 1963).

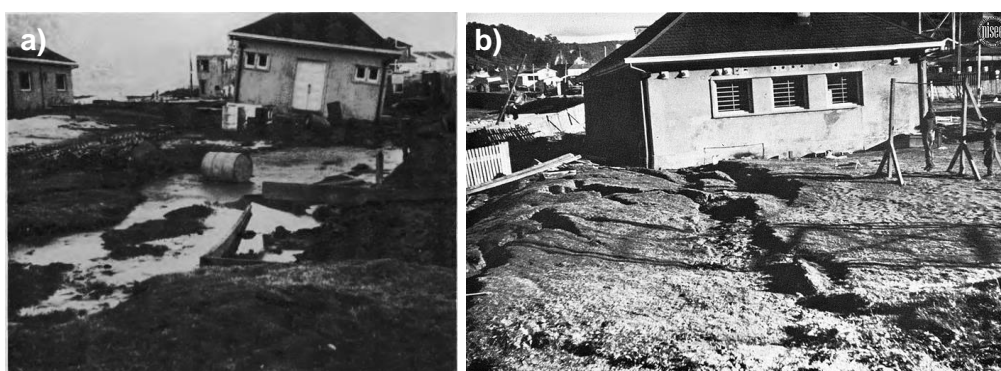


Fig. 3-17 Base Naval (a) Duke & Leeds, 1963 y b) H. Bolton Seed).

De forma similar a lo registrado en Valdivia, en la Fig. 3-18 se visualiza el asentamiento en aproximadamente 1 m de dos casas pareadas en Puerto Montt.



Fig. 3-18 Asentamiento casa en Pto. Montt (presentación M. Astroza).

En la ciudad de Castro también se produjeron daños atribuibles al fenómeno de licuación. La Fig. 3-19 muestra la importante inclinación de una casa y el gran nivel de agrietamiento del terreno. Aparentemente, la edificación no muestra daños estructurales, sólo habiéndose desplazado en dirección de la pendiente del terreno.



Fig. 3-19 Casa en Castro ([www.angelfire.com/nt/terremotosdeChile](http://www.angelfire.com/nt/terremotosdeChile)).

Importante es el caso del hasta entonces, único puente sobre el río Bío-Bío, que resultó con graves daños producto de un sismo precursor al gran terremoto de 1960. El día 21 de Mayo de 1960, se registró un movimiento telúrico con epicentro cercano a Concepción, el cual produjo el corte del puente del Bío-Bío y que, luego del terremoto del 22 de Mayo, terminó por desplomarse en un total de seis tramos (El Mercurio). Esta estructura sufrió el hundimiento de los pilotes, quedando intransitable (Fig. 3-20 y Fig. 3-21).

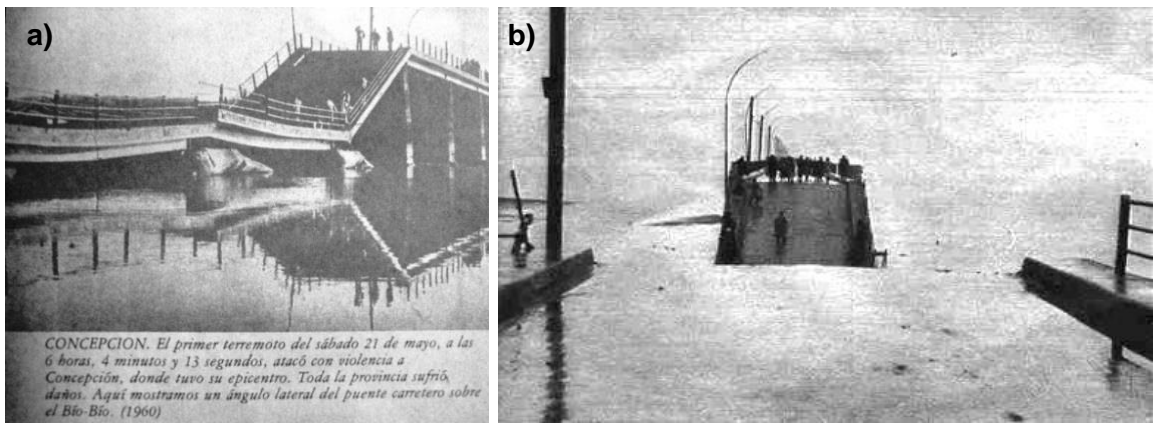


Fig. 3-20 Daños en Puente sobre el Bío-Bío (El Mercurio).

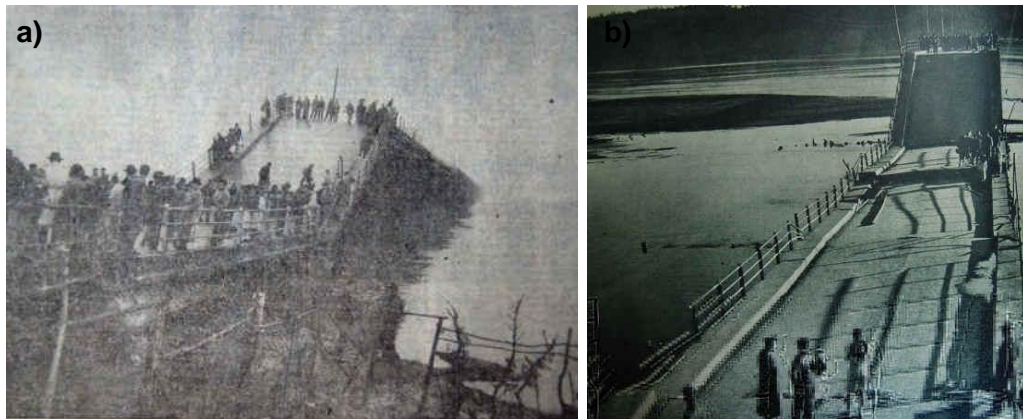


Fig. 3-21 Daños en Puente sobre el Bío-Bío (a) El Mercurio y b) Revista Zig Zag).

En Llanquihue también se registraron daños por asentamientos y agrietamientos del terreno, los cuales dejaron desalineada la línea del tren y con un abundante agrietamiento de las calles de la localidad. Además, se formaron algunos volcanes de arenas (Fig. 3-23).

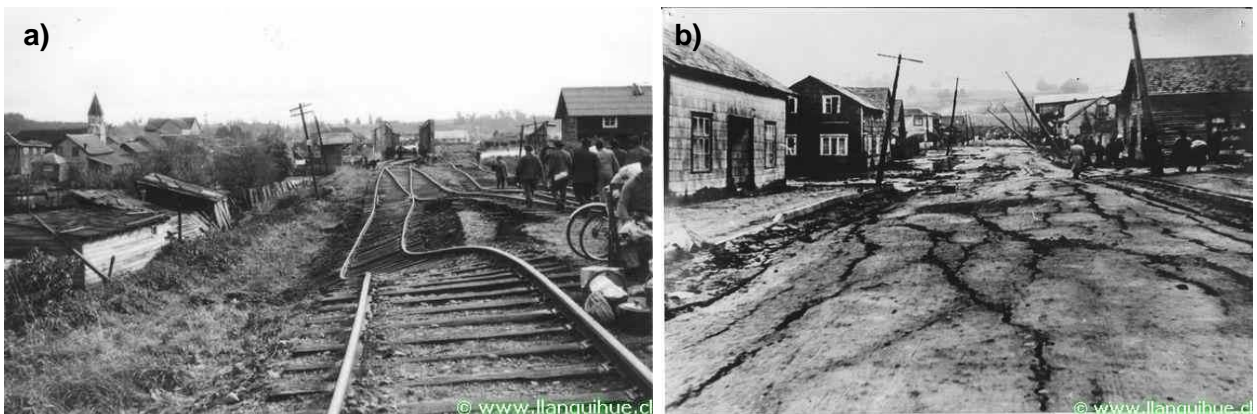


Fig. 3-22 Hundimiento en vía del tren y grietas en Llanquihue (www.llanquihue.cl).





Fig. 3-23 Volcán de arena en Llanquihue (M. Astroza).

Los daños en los rellenos de las vías de trenes fueron descritos por Duke & Leeds (1963) en base a la información de Jorge Court Portales. Según señalan, se produjeron asentamientos en las vías desde la localidad de Retiro hasta Castro, siendo el área entre Río Negro y Castro la más afectada. En algunos sectores los asentamientos superaban los 5 m, como es el caso de las cercanías de Lipingue (Fig. 3-24).

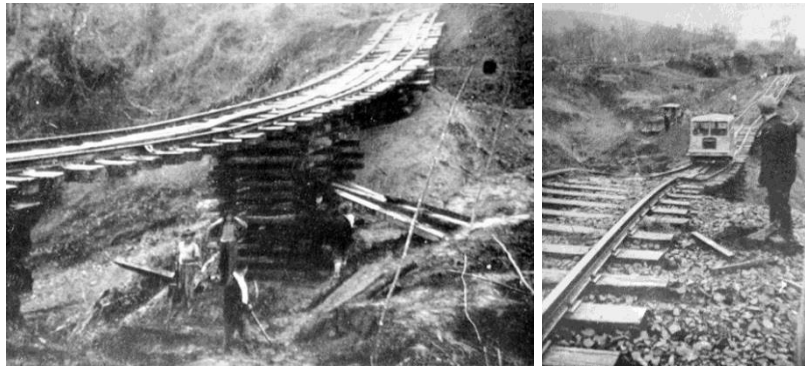


Fig. 3-24 Asentamiento línea férrea en las cercanías de Lipingue (Duke & Leeds, 1960).

Segerstrom et al (1963) describieron erupciones de agua y arena ocurridas en las cercanías de Concepción producto del terremoto de 1960. Los autores señalan que se dio una noticia –la que fue posteriormente suprimida para evitar la alarma– en que se declaraba que erupciones de agua caliente y gases sulfurosos se produjeron en el área de Boca Sur, a unos 8 km al oeste de Concepción e inmediatamente al sur de la desembocadura del río Bío-Bío. Estos orificios, que llamaron *mud-volcanoes*, fueron acompañados por grietas con una orientación predominante paralela al río. Los cráteres formados se caracterizaron por tener montículos de arenas de color gris, de hasta 10 cm de espesor y 70 cm de diámetro (Fig. 3-25).

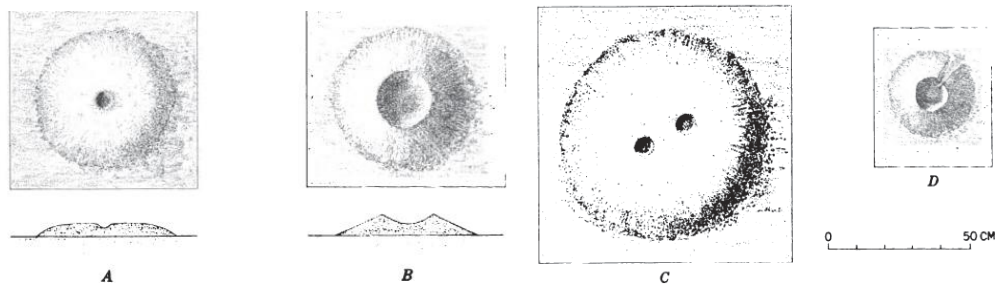


Fig. 3-25 Montículos de arenas en el área de Boca Sur (Seegerstrom et al, 1963).

Interesante es la información señalada que alrededor de las 8:00 a.m. (el terremoto se produjo cerca de las 6:10 a.m.) se observaron chorros de agua que emergieron de fisuras y orificios hasta una altura máxima de 50 cm, situación que se mantuvo hasta cerca del mediodía.

Sin comprender en ese entonces el fenómeno de licuación, Segerstrom et al (1963) pensaron que el mecanismo de erupción se podía asociar a un repentino incremento de la presión artesiana causada por las ondas de compresión del terremoto.

Estos volcanes de arenas fueron detectados por Duke & Leeds (Fig. 3-26), misma situación que fue observada en la Base Naval de Puerto Montt (ver Fig. 3-17a).



Fig. 3-26 Volcanes de arenas en Concepción (Duke & Leeds, 1963).

### 3.9. TERREMOTO DE 1985

El 3 de marzo de 1985 ocurrió un terremoto de magnitud 7.8 Richter, con epicentro en el mar, entre Valparaíso y Algarrobo, a unos 20 kilómetros de la costa y a unos 15 km de profundidad. La extensión del efecto del movimiento sísmico fue desde Illapel hasta Talca, dejando un saldo de 147 víctimas y aproximadamente 2000 heridos.

La Fig. 3-27a corresponde a las isosistas del terremoto, cuya distribución general es de forma elíptica, con su eje mayor paralelo a la costa. Las mayores intensidades alcanzaron VIII en San Antonio y Lolleo, y se internan hacia Melipilla (entre paralelos 33°S Y 34°S). Destaca lo acontecido en las localidades de Rengo y Machalí, al norte de San Fernando, donde se formó una “isla” de mayor intensidad (VII-VIII), con respecto a los lugares vecinos. Estos incrementos fueron asociados a un efecto de amplificación dinámica de los suelos y/o topografía. Además, contrario a lo esperado, en los sectores costeros entre Algarrobo y Valparaíso (VI-VII) y en las vecindades de Papudo (V-VI) se registraron intensidades inferiores a las observadas en el interior (en torno a VII) (U. de Chile - FCFM, 1986).

En Fig. 3-27b se incluyen las aceleraciones máximas horizontales registradas por los acelerógrafos disponibles, siendo la primera vez que se contaba con instrumentos modernos en nuestro país. Estas mediciones indicaron altos valores en la costa, con 0.67g en la componente N10E en Lolleo, y de forma importante, 0.85g en la aceleración vertical en la misma estación, lo cual fue asociado a fenómenos de

solevantamiento costero que se observó durante el terremoto. Otras estaciones que registraron altos valores son Melipilla (0.67g), San Antonio (0.67g) y Quillota (0.60g) (U. de Chile - FCFM, 1986).

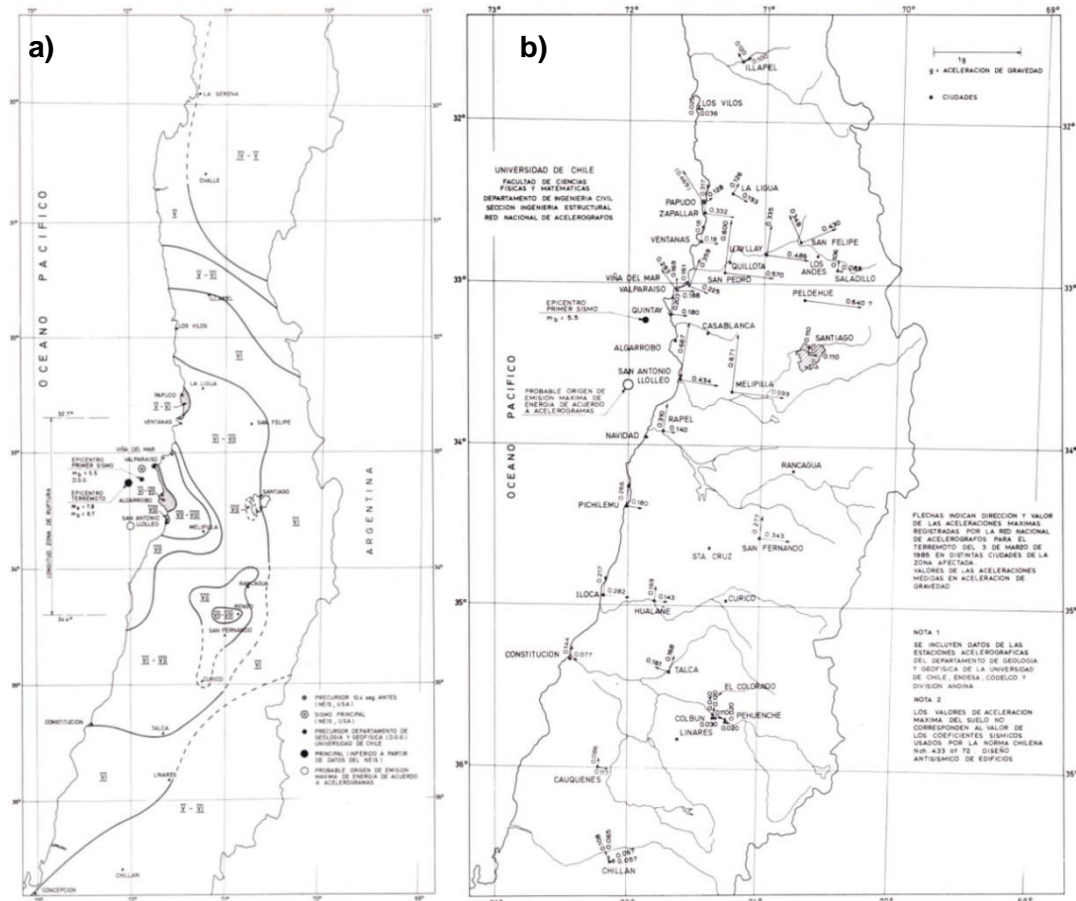


Fig. 3-27 a) Isosistas y b) mapa de aceleraciones máximas del terremoto del 3 de marzo de 1985 (U. de Chile - FCFM, 1986).

### 3.9.1. Puertos de San Antonio y Valparaíso

Pedro Ortigosa, en el Capítulo 11 del Libro del Terremoto de 1985 (U. de Chile - FCFM, 1986) detalla algunos problemas geotécnicos de este movimiento sísmico, enfocándose principalmente en los casos de los Puertos de San Antonio y Valparaíso.

Ortigosa indica que en el caso de San Antonio los principales factores que produjeron los daños son los altos niveles de aceleración, una gran duración del movimiento fuerte, factores de seguridad precarios y la licuación del terreno, lo que originó importantes desplazamientos.

A continuación se resumen los daños generados en dichas estructuras portuarias y que se encuentran descritos en detalle dentro del Libro del Terremoto de 1985 por la U. de Chile (U. de Chile - FCFM, 1986).



### 3.9.1.1. Puerto de San Antonio

En el caso de San Antonio, se produjeron asentamientos de consideración del suelo, cuyas áreas de influencia se identifican con líneas segmentadas en la Fig. 3-28. De acuerdo a Ortigosa, estos asentamientos se atribuyen a la compactación sísmica del terreno. Sin embargo, la descripción de los daños, sumado a las características del terreno, dan cuenta que dichos asentamientos eventualmente fueron generados producto de la licuación del terreno de fundación.

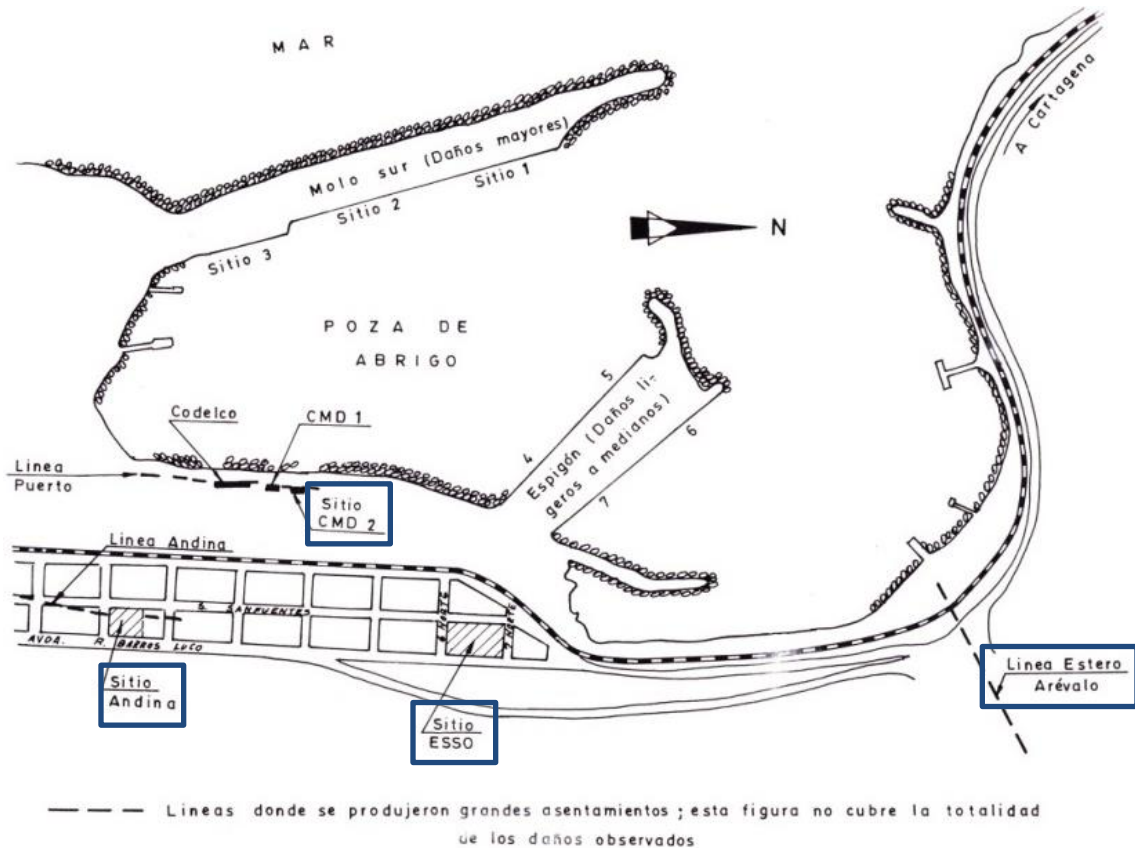


Fig. 3-28 Planta del Puerto de San Antonio (U. de Chile - FCFM, 1986).

A lo largo de la línea del Estero Arévalo, se detectaron por lo menos 4 casos de asentamientos significativos y uno de giro pronunciado, los cuales se encontrarían edificados sobre rellenos de arenas sueltas colocadas para el abovedamiento del estero. En un edificio de 3 pisos estructurado en base a marcos de hormigón armado, se produjeron asentamientos diferenciales del orden de 30 cm (Fig. 3-29a).

A lo largo de la línea Andina se detectó un canalón de arena suelta con napa relativamente superficial. Se produjeron hundimientos, que alcanzaron los 40 cm y dañaron de consideración construcciones en varias cuadras (Fig. 3-29b).

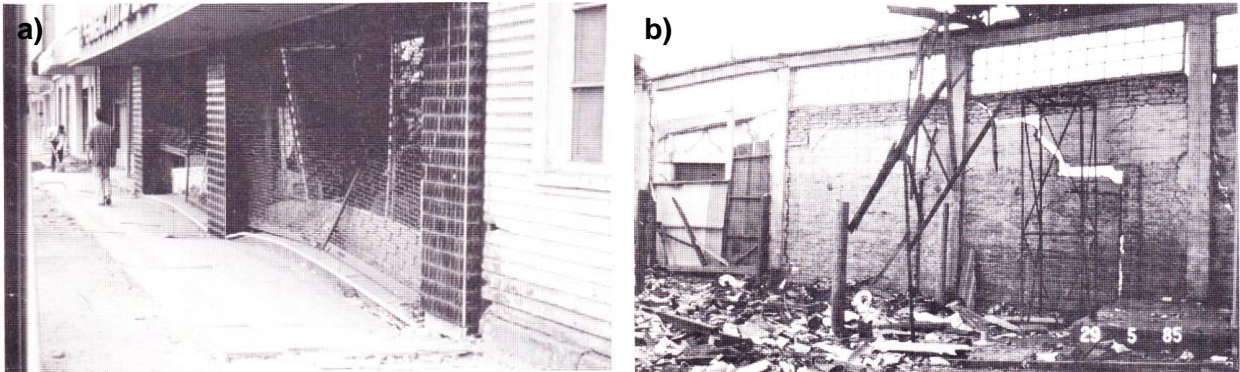


Fig. 3-29 Asentamiento en líneas Estero Arévelo y Sitio Andina (U. de Chile - FCFM, 1986).

Al interior del Puerto (sitio CMD2), compuesto por depósitos artificiales de arena suelta y napa relativamente superficial, se midieron asentamientos diferenciales en torno a los 10 cm. En la Fig. 3-30 se entregan los perfiles de CMD2 y el Sitio Andina, en conjunto con una gráfica de comparación de asentamientos medidos y calculados. En ambos, se advierte la presencia de arenas sueltas (Densidad Relativa menor al 40%) ubicadas bajo los elementos de fundación.

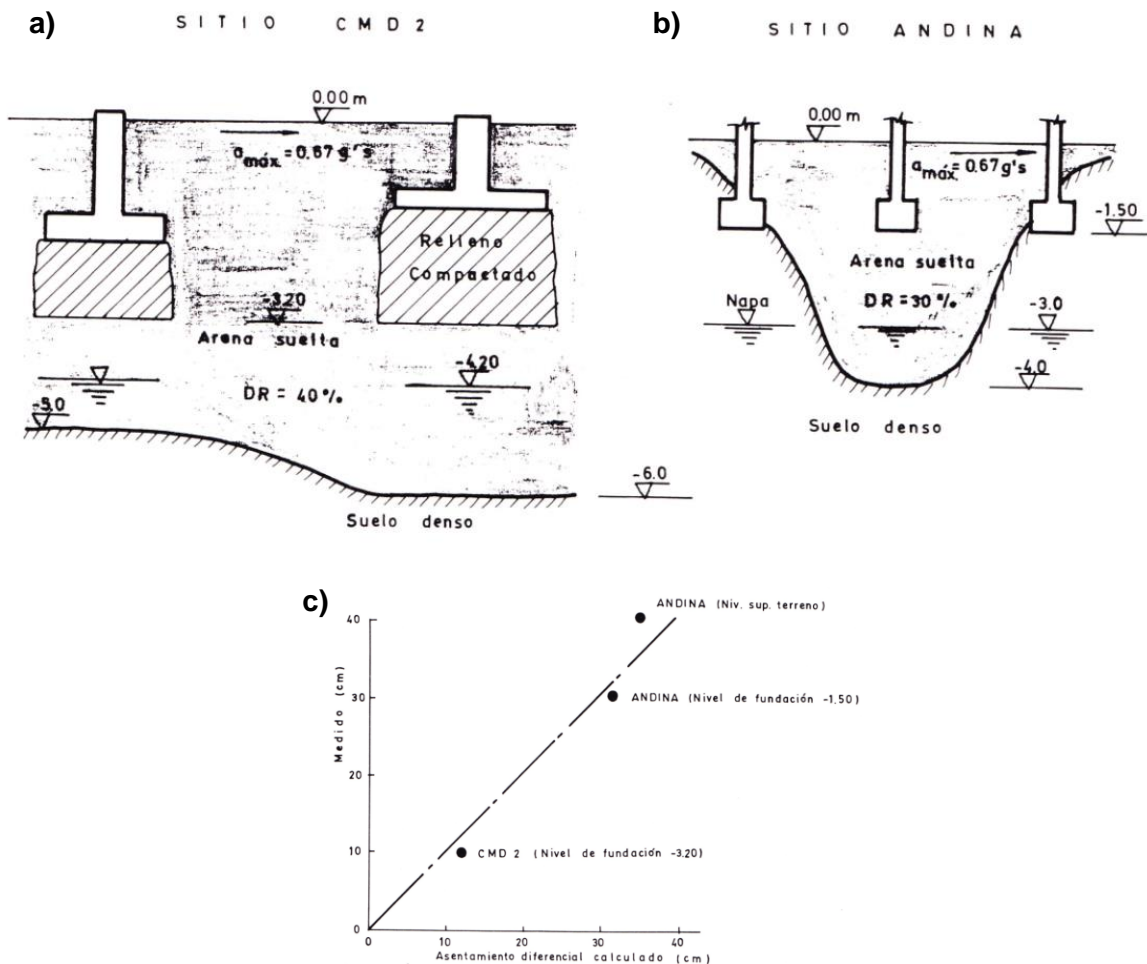


Fig. 3-30 Perfiles San Antonio y asentamientos (U. de Chile - FCFM, 1986).

En el puerto, los mayores daños se concentraron en los Sitios 1 y 2. En el primero, los muros gravitacionales de bloques de hormigón se desplazaron varios metros hacia la poza de abrigo, mientras que los muros del Sitio 2 colapsaron completamente.

La Fig. 3-31 corresponde a la sección típica de estos Sitios, donde se indica que el terreno de fundación corresponde a capas de arcillas plásticas consistentes y arenas densas depositadas sobre una capa de grava arenosa compacta. Además, es importante mencionar que estos muros se encontraban, de forma previa al sismo, inclinados en un promedio de 5%, con un máximo de 10%, lo que se justifica por factores de seguridad muy bajos.

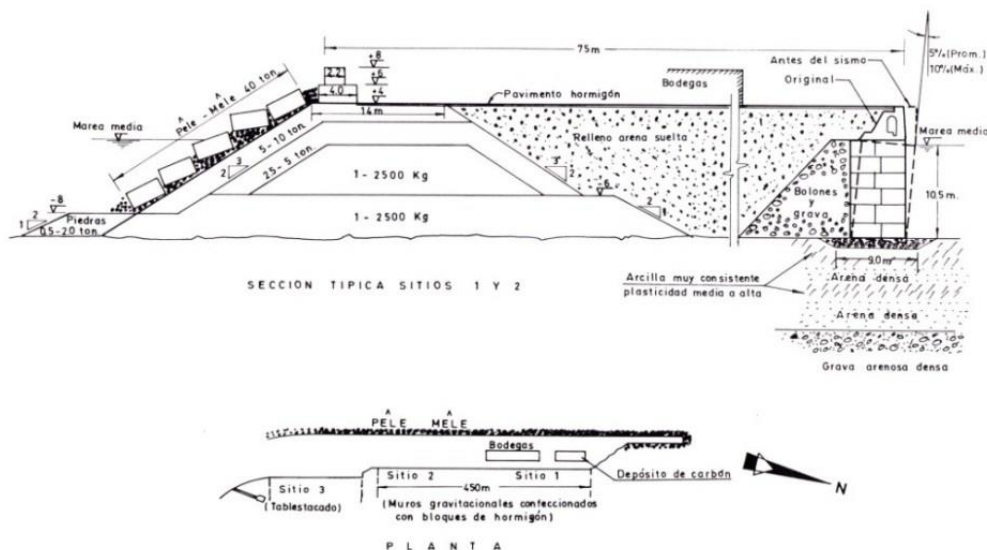


Fig. 3-31 Corte Sitios 1 y 2 (U. de Chile - FCFM, 1986).

Con el sismo, se produjo un incremento de presión de poros en el relleno de arena, visualizándose el afloramiento de arena en el radier del depósito de carbón ubicado en el Sitio 1 y asentamientos de gran magnitud en bodegas (Fig. 3-32).

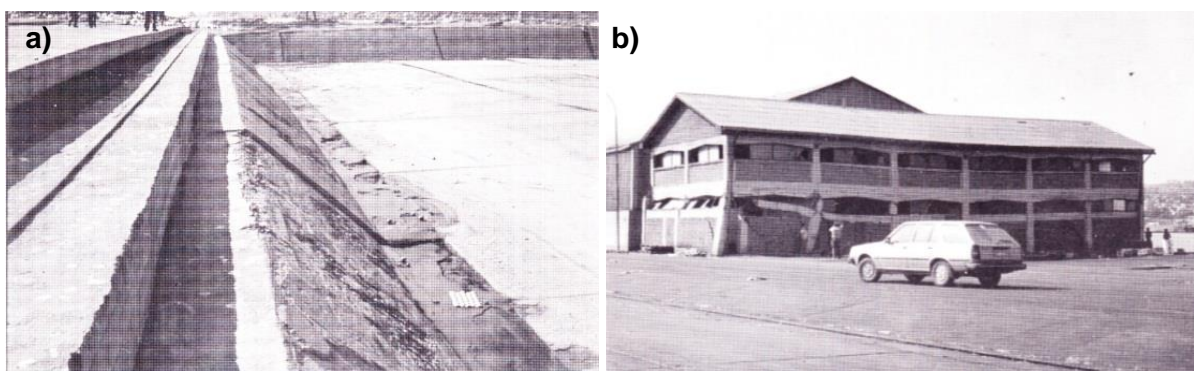


Fig. 3-32 a) Afloramiento de arena en Sitio 1 y b) asentamiento en Bodega (U. de Chile - FCFM, 1986).

La Fig. 3-33a ilustra la magnitud de los asentamientos en el molo del Sitio 1 y el colapso total del muro en el Sitio 2 (Fig. 3-33b). El Sitio 3 en tanto, presentó desplazamientos del orden de 60 a 80 cm y se formaron volcanes de arenas. En la Fig. 3-33c se muestra



una fotografía de un volcán de arena, clara evidencia del incremento de las presiones intersticiales en el Puerto de San Antonio.

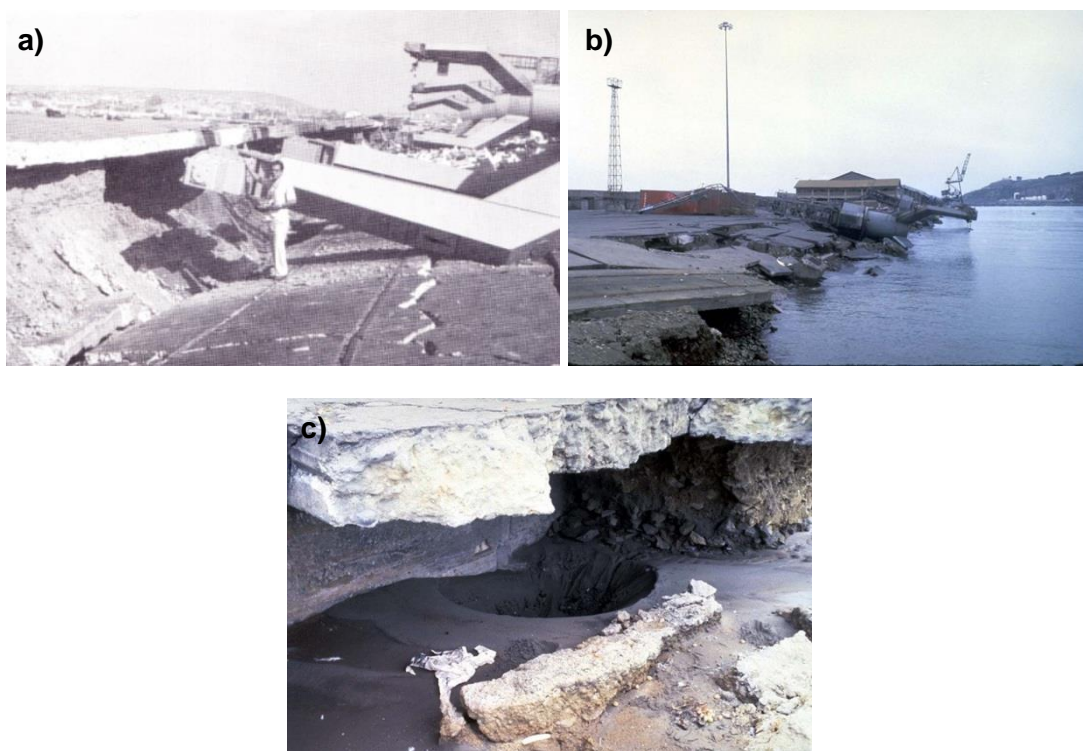


Fig. 3-33 a) Daños en Sitio 1 (U. de Chile - FCFM, 1986), b) Sitio 2 (James H. Gates) c) formación de volcán de arenas (James H. Gates).

Las siguientes fotografías (Fig. 3-34) corresponden a un documento a color de los sitios indicados con anterioridad. Ilustran con mayor claridad la gran envergadura de los daños y el desplazamiento del terreno hacia el mar, con la consecuente formación de grandes aberturas y la inclinación de enormes grúas que funcionaban en el puerto.

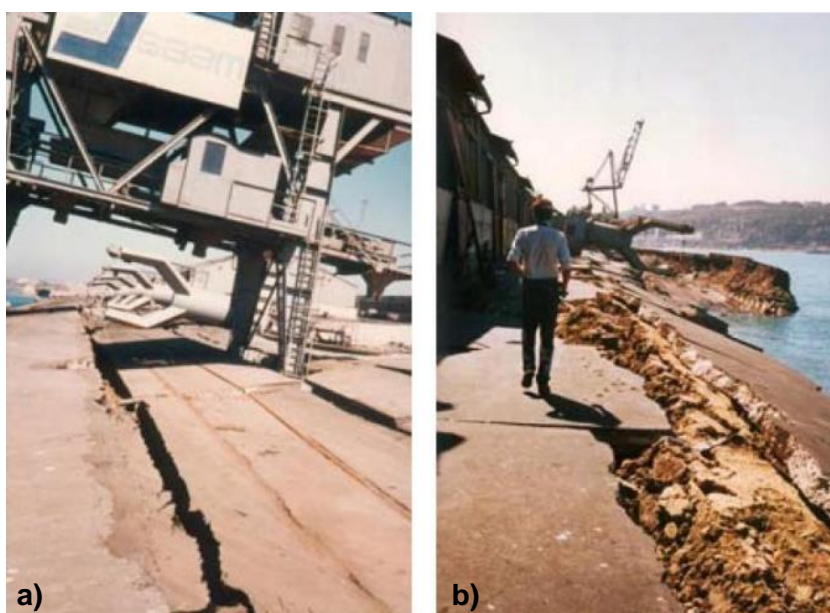


Fig. 3-34 Daños en Puerto de San Antonio, 1985 (M. Astroza).

### 3.9.1.2. Puerto de Valparaíso

En el puerto de Valparaíso, los daños con el terremoto de 1985 se concentraron en el Sitio 5, ubicado de forma adyacente al Muelle Prat, y los Sitios 6, 7 y 8, emplazados sobre una explanada de relleno de aproximadamente 250 m hacia el mar (Fig. 3-35).

Los Sitios 1 a 5 son semejantes en su composición, con la diferencia que el Sitio 4 presenta una corrida de caisson conectados mediante una losa al muro gravitacional. Los malecones de atraque están compuestos por muros gravitacionales de bloques de hormigón y un prisma de enrocado con arena. El suelo de fundación de los muros lo constituyen arenas, las cuales se encuentran en estado denso en los Sitios 3 y 4, desconociéndose su grado de compactación en el resto de los malecones. El relleno artificial aguas abajo del enrocado lo conforman arenas finas a medias con un grado de compactación variable.

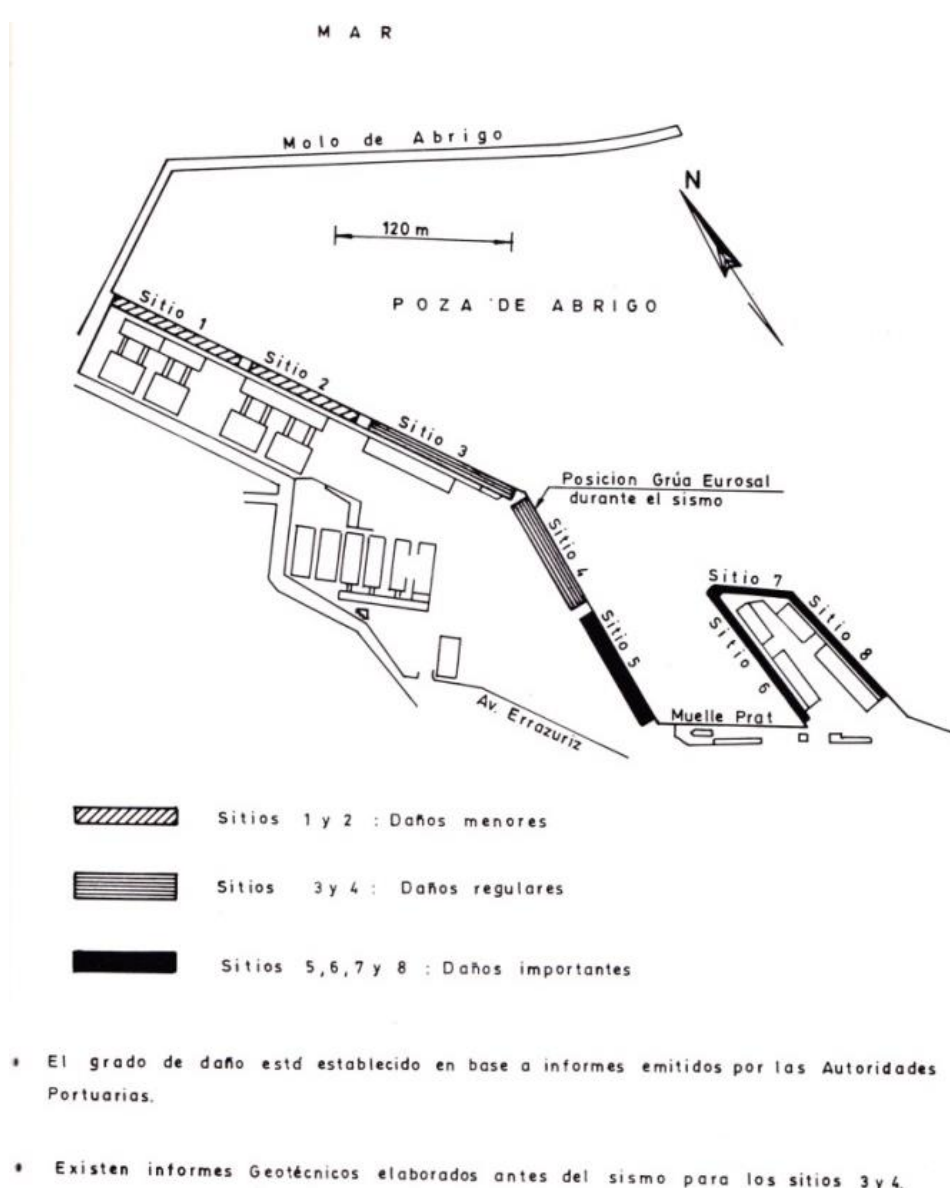


Fig. 3-35 Planta general puerto de Valparaíso (U. de Chile - FCFM, 1986).

La Fig. 3-36 muestra los corrimientos laterales de los Sitios 1 a 5 determinados a partir de la medición de aberturas de las grietas. El Sitio 5 resultó con los mayores desplazamientos, los que alcanzaron 50 cm, mientras que los Sitios 1 a 4 se desplazaron 15 cm. De acuerdo a Ortigosa, esta variación entre los Sitios se explicaría por diferencias de las condiciones del suelo de fundación.

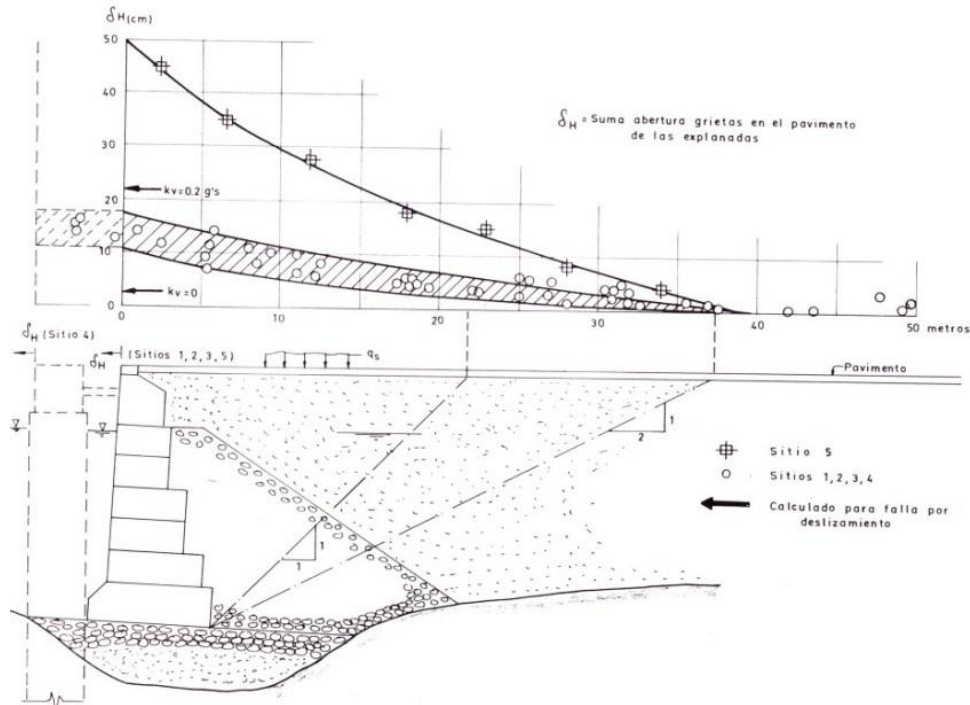


Fig. 3-36 Desplazamientos laterales en Sitios 1 a 5 (U. de Chile - FCFM, 1986).

La Fig. 3-37 muestra el importante desplazamiento generado en los Sitios 3, 8 y 5 del Puerto de Valparaíso.

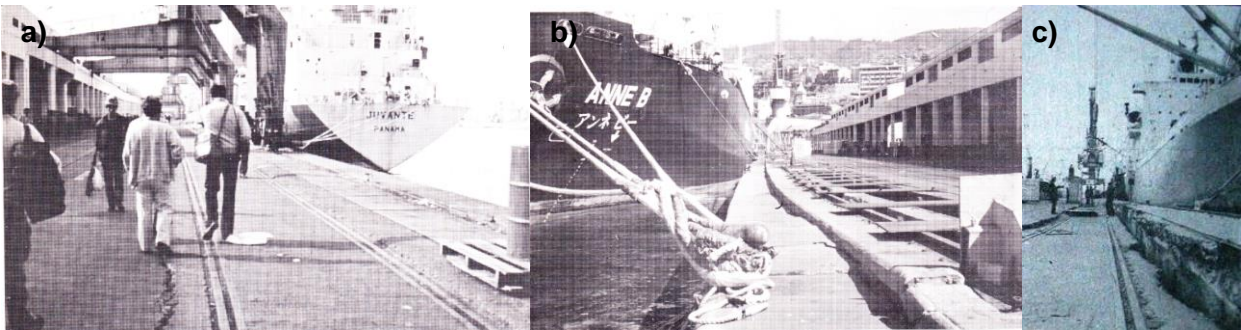


Fig. 3-37 Daños en Sitios 3, 8 y 5 Valparaíso (U. de Chile – FCFM, 1986 y [chile-catastrofes-tragedias.blogspot.com](http://chile-catastrofes-tragedias.blogspot.com)).

Por su parte, el terminal de pasajeros del Muelle Prat, sitio con un alto contenido turístico de la zona, también experimentó importantes daños, los que consistieron en asentamientos y agrietamientos detrás del muro. Se estima que el desplazamiento fue cercano a los 50 cm (Fig. 3-38).





Fig. 3-38 Muelle Prat en 1985 (a) Earthquake Spectra, 1986, b) y c) James H. Gates).

### 3.9.2. Puente Lo Gallardo

El Puente Lo Gallardo, cruza el río Maipo y une Lolleo con Santo Domingo. Fue construido en los inicios de los años 60'. Consta de 28 vanos de 30 m simplemente apoyados sobre 4 vigas de hormigón pretensado que descansan en 17 pilas de hormigón prefabricadas de 14 m de altura (Earthquake Spectra, 1986).

Con el terremoto de 1985, se registró el descenso de pilas y el colapso de cuatro tableros, los cuales quedaron sin el área suficiente sobre la mesa de apoyo (Fig. 3-39). Además, se registraron fallas en ambos terraplenes de acceso, los cuales quedaron agrietados y desmoronados (Fig. 3-40).



Fig. 3-39 Puente Lo Gallardo 1985 (a) M. Astroza y b) James H. Gates).



Fig. 3-40 Fallas terraplenes Puente Lo Gallardo, 1985 (James H. Gates).

### 3.9.3. Paso Superior Hospital

El Paso Superior Hospital se ubica hacia el sur de Santiago y cruza la línea férrea en una estructura de dos puentes: uno constituido por 3 vanos de hormigón y un segundo consistente en 2 vanos simples de acero, ambos caracterizados por un esviaje de 50°, tal como se presenta en la Fig. 3-41.



Fig. 3-41 Vista transversal de los puentes del Paso Superior Hospital (James H. Gates).

Con el terremoto de 1985, el puente de hormigón registró un movimiento lateral entre 8 a 14 cm, con un leve agrietamiento en la base de algunas columnas. Por su parte, el puente de acero resultó con 9 a 16 cm de desplazamiento, con mayores daños en las juntas de las plataformas y en el relleno norte (Fig. 3-42).

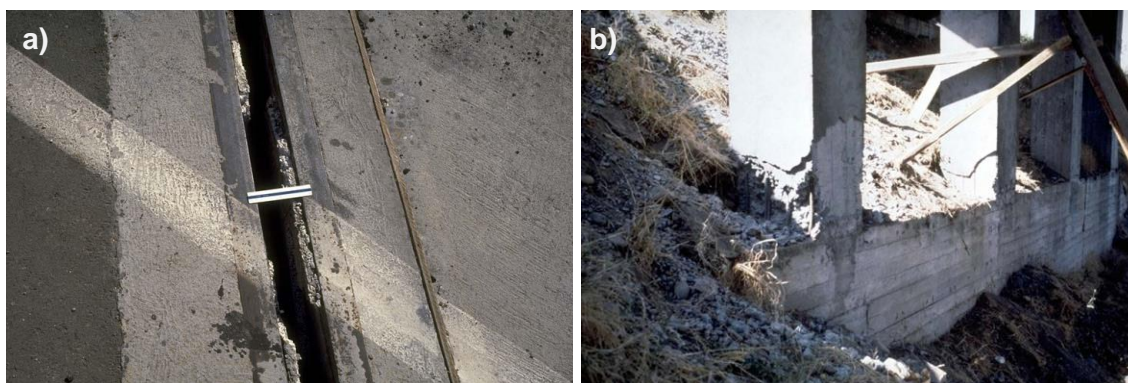


Fig. 3-42 a) Abertura de junta del puente (Loring A. Wyllie) y b) agrietamiento en columna PS Hospital (James H. Gates).

### 3.9.4. Lago Rapel

En 1985 se produjo un importante asentamiento del relleno del camino que cruza el lago, previo al puente El Manzano. La Fig. 3-43 corresponde a una fotografía luego de la falla del talud en el terremoto de 1985, siendo posible observar numerosas grietas longitudinales a la ruta y un desplazamiento del material hacia el lago.



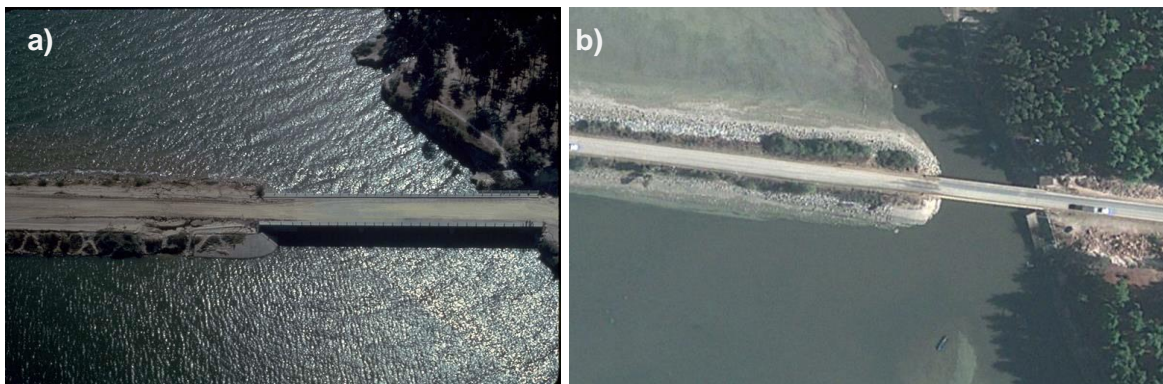


Fig. 3-43 a) Asentamiento de relleno en 1985 (James H. Gates) y b) vista satelital actual (Google Earth).

Además, un tramo de la ruta 66 entre los puentes El Manzano y Alhué, resultó con un importante asentamiento y formación de extensas grietas longitudinales (Fig. 3-44).

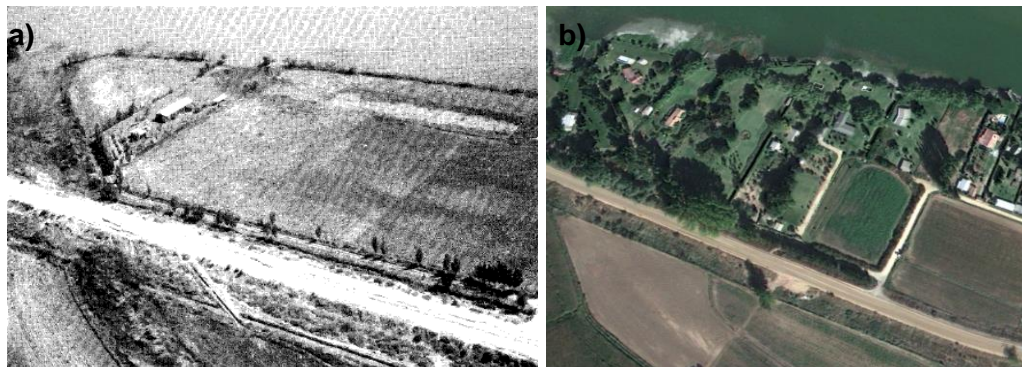


Fig. 3-44 a) Asentamientos en ruta 66 para el terremoto de 1985 y b) vista satelital actual (Earthquake Spectra, 1986 y Google Earth).

### 3.9.5. *Río Tinguiririca*

En las cercanías de San José de Marchihue y en el acceso norte del puente sobre el río Tinguiririca se formaron numerosas grietas (Fig. 3-45), pero sin resultar con daños el puente (Earthquake Spectra, 1986).



Fig. 3-45 Falla del terreno en las cercanías del río Tinguiririca (James H. Gates).

### 3.10. FALLAS EN TRANQUES DE RELAVES

La Tabla 3-1 resume las principales fallas en tranques de relaves en Chile. Este compendio fue elaborado por Troncoso (Issue 1 en Blight et al, 2000), quien señala las siguientes características que se reiteran en todos los casos indicados:

- Disponibilidad de agua: todas las presas se encontraban en operación a la fecha de la falla, a excepción de La Cocinera, manteniendo una laguna de agua muy cercana a la cresta del muro. En el caso de La Cocinera, un sistema de irrigación para una plantación de árboles destinados al control de erosión y generación de polvo, mantenía una abundante cantidad de agua.
- Baja densidad de las arenas en los diques de contención: el tipo de depositación del material (hidráulica) y la falta de mecanismos de compactación conduce a una baja densidad en los muros.
- Alto contenido de limos en los diques de contención: los poco cuidadosos métodos de separación de arenas y limos, y la depositación de material fino muy cerca de la cresta de la presa, generan peligrosos lentes de baja resistencia al corte, que pueden provocar fácilmente el desarrollo de mecanismos de falla.
- Método de construcción aguas arriba: todas las presas fueron levantadas, al menos parcialmente, por el método de aguas arriba. Algunas presas como Cerro Negro y Veta del Agua se intentaron construir por el método de línea central, pero fueron cambiadas al método aguas arriba por escasez de arenas.

Tabla 3-1 Fallas sísmicas en Tranques de Relaves en Chile (modificado del trabajo de Troncoso (Issue 1 en Blight et al, 2000)).

| Presa          | Fecha    | Magnitud Richter | Altura (m) | Pendiente H:V | Volumen (m <sup>3</sup> ) |
|----------------|----------|------------------|------------|---------------|---------------------------|
| Barahona 1     | 12/01/28 | 8.2              | 65         | 2:1           | 3.000.000                 |
| El Cobre 1     | 03/28/65 | 7.5              | 35         | 1.5:1         | 1.900.000                 |
| El Cobre 2     | 03/28/65 | 7.5              | 19         | 3.7:1         | 500.000                   |
| Cerro Negro 3  | 03/28/65 | 7.5              | 45         | 1.2:1         | -                         |
| Hierro Viejo   | 03/28/65 | 7.5              | 12.5       | 1:1           | 1.000                     |
| Los Maquis     | 03/28/65 | 7.5              | 15         | 1.7:1         | 23.000                    |
| La Patagua     | 03/28/65 | 7.5              | -          | -             | 38.500                    |
| Bellavista     | 03/28/65 | 7.5              | 20         | 1.7:1         | -                         |
| El Sauce       | 03/28/65 | 7.5              | 6          | 1.7:1         | -                         |
| Ramayana       | 03/28/65 | 7.5              | -          | 1.5:1         | 156                       |
| Veta de Agua 2 | 11/07/81 | 6.5              | 20         | 1.2:1         | -                         |
| Veta de Agua 1 | 03/03/85 | 7.8              | 24         | 1.5:1         | -                         |
| Cerro Negro 4  | 03/03/85 | 7.8              | 30         | 1.7:1         | 100.000                   |
| Almendro       | 10/14/97 | 7.0              | 18         | 1.5:1         | -                         |
| Algarrobo      | 10/14/97 | 7.0              | 20         | 1.5:1         | -                         |
| Maitén         | 10/14/97 | 7.0              | 15         | 1.5:1         | -                         |
| La Cocinera    | 10/14/97 | 7.0              | 30         | 1.5:1         | -                         |

### 3.10.1. Barahona (1928)

El caso histórico más antiguo que se tiene registro de una falla en un tranque de relaves en Chile corresponde al depósito Barahona, perteneciente a la mina de cobre de El Teniente. Se ubica a 80 km al sureste de Santiago, en la región de O'Higgins.

Originalmente, el diseño consistió en un muro de 78 m de alto compuesto por material arcilloso. Sin embargo, cuando la presa alcanzaba 7 m de altura, fue rediseñada debido a los altos costos y dificultades de construcción. El nuevo diseño utilizaba el método aguas arriba y el uso de la fracción gruesa disponible de los relaves, cuya separación se efectuó a través de un sistema de conos (Troncoso et al, 1993).

El 1 de diciembre de 1928, un terremoto de magnitud 8.2 azotó la zona central de Chile. El tranque, ubicado a 180 km del epicentro, tenía a la fecha una altura de 65 m, 1885 m de longitud de cresta y un total de 27 millones de toneladas de relaves acumulados. Con el terremoto, 400 m fallaron de forma catastrófica, luego de 2 a 3 minutos de terminado el movimiento sísmico. El material de relaves fluyó trasladándose por el curso del arroyo Barahona y el río Cachapoal, en una distancia de 50 km y dejando un saldo de 54 personas fallecidas (Troncoso et al, 1993).

En las Fig. 3-46 y Fig. 3-47 se presentan un esquema del tranque, la superficie de falla y fotografías posteriores al colapso.

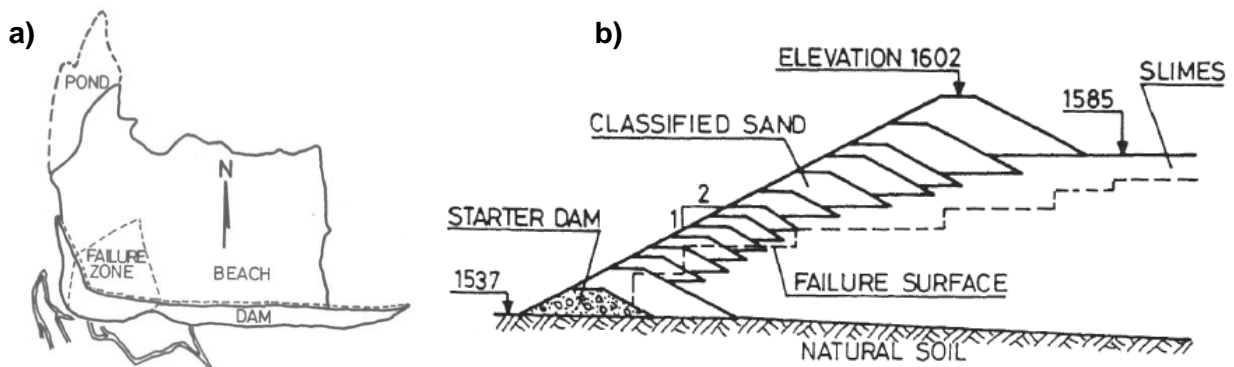


Fig. 3-46 a) Vista en Planta previo a la falla y b) mecanismo de falla (Troncoso et al, 1993).

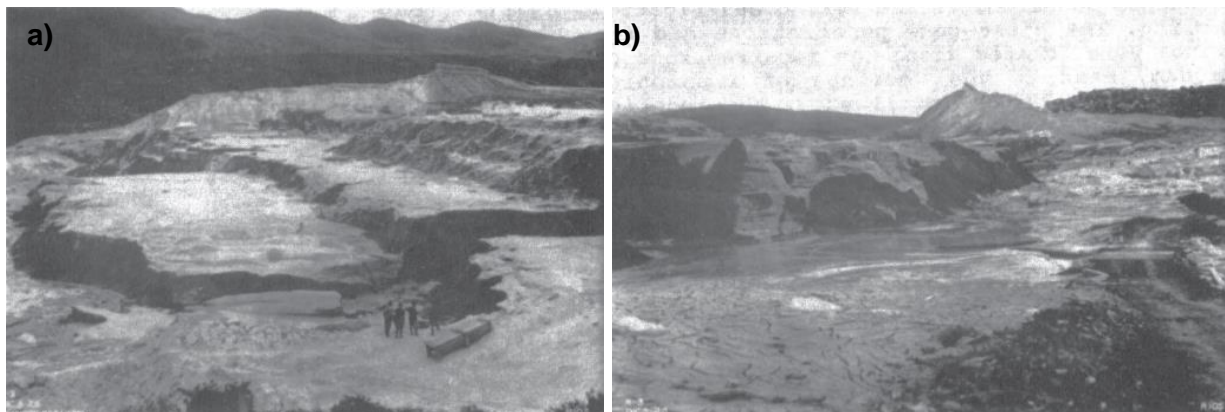


Fig. 3-47 Falla en Tranque Barahona (Troncoso et al, 1993).



### 3.10.2. El Cobre (1965)

El tranque de relaves El Cobre, perteneciente a la mina El Soldado, se ubica a 10 km de La Calera. Con el terremoto de 1965 colapsaron dos de los tres tranques de relaves. Uno de los tranques colapsados, Relaves Viejo, fue construido mediante el método hidráulico. En este caso el material es transportado por una canoa de madera, con agujeros en el fondo, que permiten la caída del relave y mediante la inclinación de la superficie se busca asegurar que las arenas más gruesas y secas se queden en la zona exterior y los suelos más finos y húmedos sean arrastrados hacia el centro. Por su parte, para el Relave Nuevo fueron utilizadas centrífugas que separan la arena gruesa de los materiales finos, siendo depositados por separado (Dobry, 1965). La Fig. 3-48 muestra ambos métodos constructivos.

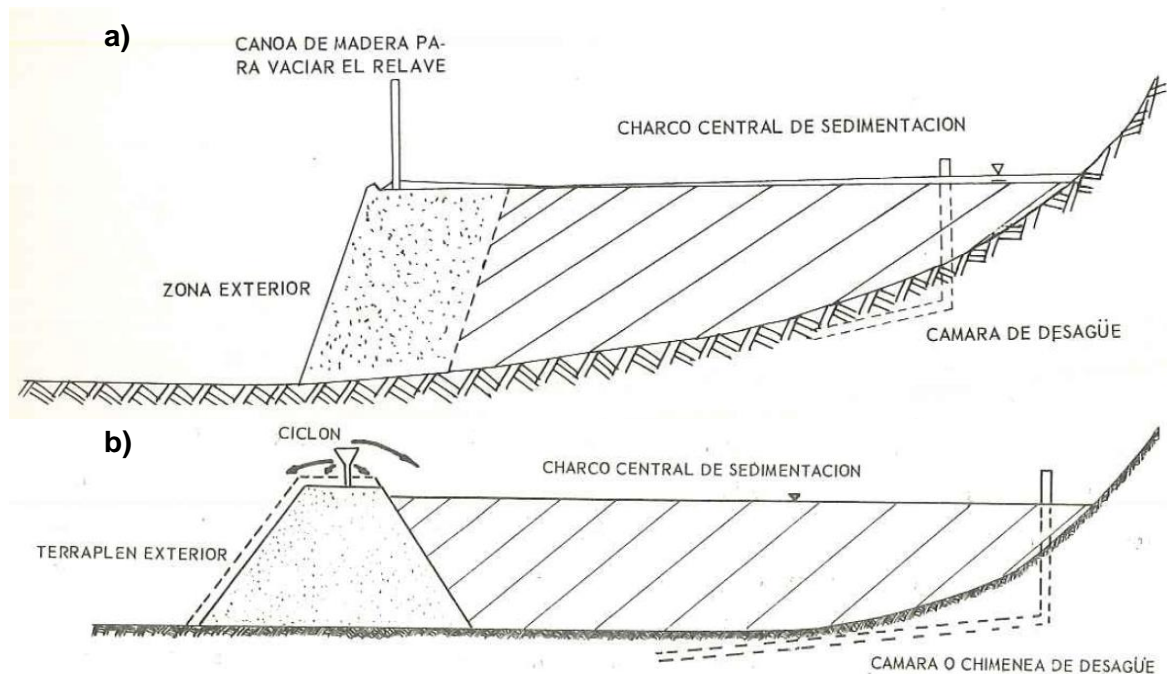


Fig. 3-48 Metodología de construcción a) Relave Viejo y b) Nuevo (Dobry, 1965).

El día 28 de marzo de 1965, un terremoto de magnitud 7.5 tuvo su epicentro cerca de La Ligua y a unos 30 km del tranque. Dos de los tres tranques de relaves cedieron, vaciando más de 2 millones de toneladas de material que fluyeron por 12 km y arrasaron con parte del pueblo El Cobre que se encontraba a pie del mayor de los tranques y dejando más de 200 víctimas fatales (Dobry, 1965).

La Fig. 3-49 muestra un perfil previo y posterior a la falla del tranque, siendo posible advertir la formación de varias mesetas, prácticamente horizontales (con una pequeña inclinación hacia el valle de 2%). La Fig. 3-50 corresponde a fotografías posteriores a la falla del tranque.

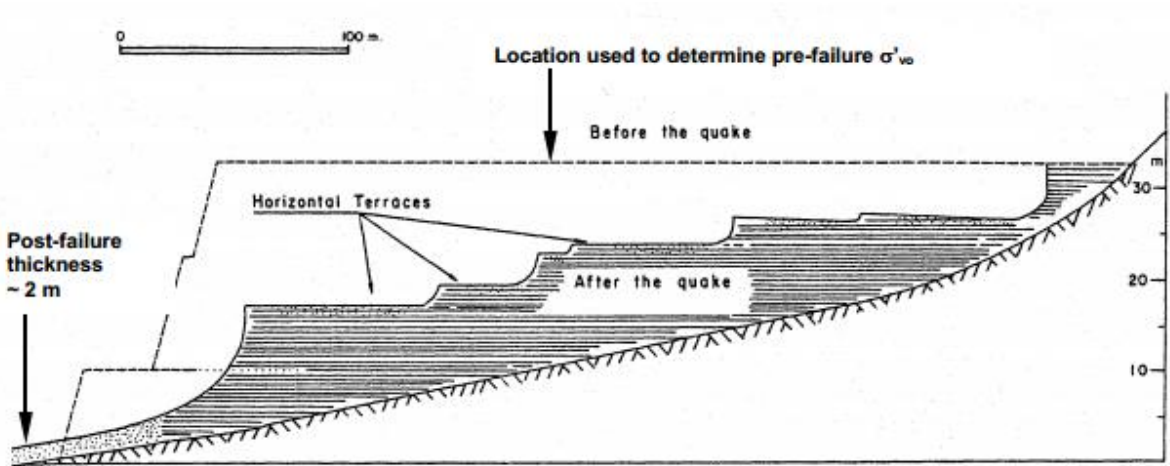


Fig. 3-49 Pre y post falla en tranque El Cobre (Dobry & Alvarez, 1967).

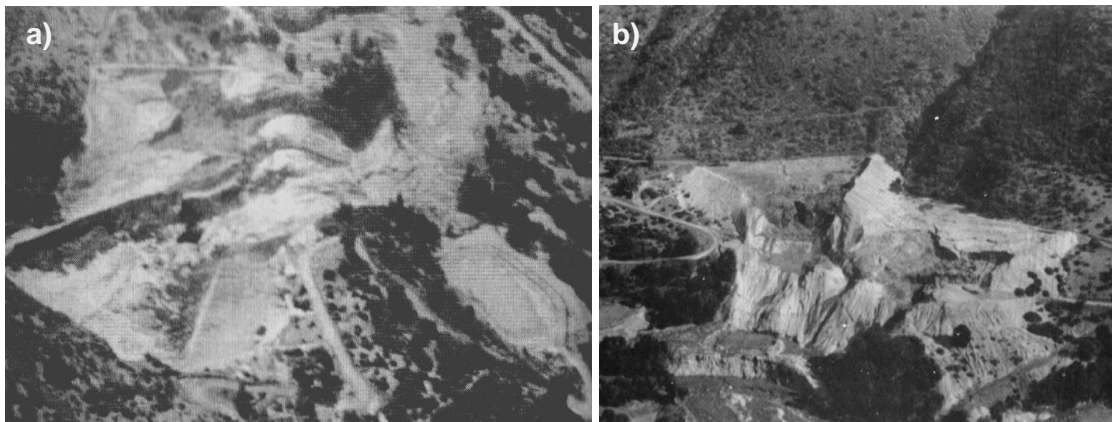


Fig. 3-50 Falla El Cobre (V Jornadas Chilenas de Sismología e Ingeniería Antisísmica 1989).

Evidencias de licuación en forma de volcanes de arenas se manifestaron en las mesetas formadas del Relave Viejo (Fig. 3-51).

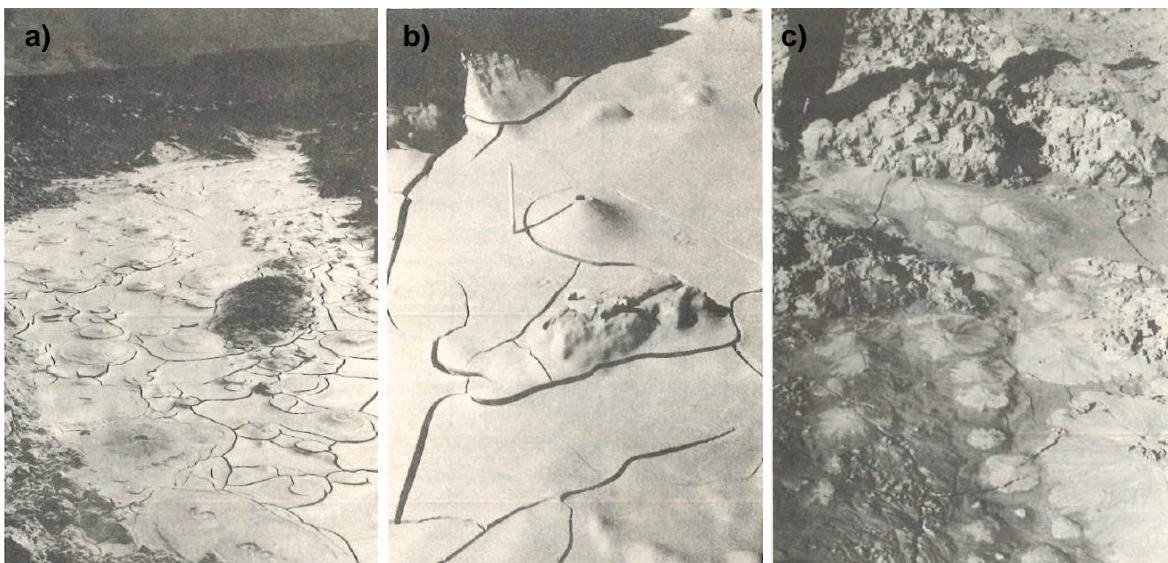


Fig. 3-51 Volcanes de arenas en Relave Viejo (Dobry, 1965).

#### 4. LICUACIÓN EN CHILE – TERREMOTO 2010

##### 4.1 TERREMOTO DEL 27 DE FEBRERO DE 2010

Chile es uno de los países con mayor actividad sísmica del mundo debido a su ubicación en el denominado Cinturón o Anillo de Fuego del Pacífico, donde se concentran las principales zonas de subducción del mundo.

Chile se ubica en el borde de placas convergentes; la placa oceánica de Nazca subducta bajo la placa continental de Sudamérica. La Fig. 4-1 indica las áreas de ruptura de los principales movimientos telúricos de los últimos años y destaca la gran magnitud del terremoto de Valdivia en 1960 cuya área de ruptura se estima en un largo de 1000 km desde Lebu a Pto. Aysén.

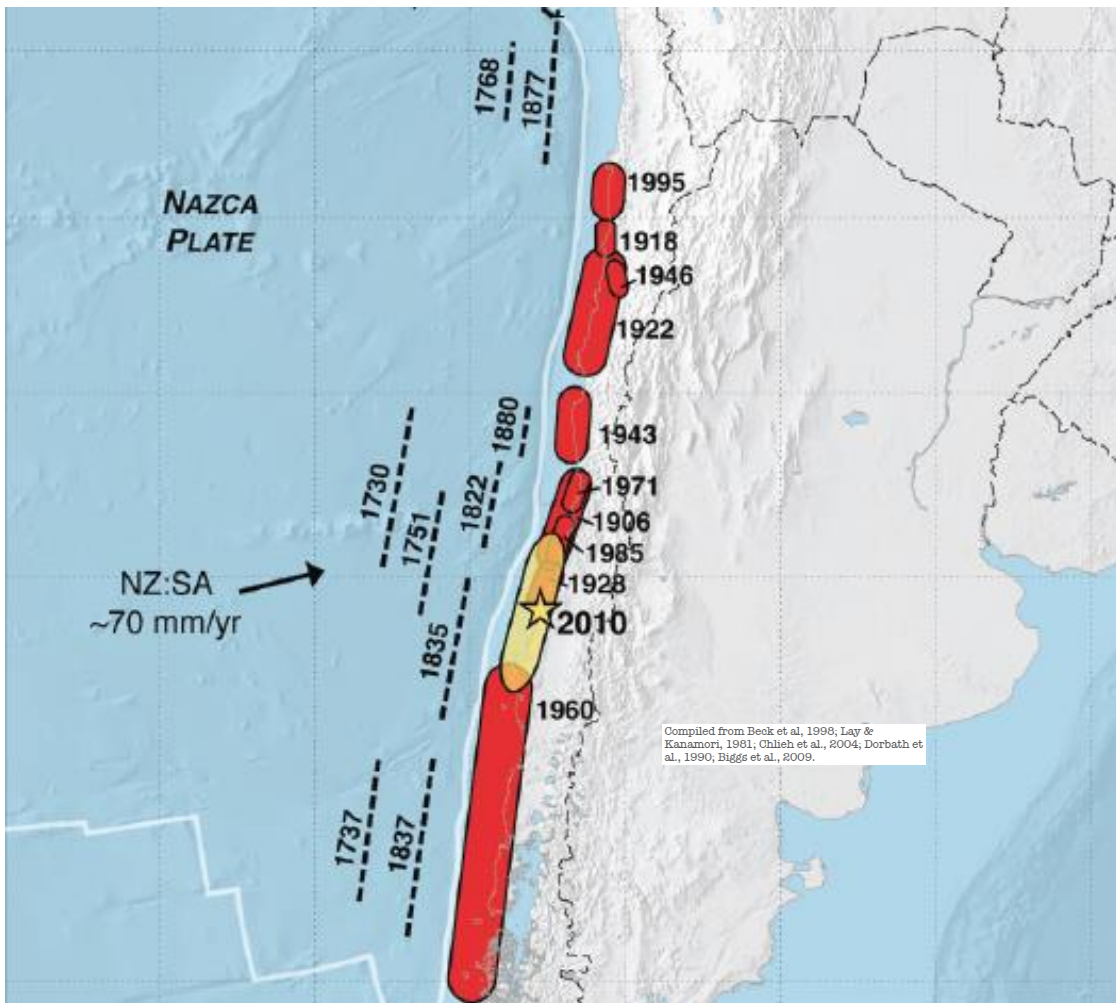


Fig. 4-1 Rupturas de terremotos en Chile (compilado de Hayes et al, 2013).

El día 27 de febrero del 2010, a las 03:34 a.m. hora local, un terremoto de magnitud 8.8 (Mw) afectó la costa de Chile. El epicentro se ubicó en las coordenadas geográficas 36°17'23"S y 73°14'20"W y a una profundidad estimada de 30 km (Barrientos, 2010).



El área de ruptura se estima que abarcó una distancia del orden de 550 km a lo largo de la costa, desde el sur de Valparaíso hasta Cañete, y en un ancho del orden de 170 km (<http://www.tectonics.caltech.edu/>). En la Fig. 4-2 se presenta un esquema con la ubicación del área de ruptura.

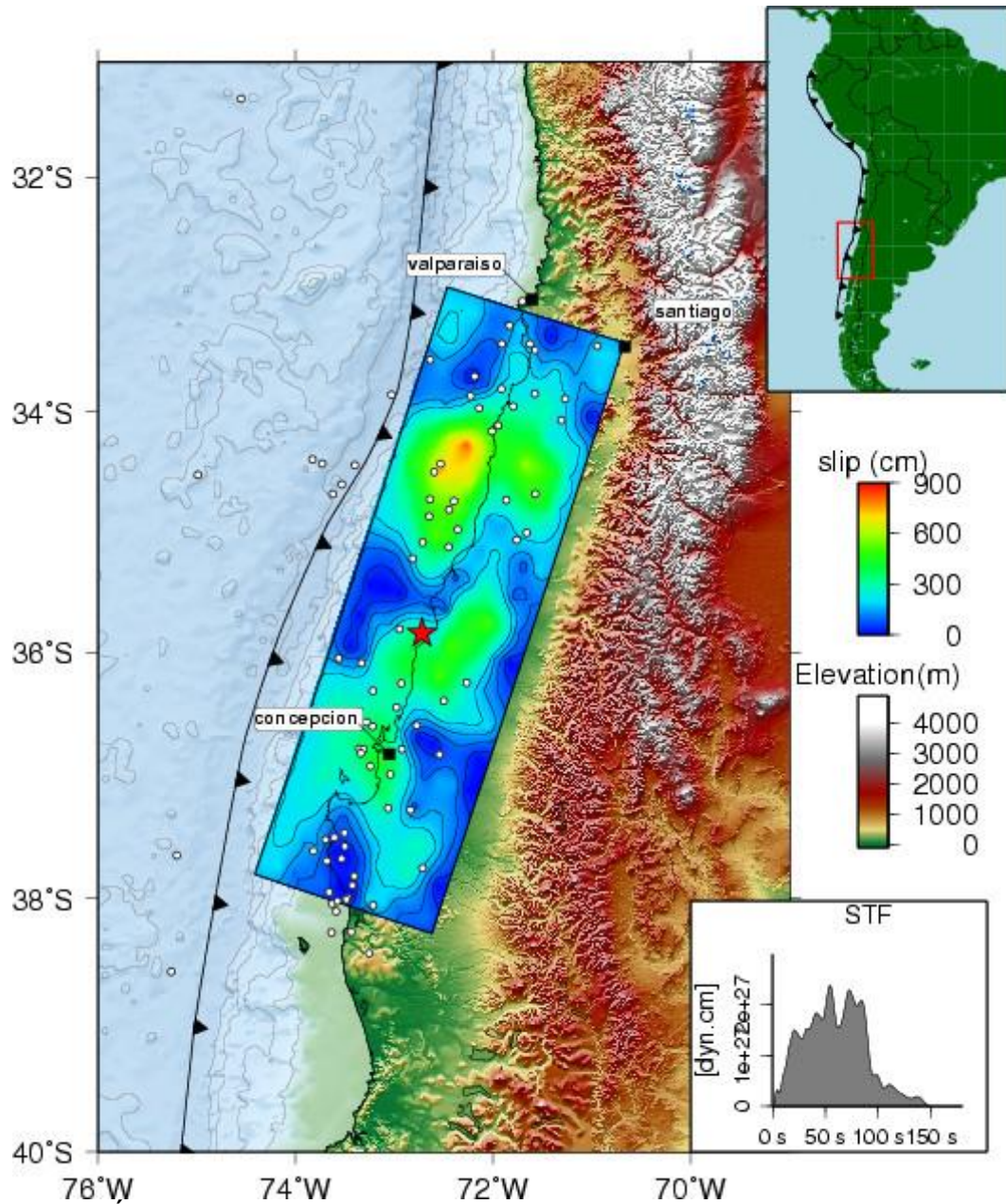


Fig. 4-2 Área de Ruptura Terremoto 27-F (<http://www.tectonics.caltech.edu/>).

## 4.2 CATASTRO DE ZONAS AFECTADAS POR LICUACIÓN

El catastro de zonas afectadas por licuación de suelos<sup>1</sup> se llevó a cabo a partir de la recopilación de cuantiosos antecedentes, tales como informes, fotografías de daños y entrevistas con profesionales entendidos en la materia y personas que se vieron afectadas por el terremoto. Este compendio fue generado gracias a la consulta a diversos organismos, instituciones, empresas y personas, en los cuales se incluyen el Ministerio de Obras Públicas (MOP), el Servicio de Geología y Minería (Sernageomin), Empresa de Ferrocarriles del Estado (EFE), diversos periódicos nacionales e información de sitios web.

Este estudio consideró todas aquellas zonas que presentaron daños atribuibles a licuación de suelos, es decir, asentamientos y deformación del terreno, aparición de grietas, formación de volcanes de arenas y ciertos daños estructurales en algunas construcciones. Lo anterior dio como resultado la identificación de este fenómeno desde la Región de Valparaíso hasta la Región de Los Lagos.

Cabe destacar, que este catastro lo constituyen aquellas zonas que evidenciaron rastros en superficie de haber sufrido licuación de suelos o que dañaron fundaciones de estructuras, lo que no descarta que existan numerosos sitios adicionales que desarrollaron este fenómeno en profundidad y no se manifestaron en superficie. Adicionalmente, es indiscutible que los sectores encontrados en su mayoría pertenecen a zonas urbanas, caminos u otros sitios donde es mayor la probabilidad de ser documentados por la mayor presencia de gente, sin embargo, es altamente probable que existan un sinnúmero de otros lugares que, por dificultades de acceso o una manifestación de este fenómeno con poca relevancia, no han tenido mayor divulgación.

A partir de la información recopilada se efectuaron visitas a terreno, donde se abarcaron todas las zonas catastradas, con la finalidad de verificar la ocurrencia de licuación o descartar aquellas zonas que no presentan características de haber registrado este fenómeno. Estas visitas de terreno incluyeron observaciones tanto del sitio en estudio, como el entorno para identificar el tipo de suelo existente y nivel freático aproximado, lo que fue complementado con consultas a vecinos de cada uno de los sectores, los que pudieron relatar con mayores detalles los daños ocasionados con el terremoto. Además, con estas entrevistas se obtuvieron nuevos puntos y áreas a estudiar.

Es importante señalar que el catastro presentado incluye sitios que posiblemente desarrollaron licuación el 27-F en base a los antecedentes recopilados, no descartándose que se hayan generado otro tipo de fallas en conjunto con el claro aumento de las presiones de poros. Es evidente que mayores estudios serían adecuados para cada uno de los sectores catastrados.

Luego de las visitas a terreno se creó una base de datos con más de 180 sitios desde las Regiones V a la X. El sector más al norte donde se tiene registro de este fenómeno lo constituye el corrimiento experimentado por el talud del tranque de relaves Veta del Agua en las cercanías de La Calera. Luego existe una concentración de daños al sur de la Región Metropolitana (sectores Champa, Paine y Abrantes). También en el área de

---

<sup>1</sup> Parte de este trabajo fue realizado con Andrés Torres Guerrero.



Retiro y Parral existen números sitios que presentaron agrietamientos y aparición de volcanes de arenas. Sin embargo, la zona más afectada por este fenómeno corresponde al área de Concepción, donde el tipo de sedimentos depositados por el río Bío-Bío, sumado a un nivel freático somero, constituyen los componentes propicios para resultar potencialmente licuables ante una sollicitación sísmica. Los sitios más al sur incluyen los Lagos Villarrica, Calafquén, Panguipulli, Ranco y Llanquihue.

La distancia aproximada de desarrollo de licuación fue alrededor de 950 km, desde La Calera hasta el Lago Llanquihue, es decir, una longitud cercana al doble de la zona de ruptura. Esta área se extiende con mayor preponderancia hacia el sur del país, lo que se explica por el predominio de suelos arenosos y la gran cantidad de ríos, lagos, y napas de poca profundidad, que difiere con las características de los terrenos ubicados en la parte centro-norte del país.

### 4.3 TIPOS DE LICUACIÓN

Los más de 180 sitios encontrados fueron clasificados de acuerdo a condiciones de terreno y/o estructuras afectadas en los siguientes grupos:

- Terrenos relativamente planos (FT)
- *Lateral spreading* (LS)
- Puentes y pasos a desnivel (BR)
- Puertos y muelles (PR)
- Fallas de talud (SF)
- Falla en terraplén de acceso (EA)
- Tranques de relaves (TD)
- Estructuras enterradas (BS)
- Terrenos ganados al mar (RL)

Se debe tener presente que muchos de los puntos de licuación clasifican en más de una categoría, como por ejemplo las fallas en muelles producto del *lateral spreading* del borde costero. Por tanto, es importante indicar que dichas clasificaciones no son excluyentes y tienen como finalidad establecer un orden para el estudio de la licuación.

La Fig. 4-3 corresponde a la distribución de los puntos de licuación encontrados, y separados por tipo. Los puntos se distribuyen de forma relativamente homogénea, con concentraciones en Paine, Parral y Concepción, donde predomina la licuación en terrenos planos. En el caso de *lateral spreading*, éstas se concentran hacia la costa, coincidiendo mayoritariamente en los sectores de desembocadura de los principales ríos. El resto de los tipos estudiados (puentes, puertos, tranques y estructuras enterradas) son exiguos y no presentan características importantes en su distribución.

En la Tabla 4-1 se presenta un resumen de los sectores con licuación separados por tipo. El detalle de cada uno se encuentra en el Anexo A, a través de fichas de información que incluyen el nombre del sitio, coordenadas, fotografías y una reseña de los daños.

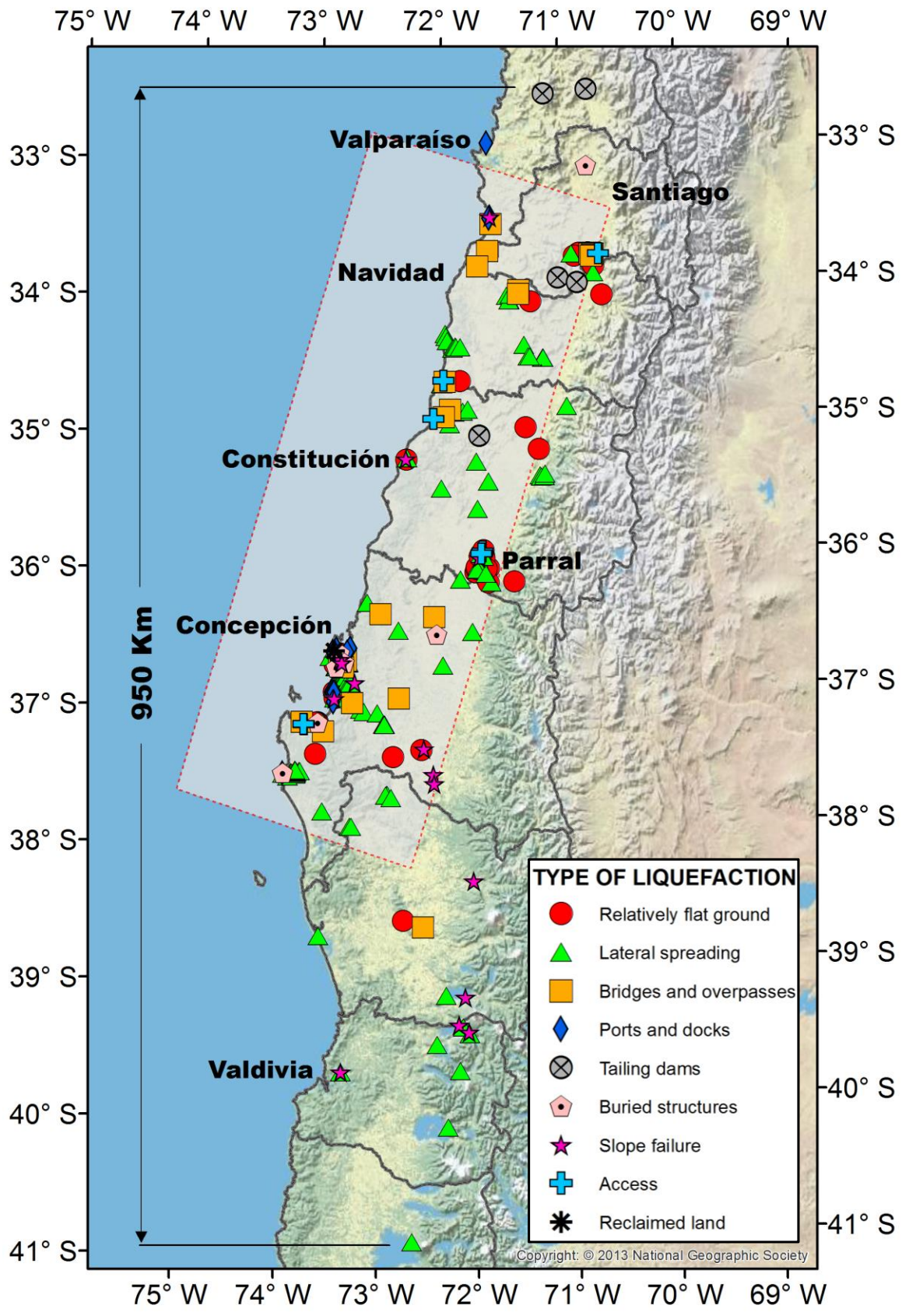


Fig. 4-3 Puntos de licuación de suelos y zona de ruptura terremoto 27-F.

Tabla 4-1 Catastro de Licuación en Chile – Parte 1

| Código | Región        | Nombre                       | Coordenadas |           |
|--------|---------------|------------------------------|-------------|-----------|
|        |               |                              | Lat. (°)    | Long. (°) |
| FT-001 | Metropolitana | Champa                       | 33.85       | 70.76     |
| FT-002 | Metropolitana | Abrantes                     | 33.86       | 70.84     |
| FT-003 | Metropolitana | Pintué                       | 33.88       | 70.88     |
| FT-004 | O'Higgins     | Mostazal                     | 33.95       | 70.72     |
| FT-005 | O'Higgins     | La Vinilla                   | -           | -         |
| FT-006 | O'Higgins     | Cocalán                      | 34.21       | 71.28     |
| FT-007 | El Maule      | Rarín                        | 34.78       | 71.92     |
| FT-008 | El Maule      | Molina                       | 35.13       | 71.34     |
| FT-009 | El Maule      | Río Claro                    | 35.29       | 71.23     |
| FT-010 | El Maule      | Retiro                       | 36.05       | 71.76     |
| FT-011 | El Maule      | Camino a Catillo             | -           | -         |
| FT-012 | El Maule      | Ruta 5, Parral               | 36.16       | 71.82     |
| FT-013 | Bío-Bío       | Ifarle                       | 36.74       | 73.08     |
| FT-014 | Bío-Bío       | Condominio Los Presidentes   | 36.79       | 73.08     |
| FT-015 | Bío-Bío       | Av. O'Higgins                | 36.79       | 73.08     |
| FT-016 | Bío-Bío       | Línea Férrea km 74           | 36.79       | 73.08     |
| FT-017 | Bío-Bío       | Santa Leonor                 | 36.79       | 73.08     |
| FT-018 | Bío-Bío       | Hualpencillo                 | 36.80       | 73.11     |
| FT-019 | Bío-Bío       | Condominio Portal del Centro | 36.82       | 73.06     |
| FT-020 | Bío-Bío       | Línea Férrea km 71           | 36.82       | 73.07     |
| FT-021 | Bío-Bío       | Las Torres                   | 36.83       | 73.13     |
| FT-022 | Bío-Bío       | Lomas Coloradas- Horcones    | 37.07       | 73.15     |
| FT-023 | Bío-Bío       | Cochrane                     | 37.24       | 73.31     |
| FT-024 | Bío-Bío       | Eduardo Frei                 | 37.25       | 73.33     |
| FT-025 | Bío-Bío       | Villa Galilea                | 37.48       | 72.37     |
| FT-026 | Bío-Bío       | Línea Férrea Nacimiento      | 37.52       | 72.64     |
| FT-027 | Araucanía     | Temuco                       | 38.73       | 72.60     |
| FT-028 | Araucanía     | Lago Villarrica              | -           | -         |
| LS-001 | Metropolitana | Río Maipo                    | -           | -         |
| LS-002 | Metropolitana | Sector interior Champa       | -           | -         |
| LS-003 | Metropolitana | Laguna Aculeo                | 33.86       | 70.91     |
| LS-004 | O'Higgins     | Ruta H-10                    | 34.00       | 70.72     |
| LS-005 | O'Higgins     | Lago Rapel                   | 34.15       | 71.45     |
| LS-006 | O'Higgins     | Ruta 66                      | 34.13       | 71.37     |
| LS-007 | O'Higgins     | Lagunas Pichilemu            | 34.44       | 72.03     |
| LS-008 | O'Higgins     | Cahuil                       | 34.48       | 72.02     |
| LS-009 | O'Higgins     | Estero Nilahue               | 34.54       | 71.94     |
| LS-010 | O'Higgins     | Valle Hermoso                | -           | -         |
| LS-011 | O'Higgins     | Apalta                       | 34.61       | 71.30     |
| LS-012 | O'Higgins     | Nancagua                     | 34.62       | 71.17     |

Tabla 4-1 (cont.) Catastro de Licuación en Chile – Parte 2

| Código | Región   | Nombre                    | Coordenadas |           |
|--------|----------|---------------------------|-------------|-----------|
|        |          |                           | Lat. (°)    | Long. (°) |
| LS-013 | El Maule | Sector sin información    | -           | -         |
| LS-014 | El Maule | Lago Vichuquén            | 34.79       | 72.08     |
| LS-015 | El Maule | Río Mataquito             | 34.98       | 71.99     |
| LS-016 | El Maule | Curepto                   | 35.09       | 72.02     |
| LS-017 | El Maule | Romeral                   | 34.98       | 70.97     |
| LS-018 | El Maule | San Clemente              | 35.49       | 71.20     |
| LS-019 | El Maule | Pencahue                  | 35.37       | 71.79     |
| LS-020 | El Maule | Constitución              | 35.34       | 72.41     |
| LS-021 | El Maule | Maule                     | -           | -         |
| LS-022 | El Maule | San Javier                | 35.56       | 72.11     |
| LS-023 | El Maule | Melozal                   | -           | -         |
| LS-024 | El Maule | Camino Santa Teresa       | 36.05       | 71.77     |
| LS-025 | El Maule | Fundo Los Álamos          | 36.07       | 71.75     |
| LS-026 | El Maule | Camino a El Ajjal         | 36.14       | 71.80     |
| LS-027 | El Maule | Camino a Catillo          | 36.17       | 71.80     |
| LS-028 | El Maule | Bocatoma Camino a Catillo | 36.26       | 71.69     |
| LS-029 | El Maule | Yiyahue                   | 36.20       | 71.73     |
| LS-030 | El Maule | Monteflor                 | -           | -         |
| LS-031 | Bío-Bío  | Río Itata                 | 36.38       | 72.81     |
| LS-032 | Bío-Bío  | Ñipas                     | 36.60       | 72.54     |
| LS-033 | Bío-Bío  | Ruta a Coihueco           | 36.62       | 71.87     |
| LS-034 | Bío-Bío  | Selva Negra               | 36.86       | 72.15     |
| LS-035 | Bío-Bío  | Caleta Lengua             | 36.77       | 73.17     |
| LS-036 | Bío-Bío  | Av. Claudio Gay 1         | 36.75       | 73.08     |
| LS-037 | Bío-Bío  | Carretera Interportuaria  | 36.74       | 73.05     |
| LS-038 | Bío-Bío  | Brisa del Sol             | 36.78       | 73.08     |
| LS-039 | Bío-Bío  | Villa Hermosa             | 36.78       | 73.09     |
| LS-040 | Bío-Bío  | Población Parque Central  | 36.79       | 73.08     |
| LS-041 | Bío-Bío  | Lomas de San Andrés       | 36.79       | 73.05     |
| LS-042 | Bío-Bío  | Población Buena Vista     | 36.79       | 73.03     |
| LS-043 | Bío-Bío  | Villa CAP                 | 36.80       | 73.03     |
| LS-044 | Bío-Bío  | Laguna Lo Galindo         | 36.80       | 73.04     |
| LS-045 | Bío-Bío  | Laguna Lo Méndez          | 36.80       | 73.05     |
| LS-046 | Bío-Bío  | Laguna Lo Custodio        | 36.81       | 73.04     |
| LS-047 | Bío-Bío  | Laguna Tres Pascualas 1   | 36.82       | 73.05     |
| LS-048 | Bío-Bío  | Laguna Redonda            | 36.81       | 73.07     |
| LS-049 | Bío-Bío  | Valle Noble               | 36.82       | 73.01     |
| LS-050 | Bío-Bío  | Parque Residencial Collao | 36.82       | 73.02     |
| LS-051 | Bío-Bío  | Villa Loncopán            | 36.82       | 73.02     |
| LS-052 | Bío-Bío  | Costanera Bío-Bío         | 36.83       | 73.07     |

Tabla 4-1 (cont.) Catastro de Licuación en Chile – Parte 3

| Código | Región        | Nombre                          | Coordenadas |           |
|--------|---------------|---------------------------------|-------------|-----------|
|        |               |                                 | Lat. (°)    | Long. (°) |
| LS-053 | Bío-Bío       | Colegio San Ignacio             | 36.84       | 73.12     |
| LS-054 | Bío-Bío       | Humedal Av. Bayona              | 36.84       | 73.12     |
| LS-055 | Bío-Bío       | Bayona                          | 36.84       | 73.11     |
| LS-056 | Bío-Bío       | Camino Santa Juana              | 36.85       | 73.07     |
| LS-057 | Bío-Bío       | Límite Concepción-Chiguayante   | 36.85       | 73.05     |
| LS-058 | Bío-Bío       | Lonco                           | 36.88       | 73.04     |
| LS-059 | Bío-Bío       | Línea Férrea Chiguayante        | 36.89       | 73.04     |
| LS-060 | Bío-Bío       | Altos de Chiguayante            | 36.92       | 73.04     |
| LS-061 | Bío-Bío       | Población Santo Domingo         | 36.94       | 73.01     |
| LS-062 | Bío-Bío       | Población Villa Futuro          | 36.95       | 73.02     |
| LS-063 | Bío-Bío       | Camino Chiguayante - Hualqui    | 36.97       | 73.00     |
| LS-064 | Bío-Bío       | Población Gabriela Mistral      | 36.98       | 73.15     |
| LS-065 | Bío-Bío       | Lota                            | 37.07       | 73.15     |
| LS-066 | Bío-Bío       | Río Carampangue                 | 37.25       | 73.26     |
| LS-067 | Bío-Bío       | Villa Las Araucarias            | 37.24       | 73.31     |
| LS-068 | Bío-Bío       | Línea Férrea Talcamavida-Unihue | 37.16       | 72.91     |
| LS-069 | Bío-Bío       | Yumbel                          | 37.10       | 72.56     |
| LS-070 | Bío-Bío       | Laja                            | 37.28       | 72.71     |
| LS-071 | Bío-Bío       | Río Lebu                        | 37.61       | 73.56     |
| LS-072 | Bío-Bío       | Lebu                            | 37.60       | 73.56     |
| LS-073 | Bío-Bío       | Lago Lanalhue                   | -           | -         |
| LS-074 | Araucanía     | Angol                           | 38.80       | 72.70     |
| LS-075 | Araucanía     | Boyeco                          | 38.02       | 73.06     |
| LS-076 | Araucanía     | Puerto Saavedra                 | 38.81       | 73.40     |
| LS-077 | Los Ríos      | Pucura                          | 39.52       | 72.07     |
| LS-078 | Los Ríos      | Costanera Coñaripe              | 39.57       | 72.01     |
| LS-079 | Los Ríos      | Panguipulli                     | 39.64       | 72.32     |
| LS-080 | Los Ríos      | Lago Panguipulli                | -           | -         |
| LS-081 | Los Ríos      | Corporación Cultural Valdivia   | 39.81       | 73.25     |
| LS-082 | Los Ríos      | Lago Ranco                      | 40.25       | 72.25     |
| LS-083 | Los Lagos     | Lago Llanquihue                 | 41.08       | 72.64     |
| BR-001 | Valparaíso    | Puente Lo Gallardo              | 33.63       | 71.61     |
| BR-002 | Valparaíso    | Puente Yali                     | 33.83       | 71.64     |
| BR-003 | Valparaíso    | Puente Rapel                    | 33.94       | 71.74     |
| BR-004 | Metropolitana | PS Hospital                     | 33.86       | 70.75     |
| BR-005 | Metropolitana | PS Champa                       | 33.85       | 70.75     |
| BR-006 | Metropolitana | PI Los Pinos                    | 33.86       | 70.72     |
| BR-007 | Metropolitana | PS Chada                        | 33.87       | 70.73     |
| BR-008 | Metropolitana | PI Azufraderos                  | 33.88       | 70.73     |
| BR-009 | El Maule      | Puente La Laguna                | 34.78       | 72.05     |

Tabla 4-1 (cont.) Catastro de Licuación en Chile – Parte 4

| Código | Región     | Nombre                             | Coordenadas |           |
|--------|------------|------------------------------------|-------------|-----------|
|        |            |                                    | Lat. (°)    | Long. (°) |
| BR-010 | El Maule   | Puente Lautaro                     | 35.04       | 72.07     |
| BR-011 | El Maule   | Pasarela Escalones                 | 34.99       | 72.01     |
| BR-012 | Bío-Bío    | Puente Itata                       | 36.47       | 72.70     |
| BR-013 | Bío-Bío    | Puente San Nicolás                 | 36.50       | 72.21     |
| BR-014 | Bío-Bío    | Puente Andalién                    | 36.80       | 73.03     |
| BR-015 | Bío-Bío    | Paso Superior Padre Hurtado        | 36.82       | 73.07     |
| BR-016 | Bío-Bío    | Puente Juan Pablo II               | 36.82       | 73.09     |
| BR-017 | Bío-Bío    | Puente FF.C. sobre Bío-Bío         | 36.82       | 73.07     |
| BR-018 | Bío-Bío    | Puente Llacolén                    | 36.83       | 73.07     |
| BR-019 | Bío-Bío    | Puente Viejo                       | 36.84       | 73.07     |
| BR-020 | Bío-Bío    | Puente La Mochita                  | 36.85       | 73.06     |
| BR-021 | Bío-Bío    | Puente Ramadillas                  | 37.31       | 73.26     |
| BR-022 | Bío-Bío    | Puente Tubul                       | 37.23       | 73.46     |
| BR-023 | Bío-Bío    | Puente Raqui II                    | 37.25       | 73.44     |
| BR-024 | Bío-Bío    | Puentes Pulén y Patagual           | 37.11       | 72.99     |
| BR-025 | Araucanía  | Puente Niágara                     | 38.78       | 72.41     |
| PR-001 | Valparaíso | Muelle Prat                        | 33.04       | 71.63     |
| PR-002 | Valparaíso | Puerto de Valparaíso               | 33.04       | 71.63     |
| PR-003 | Valparaíso | Puerto de San Antonio              | 32.59       | 71.62     |
| PR-004 | Valparaíso | Muelle de San Antonio              | 33.58       | 71.61     |
| PR-005 | Bío-Bío    | Muelle de Lirquén                  | 36.71       | 72.98     |
| PR-006 | Bío-Bío    | Muelle de Penco                    | 36.74       | 73.01     |
| PR-007 | Bío-Bío    | Puerto de Talcahuano               | 36.71       | 73.11     |
| PR-008 | Bío-Bío    | Terminal Internacional San Vicente | 36.73       | 73.14     |
| PR-009 | Bío-Bío    | Muelle San Vicente                 | 36.73       | 73.13     |
| PR-010 | Bío-Bío    | Muelle Huachipato                  | 36.74       | 73.13     |
| PR-011 | Bío-Bío    | Muelle Puchoco                     | 37.03       | 73.17     |
| PR-012 | Bío-Bío    | Muelle Jureles                     | 37.03       | 73.17     |
| PR-013 | Bío-Bío    | Muelle Chollín                     | 37.03       | 73.17     |
| PR-014 | Bío-Bío    | Bocamina                           | 37.03       | 73.17     |
| PR-015 | Bío-Bío    | Muelle Lo Rojas                    | 37.02       | 73.16     |
| PR-016 | Bío-Bío    | Puerto de Coronel                  | 37.03       | 73.15     |
| PR-017 | Bío-Bío    | Lota Bajo                          | 37.10       | 73.16     |
| PR-018 | Bío-Bío    | Puerto de Pesca Artesanal          | 37.60       | 73.65     |
| SF-001 | Valparaíso | Costanera San Antonio              | 33.58       | 71.61     |
| SF-002 | El Maule   | Constitución                       | 35.34       | 72.41     |
| SF-003 | El Maule   | Paso Superior Copihue              | 36.08       | 71.79     |
| SF-004 | Bío-Bío    | Av. Santa María                    | 36.79       | 73.08     |
| SF-005 | Bío-Bío    | 21 de Mayo                         | 36.82       | 73.07     |
| SF-006 | Bío-Bío    | Línea Férrea Hualqui               | 36.96       | 72.96     |

Tabla 4-1 (cont.) Catastro de Licuación en Chile – Parte 5

| Código | Región        | Nombre                          | Coordenadas |           |
|--------|---------------|---------------------------------|-------------|-----------|
|        |               |                                 | Lat. (°)    | Long. (°) |
| SF-007 | Bío-Bío       | Entrada Lota                    | 37.07       | 73.15     |
| SF-008 | Bío-Bío       | Paseo El Quilque, Los Ángeles   | 37.47       | 72.35     |
| SF-009 | Bío-Bío       | Ruta 5, norte Mulchén           | 37.66       | 72.27     |
| SF-010 | Bío-Bío       | Mulchén                         | 37.73       | 72.27     |
| SF-011 | Araucanía     | Curacautín                      | 38.45       | 71.93     |
| SF-012 | Araucanía     | Costanera Villarrica            | 39.29       | 72.22     |
| SF-013 | Araucanía     | Villarrica                      | -           | -         |
| SF-014 | Los Ríos      | Camping Calafquén               | 39.51       | 72.11     |
| SF-015 | Los Ríos      | Estero Seco                     | 39.56       | 72.02     |
| SF-016 | Los Ríos      | Muelle Schuster, Valdivia       | 39.81       | 73.25     |
| EA-001 | Metropolitana | Puente Cardonal Bajo            | 33.86       | 70.67     |
| EA-002 | O'Higgins     | Puente El Durazno               | 34.15       | 71.38     |
| EA-003 | El Maule      | Puente Llico                    | 34.77       | 72.06     |
| EA-004 | El Maule      | Puente Mataquito                | 35.05       | 72.16     |
| EA-005 | El Maule      | Enlace Villaseca                | 36.03       | 71.75     |
| EA-006 | El Maule      | Enlace Retiro                   | 36.05       | 71.77     |
| EA-007 | Bío-Bío       | Puente Tubul                    | 37.23       | 73.46     |
| EA-008 | Bío-Bío       | Puentes Raqui I y II            | 37.25       | 73.44     |
| TD-001 | Valparaíso    | Veta del Agua                   | 32.68       | 71.13     |
| TD-002 | Valparaíso    | Bellavista                      | 32.66       | 70.76     |
| TD-003 | Metropolitana | Alhué                           | 34.04       | 71.03     |
| TD-004 | O'Higgins     | Chancón                         | 34.07       | 70.86     |
| TD-005 | El Maule      | Las Palmas                      | 35.19       | 71.76     |
| BS-001 | Metropolitana | Lampa-Colina                    | 33.22       | 70.77     |
| BS-002 | Bío-Bío       | Copec Chillán                   | 36.63       | 72.19     |
| BS-003 | Bío-Bío       | Av. Claudio Gay 2               | 36.74       | 73.08     |
| BS-004 | Bío-Bío       | Laguna Tres Pascualas 2         | 36.82       | 73.05     |
| BS-005 | Bío-Bío       | Planta Elevadora San Pedro      | 36.85       | 73.12     |
| BS-006 | Bío-Bío       | Estanques Lebu                  | 37.60       | 73.65     |
| RL-001 | Bío-Bío       | Planta de Alimentos San Vicente | 36.73       | 73.13     |

**NOTA:**

|           |                                 |
|-----------|---------------------------------|
| <b>FT</b> | Terrenos relativamente planos   |
| <b>LS</b> | Lateral spreading               |
| <b>BR</b> | Puentes y pasos a desnivel      |
| <b>PR</b> | Puertos y muelles               |
| <b>SF</b> | Fallas de talud                 |
| <b>EA</b> | Fallas en terraplenes de acceso |
| <b>TD</b> | Tranques de relaves             |
| <b>BS</b> | Estructuras enterradas          |
| <b>RL</b> | Terrenos ganados al mar         |

#### 4.4 DISTANCIA EPICENTRAL

En el capítulo 2.4.1 se indicó que existen relaciones entre la magnitud de un terremoto con las distancias máximas, tanto epicentral y hacia la línea de ruptura, asociados a licuación de suelos.

Para el terremoto 27- F, de magnitud  $M_w = 8.8$ , el Lago Llanquihue es el que presenta las mayores distancias epicentrales y a la línea de ruptura, con 550 y 350 km, respectivamente.

La Fig. 4-4 muestra los límites de licuación determinados por Ambraseys (1988) y los dos puntos obtenidos para el terremoto del 27- F. Se observa que pese a que hay una escasez de datos para magnitudes superiores a  $M_w = 8.0$ , en términos de distancia epicentral, el punto de Chile se ubica cerca del límite establecido por Ambraseys. Por otra parte, en relación a la distancia a la línea de ruptura, se tiene que supera al límite en 130 km.

Adicionalmente, en la misma Fig. 4-4 se indican las distancias máximas para el terremoto de Tohoku en Japón el año 2011. El sitio más lejano desde el epicentro de acuerdo a lo señalado por Wakamatsu (2012), corresponde a la localidad de Minami-boso, en la península de Boso, con una distancia epicentral de unos 440 km. La distancia a la zona de ruptura fue estimada en base al área de ruptura señalado por Suzuki et al. (2011).

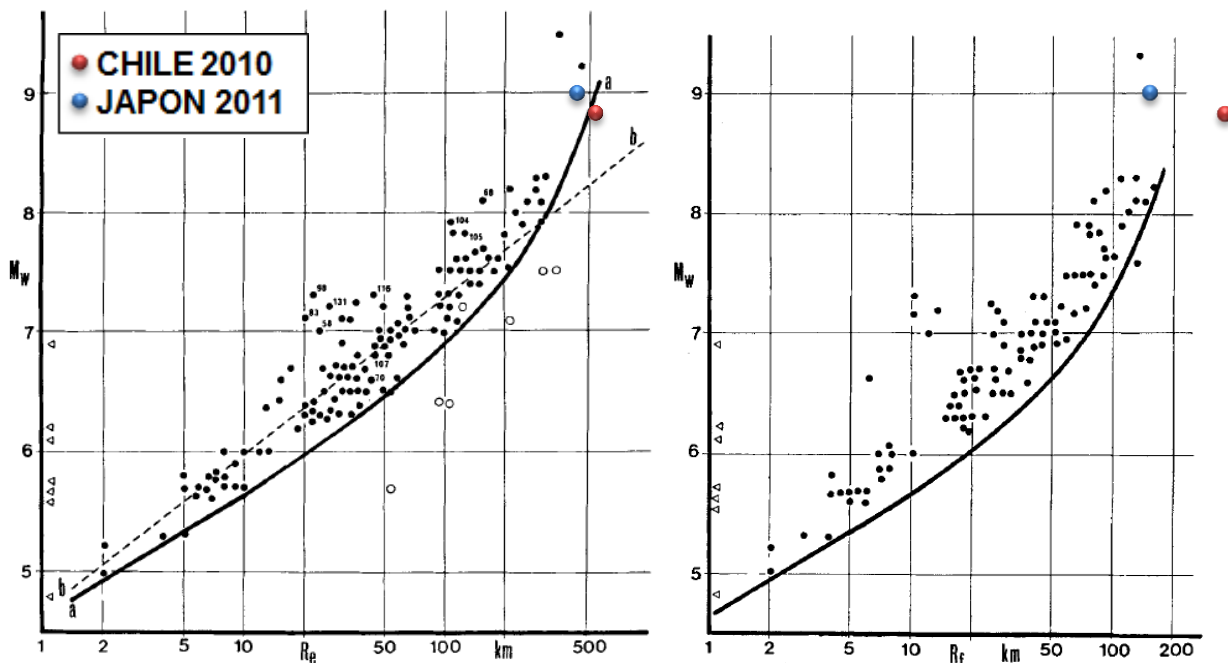


Fig. 4-4 Distancia máxima de licuación en terremoto 27-F y Japón, 2011.

Es importante recalcar, que el terremoto ocurrió al término de la época de verano y por ende, cuando los terrenos se encontraban mayoritariamente en su etapa más seca del año. Por tanto, si el terremoto hubiera ocurrido post-invierno, lo más probable es que la extensión de licuación fuera aún mayor.



Por tanto, los gráficos propuestos por Ambraseys son una buena herramienta para estimar las distancias de licuación, pero son necesarios mayores antecedentes para complementarlo, con especial énfasis en magnitudes sobre 8.0 donde claramente existe una carencia de datos, tal como se señaló con anterioridad.

En el acápite 4.9 se entrega una descripción de los sitios más alejados que desarrollaron licuación en el 27-F.

#### 4.5 GEOLOGÍA

En términos geológicos existe una amplia variedad de tipos de sedimentos que presentaron licuación de suelos con el 27-F. Destacan las orillas de cauces, desde pequeños canales construidos para regadíos, hasta esteros, ríos y lagunas, cuyos depósitos de relativamente reciente formación fueron altamente propicios para el desarrollo de licuación.

También son de extrema importancia los depósitos artificiales, cuya licuación causó daños severos a decenas de casas y edificios ubicados principalmente en el área de Concepción. En particular, la zona de Concepción sumó el factor de relleno de deficiente compactación con la amplia presencia de materiales de tipo humedal, característicos de la zona, y que aportó a la saturación del terreno de forma prácticamente superficial.

En un intento de analizar la relación de los puntos obtenidos de licuación con la geología del país, se efectuó una superposición con el Mapa Geológico de Chile, y que es presentado en la Fig. 4-5.

Es importante mencionar que es imposible obtener una relación directa de los sectores licuables con la geología debido a que los mapas geológicos reflejan la antigüedad y procedencia de unidades litológicas, lo que escapa del área de suelos para el estudio de licuación. Sin embargo, las unidades litológicas de edades recientes, como en el caso del cuaternario, nos entregan sectores de mayor probabilidad de encontrar terrenos potencialmente licuables. Esto último no descarta que sobre otras unidades litológicas se encuentren suelos igualmente licuables, pero que no son presentados en un mapa con características geológicas.

Al analizar la superposición de resultados se obtiene que la gran mayoría de los puntos se ubican en las zonas de tonalidades amarillas, correspondiente a la era Cuaternaria. Dentro de este grupo destacan los depósitos aluviales, coluviales y de remoción en masa, las cuales en la zona centro sur de la depresión intermedia se encuentra con intercalaciones de depósitos volcanoclásticos, como son los casos del área Champa-Hospital y Chillán entre otros. También, se encuentran los depósitos fluviales de los ríos Tinguiririca, Mataquito, Itata, Bío-Bío y Lebu. En menor medida, se tienen los depósitos eólicos y secuencias sedimentarias marinas litorales o fluviales estuarinas como en Concepción y Arauco.

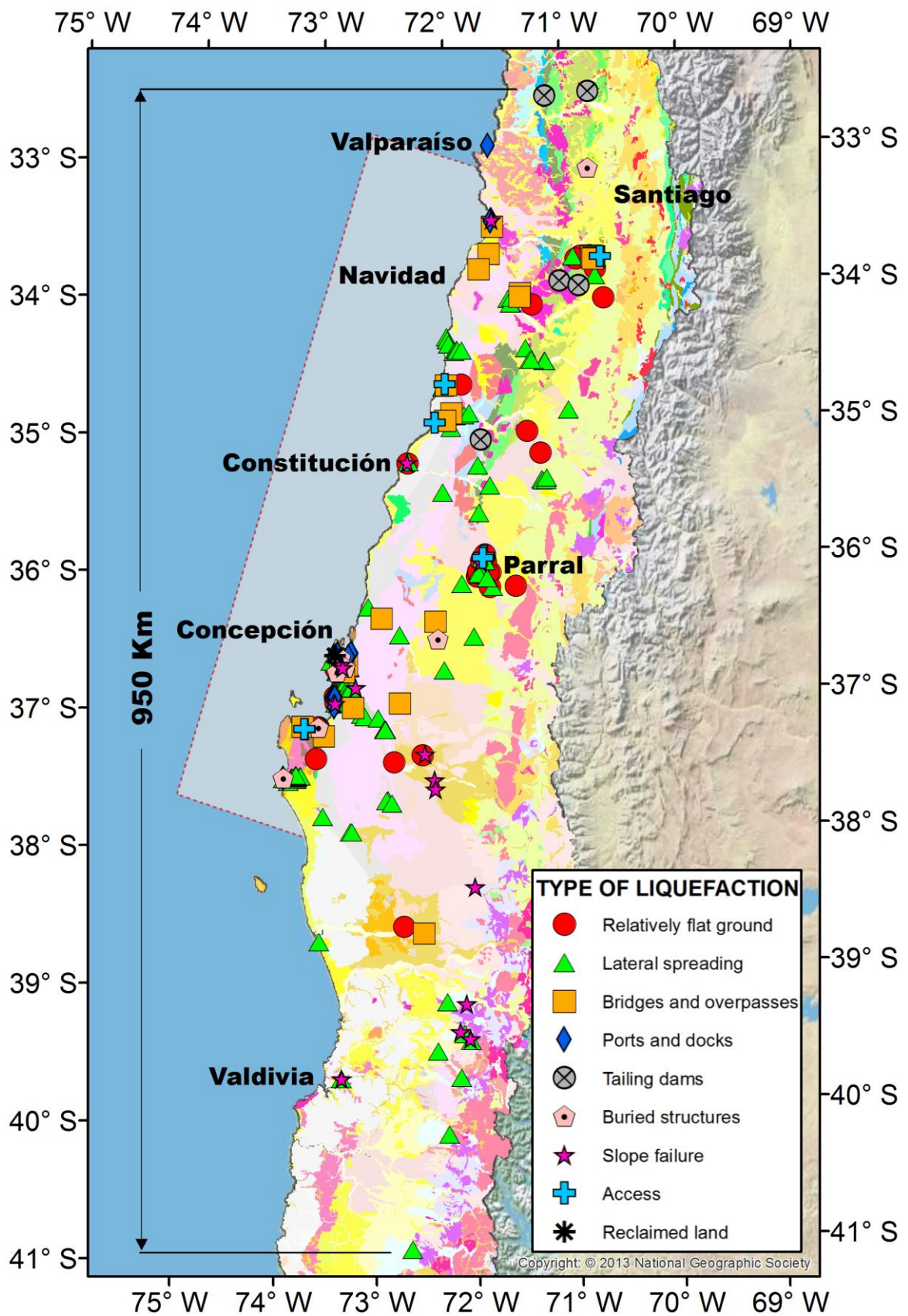


Fig. 4-5 Puntos licuación sobre Mapa Geológico de Chile (fuente geología: Sernageomin, 2003).

En las áreas de Talca, Retiro y Angol los sectores de licuación se ubican sobre secuencias volcánicas cuaternarias del pleistoceno, consistentes en depósitos piroclásticos (tonos rosados) y consecuente con el elevado nivel de material de tipo ceniza que fue expulsado.

En el sector de Concepción se aprecia una división de las unidades: hacia el poniente existe un predominio de los depósitos recientes (cuaternarios), compuestos por depósitos litorales. Hacia el oriente, se ubican sedimentos de mayor antigüedad con secuencias de granitos, granodioritas, areniscas, lutitas y mantos de carbón, entre otras.

Más hacia el sur, en los lagos Villarrica, Calafquén y Panguipulli, los depósitos son del cuaternario. En el primero, el subsuelo está compuesto por depósitos morrénicos, fluvio-glaciales y glacialacustres, mientras que en Calafquén los sectores licuados ubicados en la ribera este están conformados por secuencias volcánicas. En el caso del lago Panguipulli se tienen depósitos de igual tipo que en Villarrica, además de depósitos de mayor antigüedad en su extremo sur (triásico), con secuencias sedimentarias continentales aluviales, fluviales y lacustres.

El subsuelo del lago Ranco son depósitos aluviales, coluviales y de remoción en masa, mientras que el sitio más austral que registró licuación, corresponde a la ribera del lago Llanquihue, con un predominio de secuencias volcánicas.

## 4.6 DESCRIPCIÓN DE LOS TIPOS DE LICUACIÓN

### 4.6.1 *Terrenos Relativamente Planos*

Del total de sitios afectados a licuación, uno de los tipos de mayor reiteración corresponde a los sitios relativamente planos. Estas zonas, de baja o nula pendiente, se caracterizan por el desarrollo de importantes asentamientos y formación de grietas de aberturas relativamente pequeñas, las que en su mayoría afectaron viviendas. En algunos casos, un material fino fue eyectado a través de pequeños orificios formados en la superficie de suelo.

El sitio de mayor relevancia en la manifestación del fenómeno de licuación fue en el subsuelo de Concepción, donde hay un predominio de material arenoso proveniente principalmente del arrastre de sedimentos del río Bío-Bío. Las características granulométricas y de densidad, sumado a la superficialidad del nivel freático, incrementa la potencialidad del fenómeno de licuación gatillado por un movimiento sísmico.

Dentro de la zona urbana de Concepción, destaca el caso del Condominio Los Presidentes (Fig. 4-6), en la comuna de Hualpén, el que está compuesto por una serie de edificios de 8 pisos de altura, con fundaciones superficiales de 1.2 m de ancho y 1 m de profundidad (Yasuda et al., 2010). A la fecha del terremoto, estaban construidas sólo cuatro de las seis torres que en total conformarían el Condominio.

Los edificios fueron construidos sobre un relleno de 4 m de espesor con reemplazo del material areno limoso suelto de humedales que predominan en el sector y con un nivel freático que se ubica en torno a los 0.5 m.

La licuación del subsuelo afectó principalmente a tres de las cuatro torres (Fig. 4-6), pero la estructura más dañada corresponde al Edificio Riesco, donde se detectó evidencia de surgimiento de material arenoso de color gris. Según GEER (2010), la torre descendió cerca de 40 cm en su extremo noreste y 10 cm en su parte sur. Esta diferencia provocó la inclinación de la estructura en aproximadamente  $1^\circ$  hacia el norte y este. Además, el terreno del lado sur se hundió entre 19 a 24 cm.



Fig. 4-6 Condominio Los Presidentes.

Yasuda et al. (2010) estima en base a resultados de ensayos de penetración estándar (SPT) que el terreno natural (entre 4 y 11 m de profundidad) tiene Densidades Relativas menores al 60% y factores de seguridad contra licuación bajo 1.

El edificio Bulnes, ubicado al norte de la torre Riesco, no mostró daños asociados a asentamientos tanto en la estructura como del terreno colindante. Por su parte, GEER (2010) estima que las torres Errázuriz y Montt registraron un hundimiento uniforme de 10 cm en su estructura y entre 5 y 10 cm adicionales para el terreno de alrededor.

Los asentamientos diferenciales descritos, ocurridos especialmente en la torre Riesco, indujeron un severo daño estructural en los edificios, con la aparición de grietas de corte debido a que los elementos estructurales fueron muy solicitados por la deformación de las torres.

Adicionalmente, también resultaron inclinadas la reja perimetral del condominio y la cabina de conserjería.

En la Fig. 4-7 se presenta una fotografía con el rastro dejado en una pared, quedando en evidencia la expulsión del material licuado hacia la superficie.





Fig. 4-7 Rastros de arenas expulsadas en Condominio Los Presidentes (R. Verdugo).

En la Fig. 4-8 se presentan dos fotografías tomadas luego del terremoto, donde se observa la gran cantidad de material expulsado de color gris oscuro y que un par de horas pasado el evento mantenían una apariencia húmeda.



Fig. 4-8 Condominio Los Presidentes (Roberto Ponce Abarca).

#### 4.6.2 Lateral Spreading

El tipo de licuación de mayor envergadura en relación al movimiento del terreno corresponde al fenómeno de *lateral spreading*, el cual se registró en las riberas de ríos, lagos y en áreas costeras, con la consecuente aparición de extensas grietas, en general, formando bloques escalonados.

Los ríos en Chile nacen en la Cordillera de Los Andes, y viajan hacia la costa con una disminución del gradiente. A medida que el río avanza, disminuye el tamaño medio de las partículas por la baja de la velocidad del agua y consiguiente menor capacidad de transporte, predominando las partículas arenosas y finas en la desembocadura. Por tanto, gran parte de los casos de *lateral spreading* en ríos se observaron en sectores cercanos a la costa, desarrollándose entre los ríos Maipo a Calle Calle, destacando los casos de Mataquito, Lebu y Bío-Bío.

La Fig. 4-9 corresponde al río Mataquito, el cual manifestó una amplia área afectada por licuación, presentando grietas de *lateral spreading* de vastas proporciones. Además de la aparición de grietas, en ambas riberas, existe evidencia de expulsión de material arenoso en las cercanías del río.



Fig. 4-9 Lateral Spreading en río Mataquito (Google Earth).



Los daños afectaron principalmente al sector del Puente Mataquito, ubicado cercano a la desembocadura del río, donde se formaron enormes aberturas (Fig. 4-10), las que se extendieron en la ribera norte por casi 270 m desde la orilla del río hacia el interior.

Estructuralmente el puente soportó satisfactoriamente el movimiento sísmico, sin mostrar asentamientos en sus cepas y presentando sólo algunos leves desmoronamientos en el hormigón en las juntas. Los mayores problemas se asocian a asentamientos del relleno en el acceso norte.



Fig. 4-10 Grietas de lateral spreading en Puente Mataquito.

Hacia la localidad de Licantén los puentes Lautaro y la pasarela Escalones resultaron con daños por el desplazamiento lateral del terreno. Esta última sufrió el colapso de su acceso sur debido al desplazamiento lateral del terreno, formándose grietas de hasta 3 m de profundidad y abertura (Fig. 4-11).

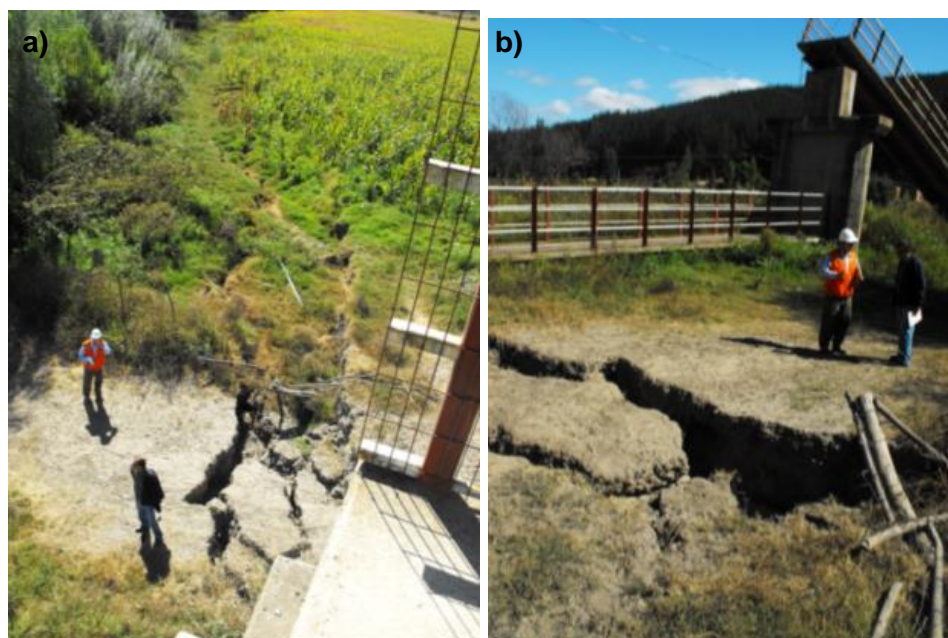


Fig. 4-11 Grietas en ribera del río Mataquito (MOP).



#### 4.6.3 Puentes y pasos a desnivel

En el caso de los puentes los daños fueron causados principalmente por el empuje lateral del terreno (*lateral spreading*) y el descenso de pilotes debido a la fundación sobre estratos licuables. Un claro ejemplo corresponde a los puentes sobre el río Bío-Bío que resultaron dañados por la licuación del terreno.

En la Fig. 4-12 se presenta una imagen satelital del río Bío-Bío y los principales puentes del área. Éstos son: Juan Pablo II, Llacolén, Puente Viejo y La Mochita.



Fig. 4-12 Puentes sobre el río Bío-Bío (Google Earth).

El Puente Juan Pablo II es el mayor puente vehicular del país. Cruza el río Bío-Bío en Concepción en una longitud de 2310 m, casi 22 m de ancho y una orientación noreste-suroeste. Fue diseñado por E. W. H. Gifford y otros, y abierto al público en 1974. Está constituido por 70 vanos de 33 m simplemente apoyados, cada uno compuesto por 7 vigas de hormigón armado y una losa de hormigón.

Sondajes y ensayos de penetración estándar indican que el subsuelo consiste en arenas finas de compacidad variable transportadas por el río, con intercalaciones de material fino.

Evidencias de licuación y *lateral spreading* se observaron en el acceso norte, con la formación de grietas paralelas al cauce, producto del desplazamiento lateral del terreno en dirección al río. Esto dañó el estribo norte con una importante falla por corte en una de sus columnas (Fig. 4-13a.).

Hacia el interior, alrededor de 15 cepas desarrollaron asentamientos superiores a 50 cm (Fig. 4-13b), con un máximo de 1.8 m, concentrándose en el eje longitudinal izquierdo y hacia el sector de Concepción (Fig. 4-14). Estos asentamientos se explican porque

dichas cepas se encontrarían fundadas sobre estratos de material areno-limoso en estado suelto.



Fig. 4-13 a) Falla en pila y b) asentamientos en cepas Puente Juan Pablo II.

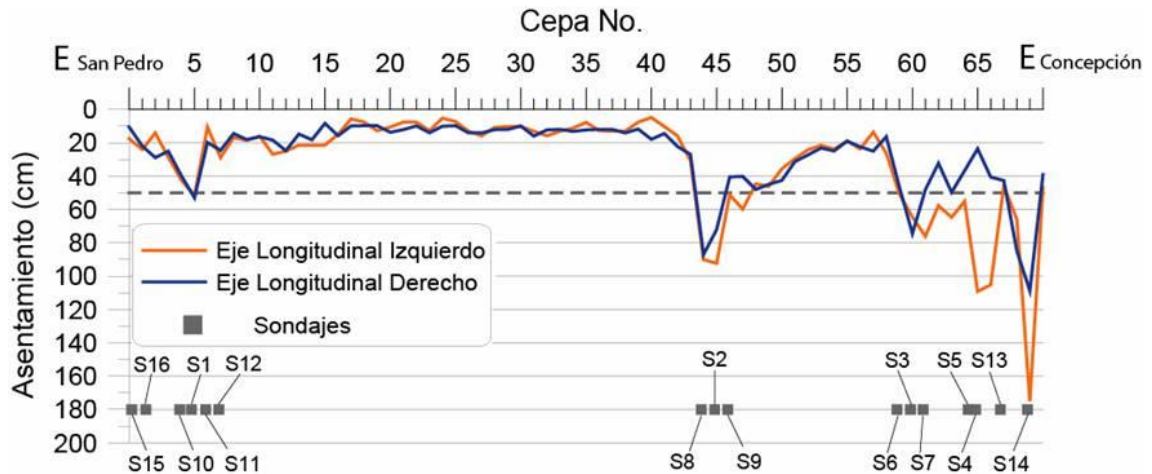


Fig. 4-14 Asentamiento post-sísmico puente Juan Pablo II.

#### 4.6.4 Puertos y Muelles

Los sectores costeros se caracterizan por su alta variabilidad en términos de la depositación de los sedimentos, debido a los cambios en la marea y otros efectos. Estos sedimentos se caracterizan por encontrarse en un grado de compactación medio a suelto y que superficialmente es mayor a causa de las constantes marejadas y olas.

En la mayoría de los puertos del centro sur del país hubo evidencia de licuación, pero los mayores daños se generaron entre Talcahuano y Lota. De forma análoga a lo ocurrido en el caso de los puentes, el movimiento lateral del terreno dañó fuertemente los estribos, y desplazó pilotes hacia el mar, mientras que aquellos pilotes cuyas bases se ubicaban sobre estratos licuables desarrollaron elevados niveles de asentamientos.

El muelle artesanal de Lo Rojas se ubica al norte del puerto de Coronel. Tiene una longitud total aproximada de 95 m, y está conformado por un puente de acceso y un cabezo al interior del mar. El puente de acceso está integrado por una losa apoyada a una cepa de fundación, compuesta por un dado de hormigón de 1.58 m de largo, 0.7 m de ancho y 0.9 m de alto, desde los cuales se articulan pilotes de acero, con diámetro de 12 ¾”, que se asientan en el terreno. El diseño del muelle incluye dos tipos de pilotes: simples y dobles, los primeros son verticales y los dobles tienen un diseño en V invertida, con distintas orientaciones.

Con el terremoto, el terreno de la playa se desplazó hacia el mar, dañando la costanera ubicada a unos metros del muelle y en mayor medida, un sector de juegos infantiles.

Sin embargo, lo que más destaca es que algunos de los pilotes del muelle desarrollaron considerables asentamientos. Los pilotes que resultaron con mayores hundimientos, corresponden a los de tipo vertical, los cuales se ubican mayoritariamente en la parte central y el cabezo del muelle. Estos pilotes llegaron a desarrollar descensos de hasta 2 m desde la ubicación original, pero no sufriendo separación del dado y la losa. Se estima que este descenso se produjo porque los pilotes se encontraban fundados sobre un estrato de suelo licuable.

Cabe señalar, que se observó un levantamiento del muelle y que se asociaría a un efecto de pandeo. Esto se produce debido a que el arrastre lateral del terreno provoca una compresión de la losa, siendo frenado por el cabezo y provocando estos desplazamientos transversales.

Adicionalmente, en la parte inicial del muelle algunos pilotes que conformaban las cuplas se asentaron alrededor de 40 cm y se desplazaron en dirección al mar unos 60 cm aproximadamente, lo que causó la rotura en la unión entre pilote y dado de hormigón.

En la Fig. 4-15 se presentan fotografías de los daños en el Muelle Lo Rojas.

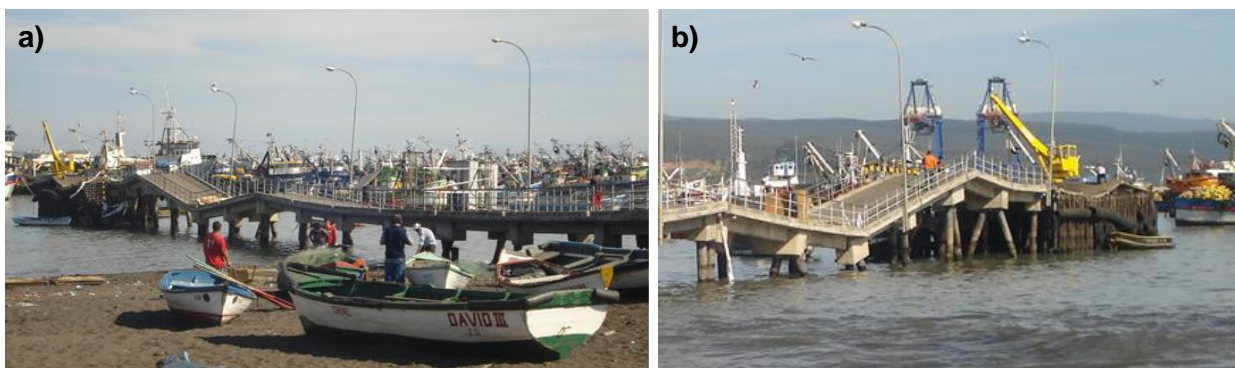


Fig. 4-15 Muelle Lo Rojas (DOP).



#### 4.6.5 Fallas de Talud

El fenómeno de *lateral spreading* se asocia a terrenos con pendiente suave, que no superan los  $5^\circ$  (FHWA, 1997). En el caso que la pendiente sea superior, el tipo de falla se asocia a un talud, las que dependiendo de su altura pueden generar deslizamientos de grandes proporciones.

Existen varios casos de este tipo de falla para el 27-F, como la experimentada en el Paso Superior Copihue (Fig. 4-16a), donde se produjo el colapso de la vía norte-sur en aproximadamente 150 m y la caída del tablero sobre el paso ferroviario.

Una falla similar se produjo en el acceso norte a Lota (Fig. 4-16b). De acuerdo a Yasuda et al (2010), el terraplén de la ruta 160 fue construido con arenas limpias sobre un suelo con características de humedal en una altura de 16 m, por lo que se estima se produjo un aumento de la presión de poros que ocasionó la falla del terraplén.



Fig. 4-16 a) Paso Superior Copihue (Geer, 2010) y b) Acceso norte a Lota (panoramio/Lorena Ávila).

Otra falla de talud de gran dimensión ocurrió a 6 kilómetros al norte de Mulchén, donde se produjo el colapso de un tramo de la ruta 5, en al menos 100 m de extensión.



Fig. 4-17 Falla en Mulchén (a) panoramio/ César Fuentealba y b) [www2.udec.cl/~frquilodran](http://www2.udec.cl/~frquilodran)).

#### 4.6.6 Terraplenes de Acceso

Varios terraplenes de accesos a puentes sufrieron daños que consistieron en agrietamiento y asentamientos del material de relleno.

El Puente Cardonal Bajo (Fig. 4-18a) sufrió graves daños en sus accesos, con el asentamiento del terraplén en aproximadamente 50 cm y la formación de profundas grietas, que dejaron intransitable el acceso al puente.

Otro caso es el Puente Mataquito, ubicado cercano a la localidad de Curepto, en la desembocadura del río Mataquito. Estructuralmente, el puente soportó satisfactoriamente el movimiento sísmico, sin mostrar asentamientos en sus cepas y presentando sólo algunos leves desmoronamientos en el hormigón en las juntas, pese al gran nivel de agrietamiento a orillas del río, asociado a *lateral spreading*. De acuerdo a Geer (2010), el terraplén de acceso sufrió el descenso en 70 cm y un movimiento transversal de 60 cm manifestado por fisuras en el pavimento a lo largo de una distancia de 200 m (Fig. 4-18b).



Fig. 4-18 a) Puente Cardonal Bajo (flickr/Paulina Orellana Quineros b) Puente Mataquito (MOP).

#### 4.6.7 Tranques de Relaves

Los altos tonelajes de materiales que se mueven dentro de la industria minera para la extracción de minerales dejan una gran cantidad de residuos o material de relaves. Estos últimos se depositan en tranques, cuyos muros se levantan con materiales arenosos con contenidos de finos entre 10 y 30%, los cuales se obtienen a través del cicloneado del relave original. El material fino, o lamas, posee un contenido de material bajo malla N° 200 entre 70 y 90%, se deposita en la cubeta, y generalmente se encuentra en un estado de saturación. Además, según la metodología de construcción, se definen tres tipos de tranques: aguas arriba, aguas abajo y eje central, siendo el primero el más inestable por construirse en parte sobre el mismo material de relave pero más económico que los otros dos (Verdugo, 2011).

Problemas en el diseño y construcción, sumados a las características de los suelos involucrados y mencionados en el párrafo anterior, provocan un aumento en la susceptibilidad de estas construcciones a fallas debido a licuación. Esto puede generar



asentamientos y desplazamientos irreversibles, e incluso el movimiento de grandes masas de suelo que pueden arrastrarse por varios kilómetros, situación conocida como falla de flujo.

El terremoto del 27F indujo fallas asociadas a licuación en cinco tranques de relaves: Chancón, Dique N°1 de Bellavista, Dique N°5 de Veta del Agua, Alhué y Tranque Las Palmas, tres de los cuales no se encontraban operativos a la fecha del terremoto. La falla más catastrófica se registró en Las Palmas con el colapso de parte del depósito que arrasó con una casa, dejando un saldo de 4 víctimas fatales.

En la Fig. 4-19 se presenta la ubicación de los tranques de relaves, observándose que los tranques que sufrieron licuación más alejados a la zona de ruptura y al epicentro corresponden a Veta de Agua y Bellavista.

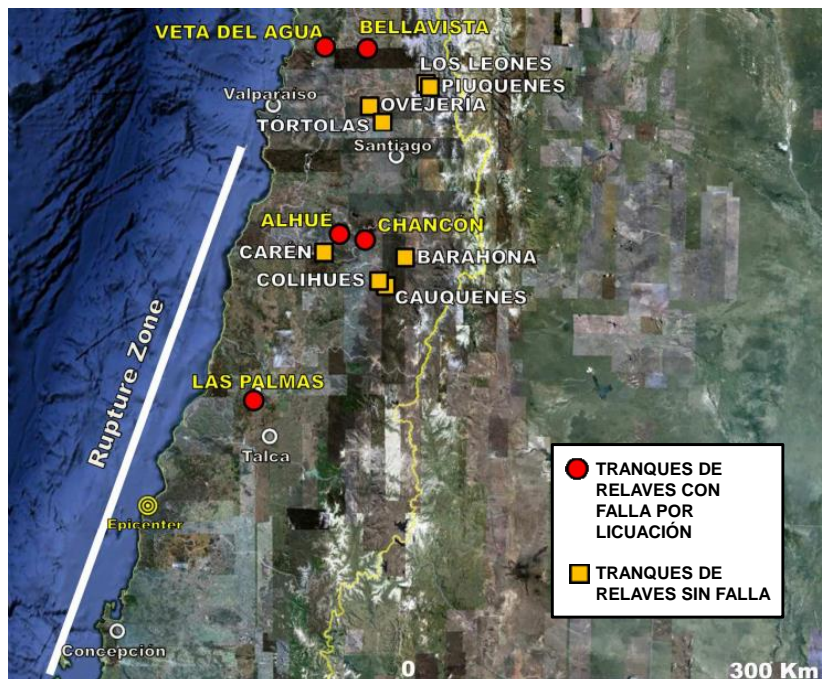


Fig. 4-19 Ubicación Tranques de Relaves. Los círculos rojos corresponden a los que presentaron falla por licuación (Verdugo, 2011).

El Tranque Veta del Agua está ubicado a nueve kilómetros al noreste de la comuna de Nogales y se encuentra en un área caracterizada por la presencia de otros tranques de relaves asociados a la operación de la mina El Soldado (Angloamerican). Este tranque se encontraba fuera de operación desde el año 1998 y para los terremotos de 1981 y 1985 ya había sufrido daños por licuación en los diques N°2 y N°1, respectivamente.

Para el terremoto del 27-F se registró el colapso parcial del muro de arenas y la mitad de la cubeta del dique N°5, lo que obstruyó la red de drenaje y alteró la morfología local producto del derrame de relaves (Fig. 4-20). Se estima que una superficie de 2.430 m<sup>2</sup> del tranque se desprendió producto del colapso del talud norte y se desplazó abarcando una superficie total de 10.510 m<sup>2</sup>, donde un 60% se encontraba cubierta previamente por material de relaves en forma de talud. El volumen de relaves que se desplazó fue de aproximadamente 28.200 m<sup>3</sup>, de los cuales unos 24.000 m<sup>3</sup> obstruyeron el cauce del Estero El Sauce (Dictuc, 2010).



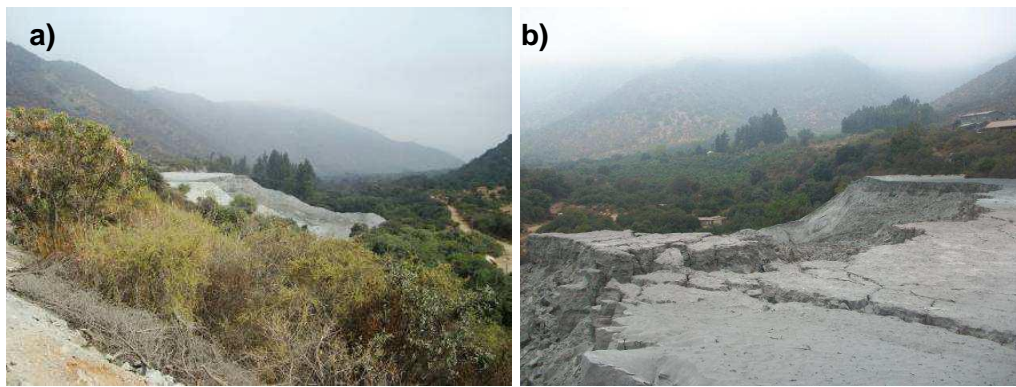


Fig. 4-20 Falla en Tranque Veta de Agua (Espínace, 2010).

#### 4.6.8 Estructuras Enterradas

La licuación del terreno disminuye drásticamente la resistencia al corte, lo cual lo asemeja a un fluido y resulta en que todo elemento enterrado de menor densidad tiende a levantarse o flotar. Los estanques de bencina, de agua y sistemas de alcantarillado, y que generalmente se encuentran vacíos, son los elementos más propensos a salir a flote con la licuación del material circundante. Esta situación de flotación de estos elementos se puede evitar por medio de anclajes en profundidad o embebidos a una fundación de concreto.

En la Fig. 4-21 se presentan algunos ejemplos de flotación de estructuras con el terremoto del 27-F.



Fig. 4-21 a) Estanques de bencina (COPEC) b), c) Lebu (Geer, 2010) d) Talcahuano (panorámico/Luis Enrique Fritz) y e) San Pedro (Mendoza et al., 2011).

#### 4.6.9 Terrenos Ganados al Mar

Un claro ejemplo de falla en terrenos ganados al mar, lo constituye el Puerto de San Vicente, el cual se describe en detalle en el Acápite 4.8.5.

#### 4.7 SECTORES CON CONCENTRACIÓN DE SITIOS LICUADOS

Se observa una concentración de licuación en tres áreas a lo largo del país: sur región Metropolitana, Retiro y Concepción – Arauco (Fig. 4-22).

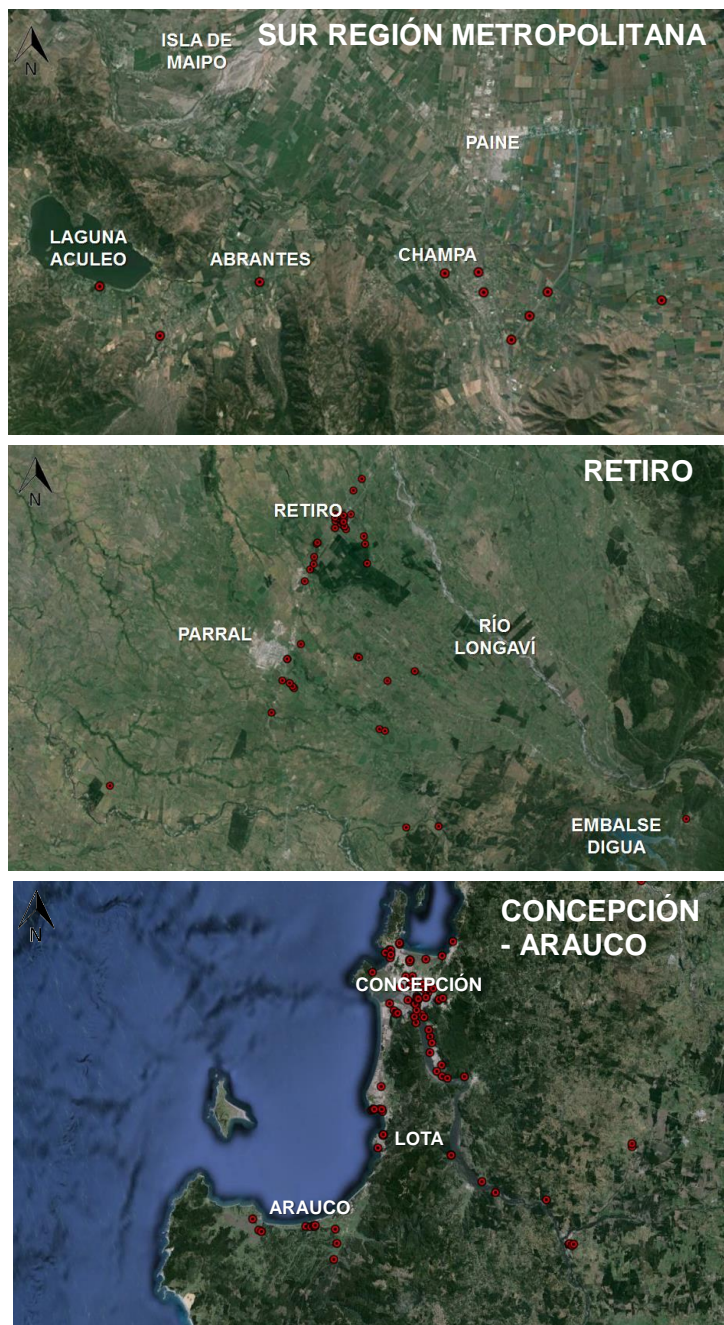


Fig. 4-22 Concentración de sitios licuados.



#### 4.7.1 Sur Región Metropolitana

La primera se ubica al sur de la región metropolitana, destacando los daños ocurridos en la localidad de Champa, donde un conjunto de grietas dejó con graves daños casas, calles y especialmente la escuela Elías Sánchez Ortúzar (Fig. 4-23a). Esta última sufrió cuantiosos daños por la penetración de una grieta en el pabellón sur, la que cortó completamente la estructura y generó un importante asentamiento diferencial.

En Abrantes, una iglesia y varias casas resultaron con daños en sus radieres, los que se estima corresponden al asentamiento de las fundaciones perimetrales por licuación del terreno (Fig. 4-23b).



Fig. 4-23 Daños en Escuela de Champa e Iglesia de Abrantes (a) flickr/Paulina Orellana Quinteros y b) fotografía conseguida con vecinos).

Sin embargo, el caso que más destaca en esta zona corresponde a lo ocurrido con cinco pasos a desnivel (PS Champa, PS Hospital, PI Los Pinos, PI Chada y PI Azufraderos), cuya ubicación se presenta en la Fig. 4-24. Éstos resultaron con importantes corrimientos en vigas, tableros, estribos y asentamientos en terraplenes.

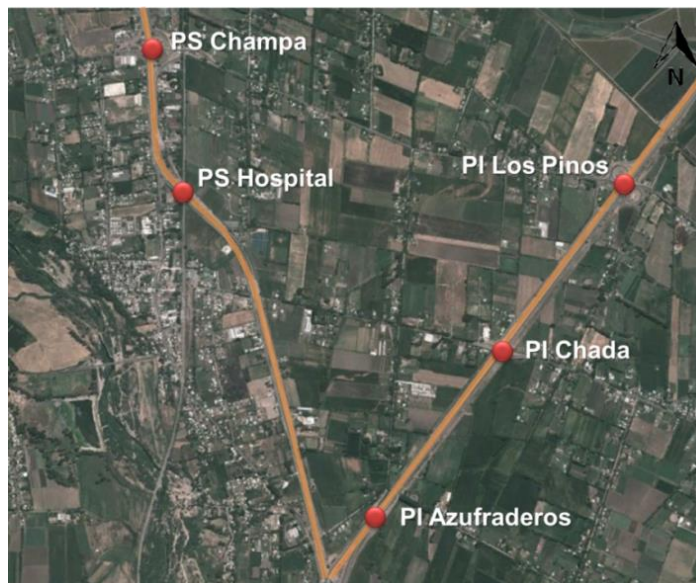


Fig. 4-24 Ubicación puentes sector Paine (Google Earth).

De acuerdo a antecedentes aportados por el Prof. Pedro Ortigosa, el terreno del sector está conformado por depósitos del abanico aluvial del río Angostura, con mezcla de suelos finos compuestos por arcillas, arcillas limosas y limos de plasticidad media a baja y que aumentan su consistencia con la profundidad, hasta la grava compacta basal que se encuentra en torno a los 12 a 16 m de profundidad. La napa se ubica superficialmente, en torno a los 0.5 a 3 m. Importante son los lentes de arenas limosas potencialmente licuables encapsulados por los suelos finos y que fueron detectados en al menos 3 estructuras (PS Hospital, PS Champa y PI Chada).

En la Fig. 4-25 se presentan dos fotografías de los daños en el PS Hospital y PS Chada.



Fig. 4-25 PS Hospital y PS Chada (a) Geer, 2010 y b) FHWA, 2011).

#### 4.7.2 Retiro y Parral

El segundo sector con abundantes sitios licuados se ubica en las áreas de Retiro y Parral. En el centro de Retiro, casas y pavimentos resultaron dañados, debido principalmente a asentamientos diferenciales y agrietamiento del terreno. En la Fig. 4-26 se muestran los daños en el cuartel de bomberos y una casa.



Fig. 4-26 Daños en cuartel de Bomberos y casa en Retiro.



Los casos de mayor envergadura fueron las extensas grietas que se formaron en el fundo Los Álamos (Fig. 4-27a), camino a Catillo, Yiyahue (Fig. 4-27b), y Monteflor. Destaca la expulsión de ceniza a través de orificios, grietas y desde algunos pozos.



Fig. 4-27 Grietas en fundo Los Álamos y Yiyahue (a) I. Municipalidad de Retiro y b) youtube/ppdaza).

#### 4.7.3 Concepción-Arauco

El tercer sector de abundante licuación, y el más afectado corresponde al área de Concepción y Arauco. En el primero, el tipo de sedimentos depositados por el río Bío-Bío, sumado a un nivel freático somero y la construcción de rellenos sobre humedales, constituyen los componentes propicios para resultar potencialmente licuables ante una sollicitación sísmica. Más al sur, en el área de Arauco también se produjeron importantes daños en la ciudad y en puentes ubicados en los alrededores.

Entre los conjuntos de viviendas afectados destacan Brisa del Sol, Condominio Los Presidentes, Condominio Portal del Centro, Población Buena Vista, Condominio Portal del Centro y Bayona, entre otros. Además, resultaron afectados por *lateral spreading* las principales lagunas de Concepción y el río Bío-Bío. Los principales puentes dañados son: Juan Pablo II, Llacolén, Viejo, ferroviario, La Mochita, Tubul, Raqui y Ramadillas.

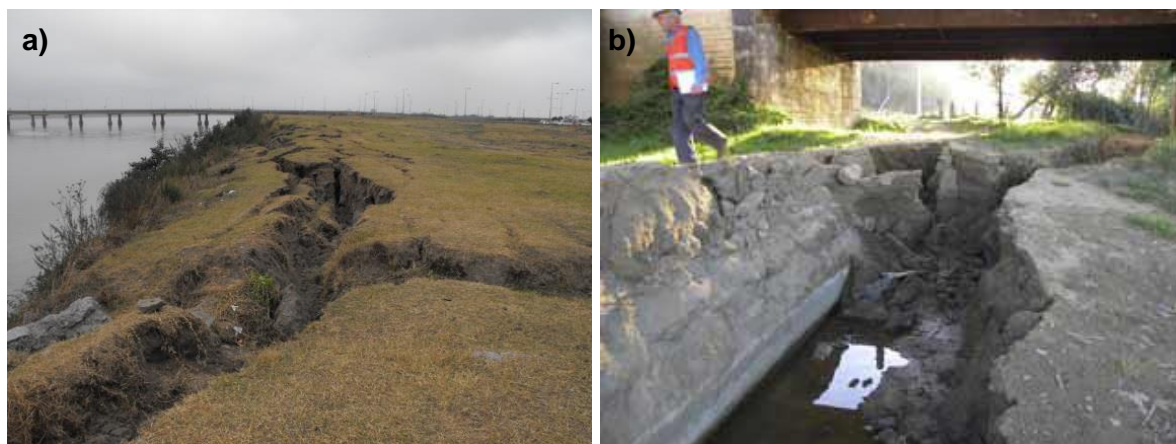


Fig. 4-28 a) Ribera río Bío-Bío (G. Peters) y b) Puente Ramadillas (FHWA, 2010).

## 4.8 SITIOS SEVERAMENTE AFECTADOS POR LICUACIÓN

### 4.8.1 Apalta

En la Ruta I-350, que une Apalta con Santa Cruz, se produjeron importantes daños en tres tramos del camino debido a la formación de grietas paralelas a la ruta, causando el colapso de terraplenes y el pavimento (Fig. 4-29). En el primer tramo, ubicado en el sector de Cóndor de Apalta, las grietas se extendieron un largo de 150 m, con profundidades cercanas a los 2.5 m. En el segundo tramo (sector de Millahue), las grietas se extendieron por 80 m, y profundidades de hasta 1.5 m. El tercer tramo, ubicado en San José de Apalta, fue el más dañado, con grietas que se extendieron por 720 m y profundidades superiores a 3.5 m (José Miguel Torres Morales).



Fig. 4-29 Apalta (<https://sites.google.com/site/valledeapalta>).

### 4.8.2 Tranque de Relaves Las Palmas

Pertenciente a la empresa COMINOR, el tranque las Palmas se ubica en la comuna de Pehuenhue. Operó en la década de los 80 para una mina de oro y fue cerrado en el año 1997, siendo el material almacenado cubierto por una delgada capa (aproximadamente 15 cm) de material gravoso.

Este tranque fue el que experimentó el mayor daño a causa de la licuación del material y flujo del depósito en una distancia de 1 km aproximadamente, obstruyendo los esteros Los Ladrones y Las Palmas. Esto causó el fallecimiento de 4 personas residentes en una casa aledaña.



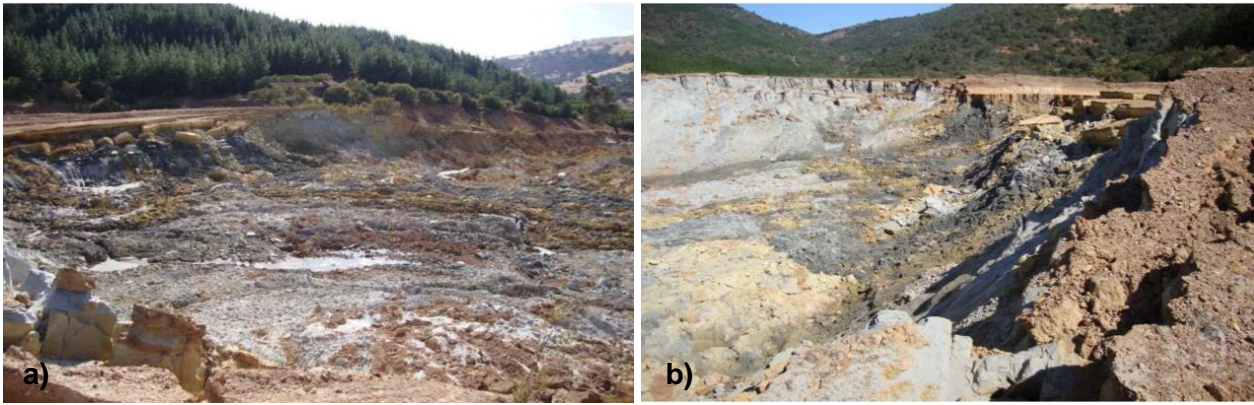


Fig. 4-30 Colapso tranque Las Palmas (Verdugo, 2011).

#### 4.8.3 Enlace Villaseca

El Enlace Villaseca (Fig. 4-31) se ubica en la Ruta 5, en el kilómetro 326, a 2 km al norte de la localidad de Retiro. La estructura está compuesta por dos tramos simplemente apoyados de 22 m cada uno, sin esviaje, con un ancho de tablero de 11.85 m y un largo total de puente igual a 44 m. Longitudinalmente presenta una fuerte pendiente del orden del 6%. La infraestructura está compuesta por dos estribos transparentes de hormigón armado que permiten el derrame libre del terraplén, con 3 pilares unidos superiormente por un cabezal, en donde descansan las vigas y una cepa central formada por pilas de hormigón armado, unidas también por un cabezal superior. Las fundaciones, tanto de estribos como cepa, están conformadas por pilotes de hormigón armado in situ, unidos mediante un dado-cabezal.

El terremoto produjo la falla del terraplén de acceso poniente, el cual se desplazó –de forma relativamente intacta– en más de 10 m.

La Mecánica de Suelos de la construcción de este enlace involucró la ejecución de 1 sondaje de 15 m de profundidad en el estribo oriente, un pozo profundo de 3 m y 3 calicatas de 1.5 m. El suelo de fundación está constituido por 60 cm de relleno, seguido por 4.4 m de arena fina limosa de baja a nula plasticidad y compactación media a alta. A una profundidad mayor a 5 m se localiza una arena media a gruesa sin plasticidad y de compactación densa. Además, el nivel freático fue detectado a 2 m.

Los resultados de ensayos SPT indican que, en general, las arenas tienen resistencias mayores a 20 golpes/pie, y aumentan en profundidad, pero existen lentes de baja compactación a los 4 y 9 m. cuyos resultados son 16 y 14 golpes/pie, respectivamente. Cabe destacar que estos resultados son de un sondaje ubicado en el sector del estribo que no resultó dañado con el terremoto del 27-F, por lo que se presume que las dos capas de material que presentaron bajos índices de penetración podrían desarrollarse con mayor importancia en el sector del estribo oriente. Presumiblemente, la licuación de este material provocó el desarrollo de una baja resistencia no drenada, actuando como un “patín” a través del cual el relleno se desplazó.

Según el informe de reparación de daños, la solución no contempló una evaluación del suelo de fundación de los terraplenes y sólo se consideró la recuperación del terraplén

de forma equivalente al original y restitución de taludes, adicionando geotextiles en la zona del nuevo terraplén. Lo anterior, en ningún caso mejora las características del suelo de fundación.

De acuerdo a los antecedentes de tipo de suelo existente en la zona, sumado con las características de la falla del terraplén, se estima que la causa fundamental del colapso es la licuación del terreno, lo que finalmente causó la falla del terraplén.

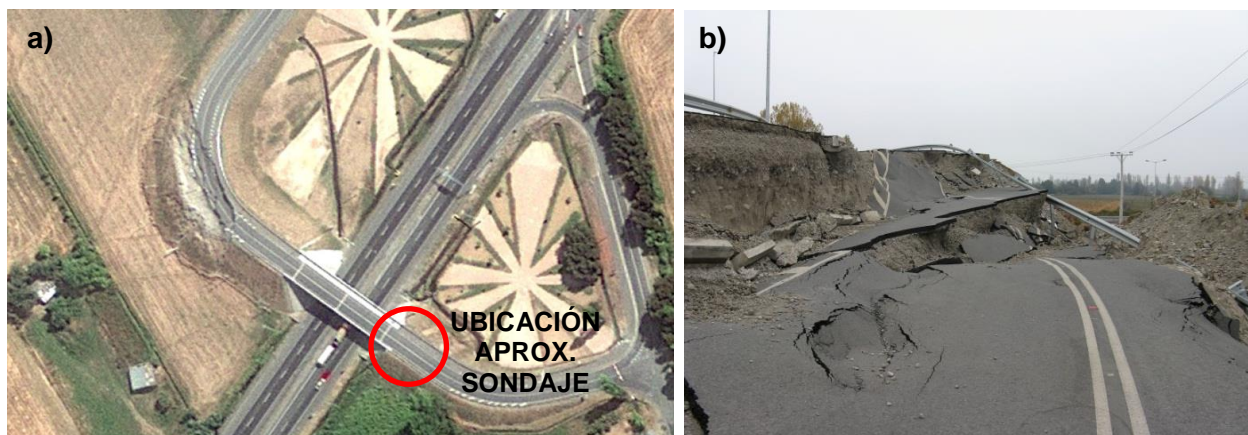


Fig. 4-31 Enlace Villaseca.

#### 4.8.4 Carretera Interportuaria

La carretera Interportuaria, une Talcahuano con Penco a través de una ruta elevada sobre el humedal Rocuant. Dicha ruta resultó con graves daños en pavimentos y terraplenes a causa de un considerable asentamiento y agrietamiento del terreno.

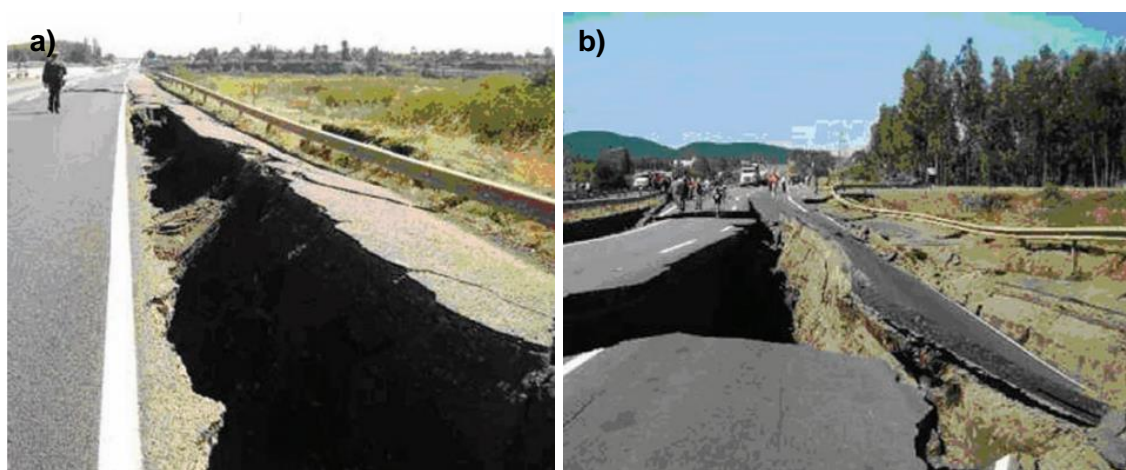


Fig. 4-32 Carretera Interportuaria (Roberto Morales Muñoz).

#### 4.8.5 Terminal Pesquero de San Vicente

En la Bahía de San Vicente se ubica una Planta de Alimentos Marinos, cuya necesidad de expansión, llevó a que en los años noventa la empresa ampliara su planta. Los trabajos consistieron en la construcción de una explanada y el levantamiento de muelles flotantes que involucró rellenos artificiales para ganar terreno al mar.

De acuerdo a Torres (2014), el terremoto produjo una falla por licuefacción que afectó la totalidad de las instalaciones de la planta pesquera. Esto provocó que un área aproximada de 10.000 m<sup>2</sup> experimentara desplazamientos verticales y laterales en dirección suroeste (Fig. 4-33a). La ocurrencia de este fenómeno se explica por la presencia de estratos arenosos potencialmente licuables en el sector del tablestacado, y además, por las características batimétricas y topográficas del lugar.

El sector más comprometido del tablestacado es el tramo entre la esquina noroeste y el comienzo de unos estanques de hormigón, donde se observaron desplazamientos horizontales en dirección al mar de al menos 3.0 m y asentamientos de más de 1.5m.

Algunos edificios resultaron con inclinaciones y asentamientos diferenciales en dirección al mar, como el caso del Edificio Administrativo, el que se asentó aproximadamente 30 cm en su esquina noreste (Fig. 4-33b).

También fueron observadas numerosas grietas paralelas a la costa, las que se extendieron hasta la Av. La Marina.



Fig. 4-33 Planta en San Vicente (a) Alimar S.A. y b) Bray, 2010).

#### 4.8.6 Puerto de Coronel

El puerto de Coronel es uno de los sistemas portuarios más importantes del país. Se emplaza en el sector denominado Playa Negra en la Bahía de Coronel, frente a la ciudad del mismo nombre y distante 30 kilómetros al sur de Concepción. El Puerto corresponde a un terminal multipropósito, con instalaciones que buscan satisfacer las demandas de carga provenientes principalmente de las industrias forestales, pesqueras y agrícolas.



A causa del terremoto se produjo una gran falla del terreno en el Puerto de Coronel, formándose grietas de tracción significativas que dañaron los pavimentos y causaron asentamientos principalmente en la explanada de acopio de contenedores.

Existe una concentración de daño en el sector de patio de acopio adyacente al Muelle Norte, donde el asfalto quedó totalmente destruido por las fisuras que se generaron de manera profusa, apreciándose de manera clara 7 grietas principales con aberturas aproximadas de hasta 50 cm (Fig. 4-34a). Material arenoso fino fue eyectado a través de algunas de ellas. Se estima que el desplazamiento horizontal del terreno hacia el mar en esta área fue de aproximadamente 1.2 m.

Un factor principal en la respuesta del terreno ante el sismo, es la presencia del estrato de fango bajo el talud a lo largo del puerto. El fango lo conforman materiales finos en suspensión que sedimentan desarrollando una estructura de significativa baja resistencia. Producto de las corrientes marinas se depositaron sobre este lente, materiales arenosos que conforman la base de la explanada del Puerto. Sin embargo, las consecuencias del sismo evidencian que también participó de manera importante el efecto de licuación del material subyacente (flotación de estanque, formación de volcanes de arenas, etc.), por lo que es posible señalar que en el puerto se desarrolló una falla doble.

Tanto el Muelle Norte como el Sur quedaron con daños severos en sus estribos. Sin embargo, la respuesta de los pilotes fue muy disímil: el Muelle Norte resultó con severos daños por la inclinación y corte de algunos de sus pilotes (Fig. 4-34b), mientras que en el Muelle Sur sólo se registraron daños menores.

Adicionalmente, una cámara de tratamiento de aguas se elevó más de 1 m y el Paseo Peatonal Las Olas, ubicado hacia el norte del Puerto de Coronel, resultó con grietas paralelas similares a la explanada del puerto, quedando una gran área de asfaltos quebrados.

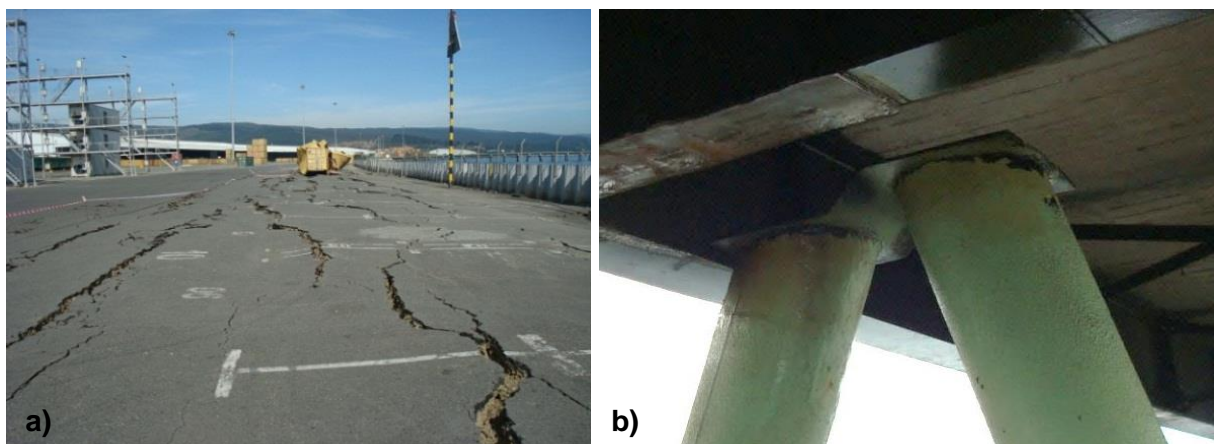


Fig. 4-34 Puerto de Coronel (Puerto de Coronel).

#### 4.9 SECTORES MÁS ALEJADOS QUE SUFRIERON LICUACIÓN

En la Fig. 4-35 se indican los puntos más alejados de la zona epicentral que presentaron licuación: lagos Villarrica, Calafquén, Panguipulli, Ranco y Llanquihue, sitios que se caracterizan por presentar suelos arenosos finos de origen volcánico.



Fig. 4-35 Lagos australes que presentaron licuación.

En el caso del Lago Villarrica (Fig. 4-36), su costanera sufrió subsidencia en una extensión de por lo menos 160 m, afectando principalmente a la ciclovía y vereda. Además, a orillas del mismo lago se abrieron orificios por donde apareció un material, diferente al presente en las playas, de color café claro y muy fino.

Cabe destacar que en unos 100 m de largo, la playa se hundió cerca de 3 m (eqclearinghouse.org).



Fig. 4-36 Lago Villarrica (a) villarricaaraucaniachile.blogspot.com y b) eqclearinghouse.org).



El lago Calafquén presentó daños atribuibles a licuación de suelos en el área de Camping (Fig. 4-37a), playa Pucura (Fig. 4-37b), desembocadura del estero Seco y costanera de Coñaripe. Destaca la formación de escarpes de hasta 1.5 m y la formación de volcanes de arenas.

En el caso del Lago Panguipulli (Fig. 4-37c) se formaron tres orificios en su ribera sur, dos de los cuales aparecieron en un estero, desde los cuales fluyó abundante material barroso de tipo ceniza, quedando el agua de color plumizo. El tercer agujero se abrió en una quinta distante a unos 50 m de una casa habitación. A través de este último orificio salió agua eyectada -según mencionan algunos testimonios del diario de Panguipullicaliente y con abundante ceniza hasta una altura de 4 m, quedando los residuos esparcidos en un área de 10 m<sup>2</sup>.

En el lago Ranco un sector de más de 500 m de la playa se hundió y desplazó hacia el lago en varios metros, quedando terrazas escalonadas y arboles sumergidos. Se formaron lagunas de barro compuestas por arenas blandas, las cuales fueron denominadas como “arenas movedizas” por visitantes del sector, quienes insertaron varillas que se hundían con relativa facilidad (Fig. 4-37d).



Fig. 4-37 a) Camping Calafquén (Sernageomin, 2010), b) Pucura (I. M. de Panguipulli), c) Panguipulli (eldiariodepanguipulli.cl) y d) Ranco (youtube/ José Ríos).

El sector más austral que se tiene evidencia de licuación corresponde al sector de Las Cascadas en el Lago Llanquihue. En este sector se encontraba Magaly Teiller del Valle,



quién entregó el siguiente testimonio sobre el terremoto (obtenido de <http://www.madrimasd.org>):

*“... Aparte que inmediatamente después del terremoto se nubló todo en un segundo, el lago comenzó a cambiar de color, pasó de un agua transparente a un color verde oscuro, luego casi calipso... Se oyeron ruidos muy fuertes y después, de pronto, el agua asomó por agujeros enormes que se hicieron más arriba de la playa, casi en el camino, inundando todo... Entró subterráneamente por debajo de la tierra y asomó por estos agujeros... Impresionante, como para una película.... la playa y parte del camino que la rodea quedó todo inundado. Ayer nos comunicamos con una persona del sector y nos cuenta que una vez que el agua bajó un poco, quedaron al descubierto enormes agujeros bordeando la playa...”*

Las fotografías de la Fig. 4-38 corresponden a orificios formados en las cercanías del lago y donde es posible advertir material arenoso de color más claro que se estima fue expulsado.



Fig. 4-38 Lago Llanquihue (Renate Wall).

Dentro del contexto de sitios lejanos, es importante señalar que el acelerógrafo más al sur que registró el movimiento sísmico el 27-F, corresponde al ubicado en Valdivia, que midió un PGA igual a 0.14g y con una ventana de movimiento fuerte de unos 30 s, lo que dista bastante de las aceleraciones registradas, por ejemplo, en áreas como Constitución (0.63g), Concepción (0.40g) y Angol (0.93g), y cuyas duraciones fueron superiores a 100 s.

Semejante situación fue observada en el terremoto de Japón el año 2011. Dicho terremoto dejó cientos de sitios licuados, en una distancia de 650 km a lo largo del área este de la isla. En la Fig. 4-39a se presenta un mapa con los sitios que sufrieron licuación con el terremoto del 2011 (en color naranja) y en la Fig. 4-39b se presenta la distribución de las aceleraciones peak horizontales (PGA), donde se puede observar que la licuación ocurrió en áreas donde el PGA excede los 0.15g (Wakamatsu, 2012).

La aceleración igual a 0.15g reportada para el terremoto de Japón coincide con el límite indicado por el Eurocode 8 para la evaluación de licuación. Sin embargo, hay autores que indican valores menores como cifras gatillantes de licuación, como lo indicado por Santucci y otros (2013), quienes efectuaron un análisis con antecedentes históricos de licuación y de esta base de datos obtuvieron que la mínima aceleración peak para el desarrollo de licuación fue 0.08g. Con herramientas estadísticas, proponen un valor igual a 0.09g como nivel umbral para la ocurrencia de licuación.

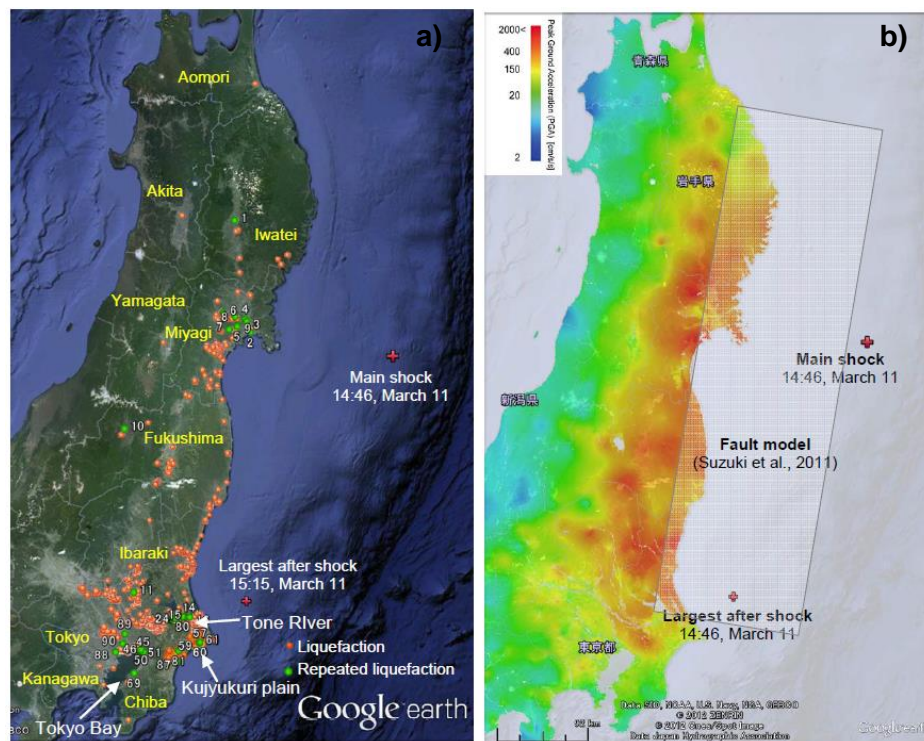


Fig. 4-39 Terremoto Japón 2011 a) Sitios licuados (Wakamatsu, 2012) y b) PGA estimado por QuiQuake (AIST, 2011 y obtenido de Wakamatsu, 2012).

Lo expuesto en los párrafos anteriores deja en evidencia que en terremotos de gran magnitud, a grandes distancias de la zona epicentral, donde se producen movimientos de baja aceleración y duración, pueden desarrollar licuación de suelos.

## 4.10 SITIOS CON LICUACIÓN REITERADA

### 4.10.1 Marco General

La recurrencia de licuación en un mismo sitio ha sido identificada en varios países y ha sido reportado por diversos autores.

Wakamatsu (2012) identificó para el terremoto del 2011 en Japón un total de 90 sitios licuados que ya habían sufrido este fenómeno previamente. Al realizar una comparación sobre la extensión y severidad de los efectos de la licuación entre los distintos terremotos, los autores señalan que el terremoto del 2011 tuvo mayores efectos a los eventos previos, pero que los patrones de daños fueron muy similares.

Un claro ejemplo es lo acontecido en un parque en Yoshizaki, Chiba. Con el terremoto de Chibaken-toho-oki en 1987 se formaron volcanes de arenas, *lateral spreading* y el asentamiento en un camino (Fig. 4-40a). El terremoto del 2011 volvió a producir la licuación de dicho sitio, pero de forma más extensa, con una gran cantidad de volcanes



de arenas, numerosas grietas, subsidencia general del parque y un asentamiento del camino semejante al observado en 1987 (Fig. 4-40b).



Fig. 4-40 Efectos en Japón terremotos de 1987 y 2011 (Wakamatsu, 2012).

En Chile también existe evidencia de sitios que han presentado licuación reiterada. En los siguientes acápite se entrega una breve descripción a algunos sitios que fueron identificados.

#### 4.10.2 Puerto de San Antonio

En el terremoto de 1985 se generaron graves daños en los Sitios 1 y 2 del puerto de San Antonio, principalmente por el desplazamiento en varios metros del terreno, afectando considerablemente algunas estructuras portuarias como bodegas y grúas (Fig. 4-41). Adicionalmente, se produjo el afloramiento de agua con material arenoso.

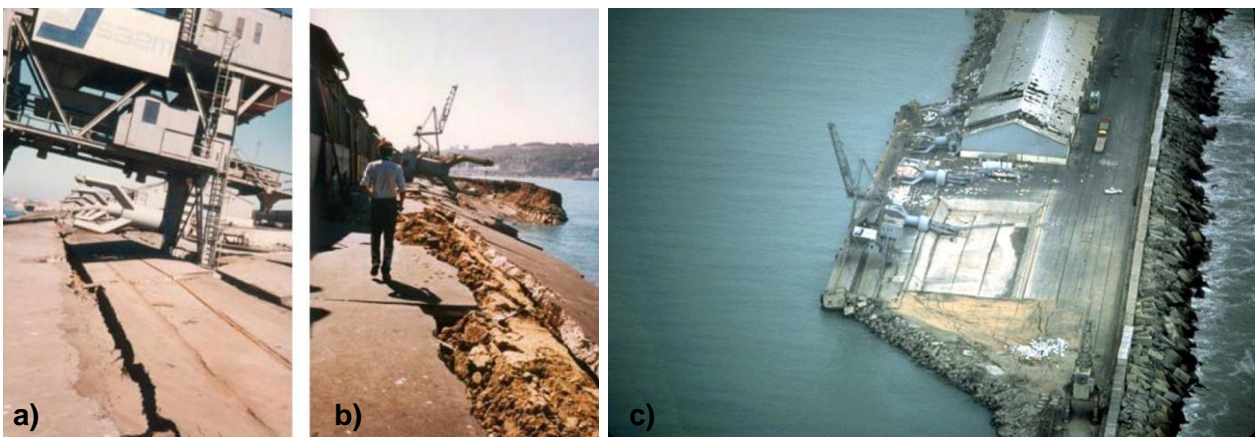


Fig. 4-41 Daños en Puerto de San Antonio, 1985 (a) y b) M. Astroza, c) James H. Gates).

Con el terremoto del 27-F, el muelle de San Antonio también sufrió daños atribuibles a licuación, pero de menor envergadura. Esto se puede asociar a un eventual mejoramiento del terreno y/o a las diferencias de aceleraciones de la onda sísmica. En 1985 la aceleración horizontal alcanzó un valor de 0.65g, mientras que para el 27-F fue de 0.56g (registrado en Lolleo).

En el terremoto del 27-F, se dañaron en los Sitios 1, 3, 4 y 5, siendo más significativos los hundimientos ocasionados en el Sitio 1. En la Fig. 4-42 se muestra el asentamiento producido en las cercanías del Sitio 3.



Fig. 4-42 Asentamiento del terreno cerca del Sitio 3, 2010 (www.dgop.cl).

#### 4.10.3 Puente Lo Gallardo

El Puente Lo Gallardo cruza el río Maipo y une Llole con Santo Domingo. Fue construido en los inicios de los años 60' y consta de 28 vanos de 30 m, simplemente apoyados, sobre 4 vigas de hormigón pretensado (Earthquake Spectra, 1986).

Con el terremoto de 1971 el puente registró un movimiento transversal de hasta 60 cm y 30 cm en el sentido longitudinal, pero sin la caída de tableros, lo que fue reparado con la inclusión de topes o restricciones de movimiento de los tableros en los soportes (Earthquake Spectra, 1986). Sin embargo, para dicho terremoto se produjo el colapso del puente antiguo, el cual se ubica a unos 150 m de la estructura nueva y que todavía es posible observar sus restos a un costado (Fig. 4-43).



Fig. 4-43 Fotografía general de ambos puentes (MMC/manelo en panoramio).

En la Fig. 4-44, tomada en el Puente Lo Gallardo de forma posterior al terremoto de 1985, es posible visualizar un bloque de hormigón que aparentemente fue agregado a



la estructura luego del terremoto de 1971 para restringir el movimiento del puente, tal como fue indicado previamente.



Fig. 4-44 Daños puente Lo Gallardo terremoto 1985 (James H. Gates).

Con el terremoto de 1985, se registró el descenso de pilas y el colapso de cuatro tableros, los cuales quedaron sin el área suficiente sobre la mesa de apoyo (Fig. 4-45). Además, se registraron fallas en ambos terraplenes de acceso y el agrietamiento del terreno (Fig. 4-46).



Fig. 4-45 Puente Lo Gallardo 1985 (James H. Gates).



Fig. 4-46 Fallas terraplén y grietas en Puente Lo Gallardo, 1985 (James H. Gates).

Durante el terremoto del 27-F se registraron daños de menor envergadura, los que consistieron en el desplazamiento transversal de los tableros, evidenciando la ocurrencia sistemática de licuación en el terreno de fundación.



Fig. 4-47 Grieta en acceso sur y desplazamientos laterales Puente Lo Gallardo 2010 (Canal tvsanantoniochile en portal youtube).

#### 4.10.4 Puerto de Valparaíso

Con el terremoto de 1985 se produjeron daños que se concentraron en el Sitio 5, el cual sufrió un corrimiento lateral que alcanzó los 50 cm (Fig. 4-48).



Fig. 4-48 Daños en sitio 5, Valparaíso (chile-catastrofes-tragedias.blogspot.com).

Para el terremoto del 27-F también se produjeron daños en el Sitio 5, con el desplazamiento del relleno hacia el mar, pero de menor magnitud que los registrados en 1985.



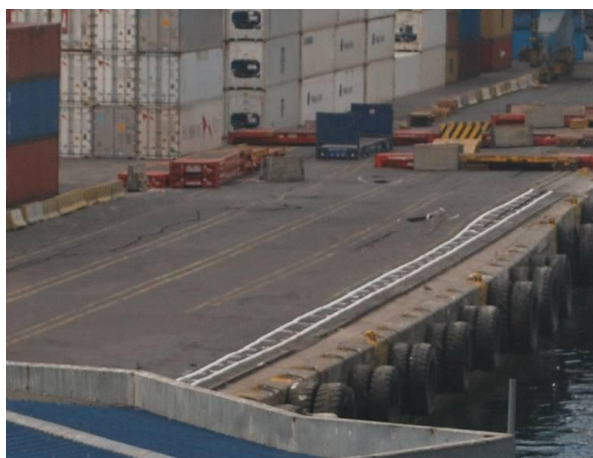


Fig. 4-49 Desplazamiento en Sitio 5 (GEER, 2010)

#### 4.10.5 Muelle Prat

En el terminal de pasajeros del Muelle Prat, se produjeron asentamientos y agrietamientos detrás del muro durante el terremoto de 1985, los que se estima fueron cercanos a los 50 cm (Fig. 4-50).



Fig. 4-50 Muelle Prat en 1985 (a) Earthquake Spectra, 1986, b) y c) James H. Gates).

También se registraron daños de similares características con el terremoto del 27-F, los que se presentan en la Fig. 4-51.



Fig. 4-51 Muelle Prat, 27- F (a) Geer, 2010 y b) chile-catastrofes-tragedia.blogspot.com).



#### 4.10.6 Paso Superior Hospital

Con el terremoto de 1985, el Paso Superior Hospital sufrió un desplazamiento de hasta 16 cm y se registraron leves agrietamiento en la base de algunas columnas (Fig. 4-52).

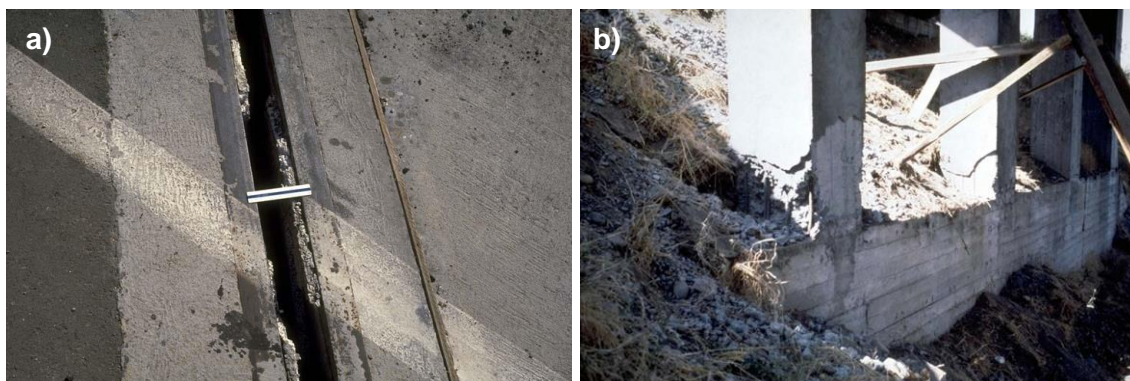


Fig. 4-52 PS Hospital (Loring A. Wyllie y James H. Gates).

Para el terremoto del 27-F, se produjo la caída de tableros y desplazamientos horizontales de los estribos hacia la cepa central. Se midieron 73 cm en promedio de corrimiento en el estribo de entrada y 10 cm en el estribo de salida. En el primero, el asentamiento fue de 13 cm y en el estribo de salida fueron 10 cm. Además, se produjeron deslizamientos de ambos terraplenes de acceso y un levantamiento del terreno en el pie (González, 2012).



Fig. 4-53 Falla en terraplén, estribo y ruta (GEER, 2010).



#### 4.10.7 Puente El Manzano (Rapel)

En 1985 se produjo un importante asentamiento del relleno del camino que cruza el lago Rapel, previo al puente El Manzano. La Fig. 4-54 corresponde a una fotografía luego de la falla del talud, siendo posible observar numerosas grietas longitudinales a la ruta y un desplazamiento del material hacia el lago.

De forma semejante, en el 27-F el mismo material de relleno sufrió un excesivo agrietamiento y asentamiento (Fig. 4-55).



Fig. 4-54 Asentamiento de relleno en 1985 (James H. Gates).



Fig. 4-55 Grietas en Puente (a) MOP y b) usuario CVC334 en youtube).

#### 4.10.8 Ruta 66 (Rapel)

Un tramo de la Ruta 66 entre los puentes El Manzano y Alhué, resultó con un importante asentamiento y grietas longitudinales (Fig. 4-56). Se estima que en ambos casos, la compactación del material de relleno fue insuficiente y su posterior reparación no fue la adecuada para evitar la reiteración de los daños causados por el terremoto del 27-F (Fig. 4-57).

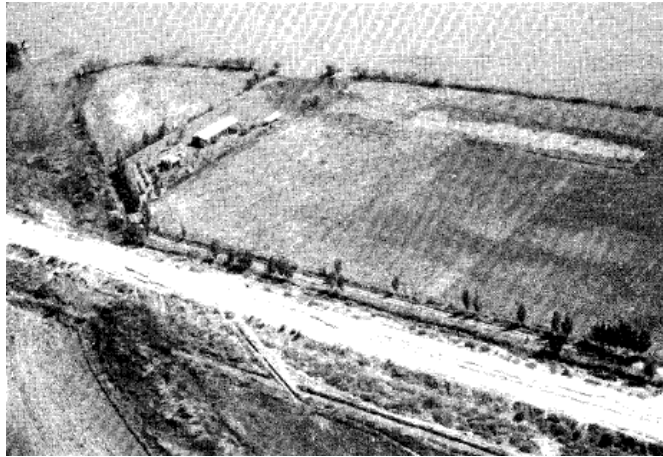


Fig. 4-56 Ruta 66 para el terremoto de 1985 (Earthquake Spectra, 1986).



Fig. 4-57 Grietas en camino de acceso al Puente Alhué (MOP).

#### 4.10.9 Río Tinguiririca

En las cercanías de San José de Marchihue y en el acceso norte del puente sobre el río Tinguiririca se produjo la falla del material de relleno. De acuerdo a Earthquake Spectra (1986), el puente no resultó con daños.



Fig. 4-58 Grietas en río Tinguiririca (James H. Gates).



Con el terremoto del 27-F se formaron grietas en algunos sectores aledaños al río Tinguiririca. El más cercano al sector fotografiado en la figura anterior, corresponde al sector de Valle Hermoso en Palmilla, donde se produjeron importantes grietas en un camino de tierra.



Fig. 4-59 Camino en Palmilla (usuario Luis Eduardo Lizana Caroca en youtube).

Otros sectores dañados y cercanos al río Tinguiririca son Nancagua y Apalta, cuyos daños se muestran en la Fig. 4-60. En el primero se formaron una gran cantidad de grietas escalonadas, algunas de las cuales presentaron agua en su interior. Por otra parte, el camino hacia Apalta resultó con severos daños por la formación de grietas y asentamientos del terreno.

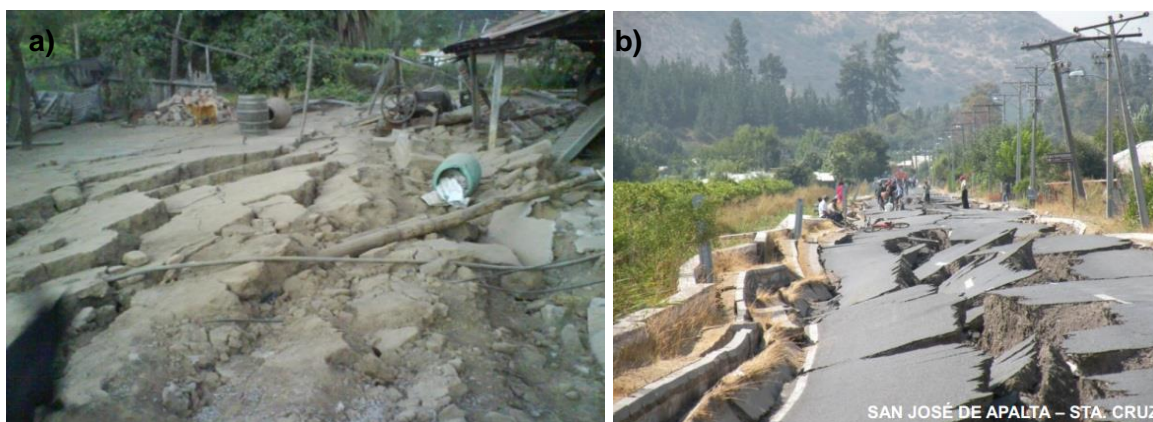


Fig. 4-60 a) Nancagua (I. Municipalidad de Nancagua) y b) Apalta (MOP).

#### 4.10.10 *Río Itata*

El puente Ñipas, que cruza el río Itata en la región del Bío-Bío, resultó dañado con el terremoto de 1939 debido a importantes asentamientos diferenciales que inclinaron algunos tableros (Fig. 4-61a). Para el 27-F, en la ribera norte río Itata, a la altura de Ñipas, se formó una grieta de más de 3 m de profundidad en un tramo de más de un kilómetro (Fig. 4-61b).

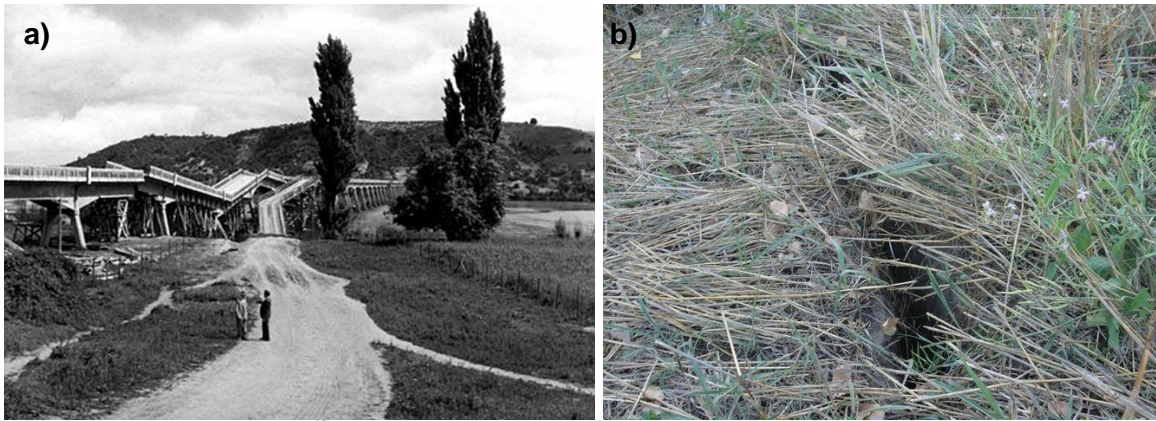


Fig. 4-61 Sector Puente Ñipas a) Terremoto 1939 (Felipe Rebolledo en panoramio) y b) Terremoto 2010 (<http://elvecinalcl4.blogspot.com/>).

#### 4.10.11 Concepción

Importante es el caso del hasta entonces, único puente sobre el río Bío-Bío, que resultó con graves daños producto de un sismo precursor al gran terremoto de 1960. El día 21 de Mayo de 1960, se registró un movimiento telúrico con epicentro cercano a Concepción, el cual produjo el corte del puente del Bío-Bío y que, luego del terremoto del 22 de Mayo, terminó por desplomarse en un total de seis tramos (El Mercurio). Esta estructura sufrió el hundimiento de los pilotes, quedando intransitable (Fig. 4-62).

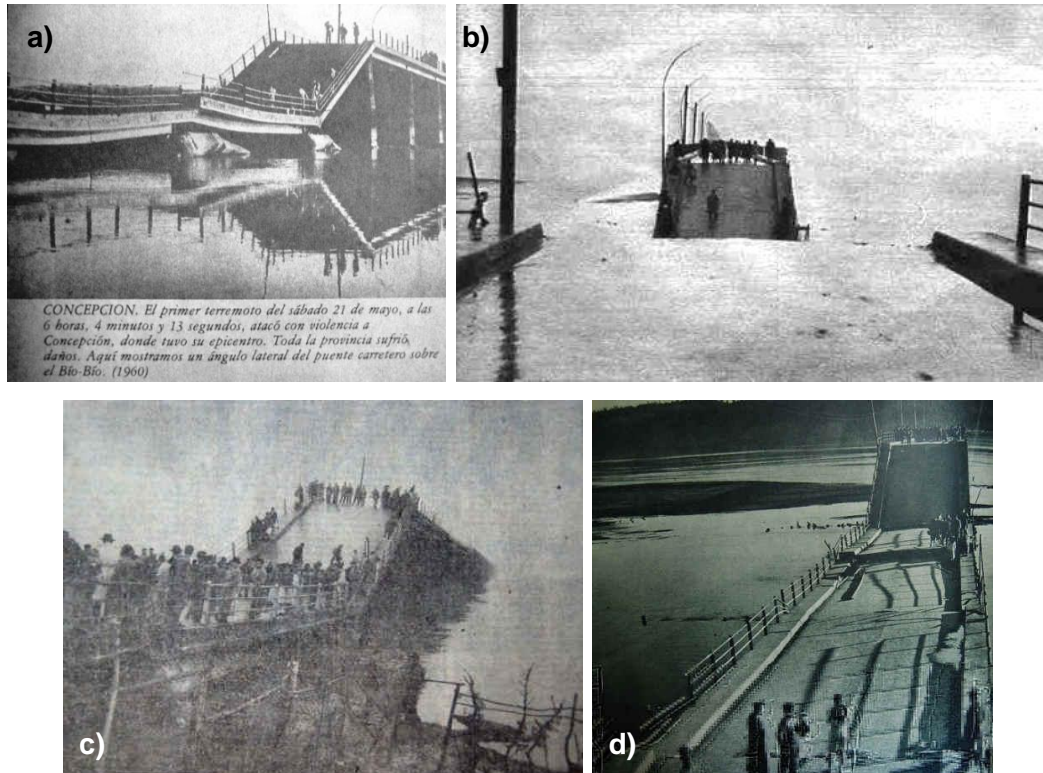


Fig. 4-62 Daños en Puente sobre el Bío-Bío (El Mercurio y Revista Zig Zag).



Con el terremoto del 27F se produjo un extenso *lateral spreading* en la ribera del río Bío-Bío y los accesos a los puentes sobre éste se vieron severamente afectados por asentamientos. En el caso del puente Juan Pablo II, éste resultó con asentamientos de hasta 1.8 m en algunas pilas como se aprecia en la Fig. 4-63. Además, el puente viejo que se encontraba no operativo, colapsó completamente.



Fig. 4-63 Asentamiento de las pilas en Puente Juan Pablo II (GEER, 2010).

#### 4.10.12 Valdivia

Durante el terremoto de 1960 se formaron grietas paralelas al curso del río Calle-Calle, afectando gran parte de la Av. Prat. Se produjo un desplazamiento del terreno en dirección al río, lo que ocasionó la rotura de pavimentos, y caída de árboles y construcciones en dirección al río. (Fig. 4-64).

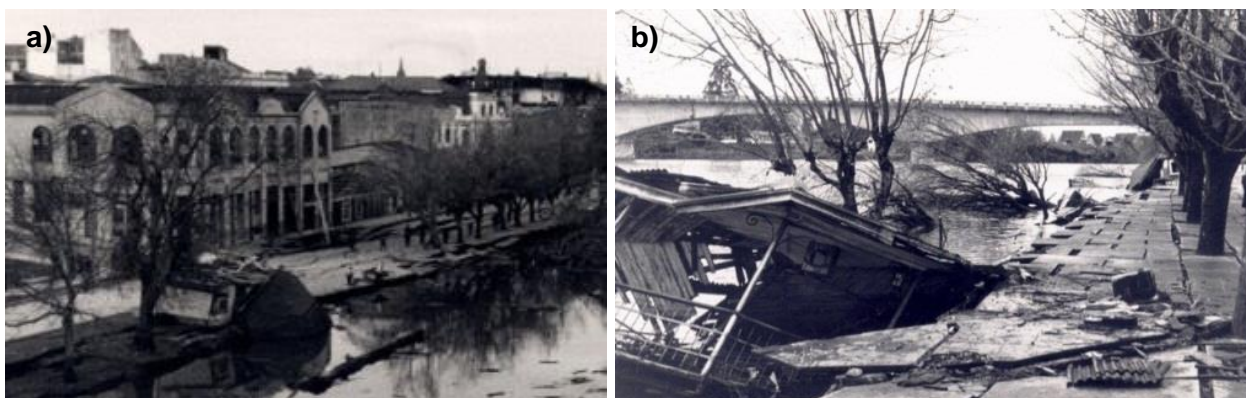


Fig. 4-64 Costanera de Valdivia (El Mercurio).

Una situación similar ocurrió para el terremoto del 27-F en el sector del Muelle Schuster y el edificio de la Corporación Cultural. En el primero, se formaron grietas de pocos centímetros de ancho, que abarcaron gran parte del muelle y paralelas al cauce del río Calle-Calle, causando resquebrajamiento de los asfaltos y pavimentos. También se produjo un importante asentamiento del terreno en el muelle, alcanzando una profundidad aproximada de 1.2 m y dejando restos de un material arenoso fino (Fig. 4-65a).

Por su parte, el edificio de la Corporación Cultural de Valdivia sufrió de una importante socavación del terreno, debiendo ser demolido posteriormente (Fig. 4-65b).



Fig. 4-65 Muelle Schuster y Edif. Corp. Cultural (a) Sernageomin y b) flickr/mujerchilena).

#### 4.10.13 Lago Llanquihue

En Llanquihue se registraron daños por asentamientos y agrietamientos del terreno, los cuales dejaron desalineada la línea del tren y con un abundante agrietamiento las calles de la localidad (Fig. 4-66).



Fig. 4-66 Hundimiento en vía del tren, agrietamiento y volcán de arena en Llanquihue (www.llanquihue.cl y presentación M. Astroza).

Con el terremoto del 27F, el sector de Las Cascadas en el Lago Llanquihue se formaron volcanes de arenas (Fig. 4-67).

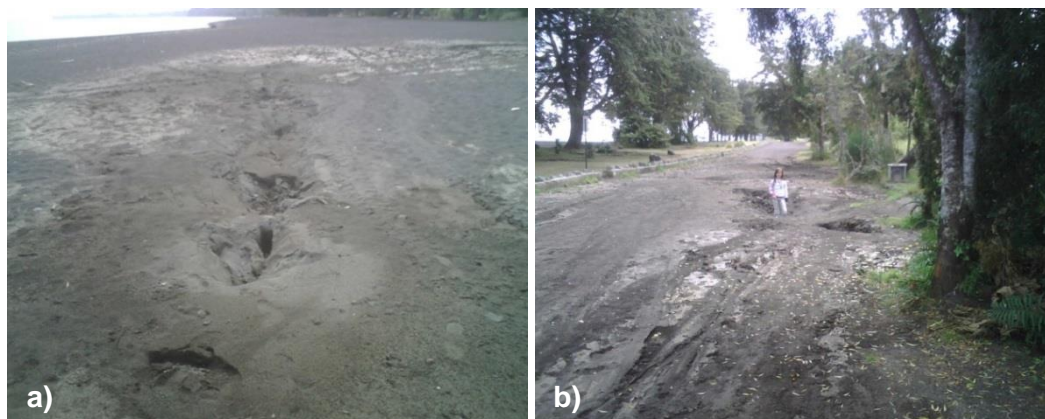


Fig. 4-67 Volcanes de arenas en el Lago Llanquihue, 2010 (Renate Wall).

#### 4.10.14 Observaciones a los sitios con licuación reiterada

De los ejemplos expuestos es posible indicar que la mayoría de los sitios con reiteración de licuación corresponden a zonas adyacentes a cuerpos de agua, como ríos, lagos y mar. Los ríos que evidenciaron licuación reiterada son: Maipo (Puente Lo Gallardo), Tinguiririca, Itata, Bío-Bío y Calle Calle en Valdivia, dañando principalmente a los puentes que los cruzan. También se vieron afectados los lagos Rapel, Llanquihue y las áreas costeras de los puertos de San Antonio y Valparaíso.

En definitiva, queda en evidencia que la reiteración de la licuación es totalmente posible y hay ejemplos en Chile que lo demuestran. Por tanto, el conocimiento de los sitios que han licuado permite establecer que son sectores que deben ser considerados como áreas que pueden desarrollar licuación en el futuro.

### 4.11 CARACTERÍSTICAS SINGULARES DE LA LICUACIÓN EN CHILE

#### 4.11.1 Presencia de Cenizas

Uno de los fenómenos que llama la atención de la licuación ocurrida en el 27-F corresponde a la presencia de cenizas volcánicas finas que fueron expulsadas a través de volcanes de arenas.

Es importante mencionar que Chile, ubicado en el conocido “Cinturón de Fuego, posee una alta actividad sísmica y volcánica. Las erupciones han provocado que gran parte de la superficie de suelo del país esté constituido por materiales de origen volcánico, los que se concentran en la zona centro-sur.



El tipo de material observado en algunos volcanes de arenas el 27-F corresponden a depósitos piroclásticos de tipo cenizas (tamaños menores a 2 mm). Éstos son transportados por el viento en nubes de cenizas y se depositan con bajas densidades y alta porosidad.

Un ejemplo es el material observado en la ribera del lago Rapel (Fig. 4-68). Este material de color blanquecino surgió dentro de grietas, observándose un gran contraste con el material de color café presente en el entorno.



Fig. 4-68 Volcanes de suelo de cenizas volcánicas en Rapel (youtube/acevedovaldavenito).

No obstante, es en el área de Retiro y Parral donde este fenómeno tuvo un mayor predominio, destacando que algunos pozos quedaron tapados a causa de la expulsión de este tipo de material (Fig. 4-69).



Fig. 4-69 Pozo con cenizas (Andrade y otros, 2010).

Hacia el sureste de la zona urbana de Retiro, en el fundo Los Álamos, se formaron grietas con orientación norte-sur, de más de 4 m de profundidad. A través de éstas emergió agua y un material de tipo ceniza fina de color gris claro y se esparció por los canales de regadío del fundo, dejando de manifiesto un gran volumen de material expulsado (Fig. 4-70).





Fig. 4-70 Volcanes de ceniza en fundo Los Álamos (I. Municipalidad de Retiro).

Interesante es el caso de un sitio de plantaciones en Camino a Catillo, donde ocurrió una gran cantidad de expulsión de material de tipo ceniza y que se esparció por los canales de regadíos.



Fig. 4-71 Cenizas en Camino a Catillo (youtube/30carab).

Semajante situación ocurrió en otro sector de Camino a Catillo, tal como se presenta en la fotografía de la Fig. 4-72, donde se visualiza un material de ceniza con agua.



Fig. 4-72 Ceniza y agua expulsada en Camino a Catillo (cortesía vecino del sector).

En otras áreas también hubo evidencia de cenizas que fue expulsada por orificios y grietas en el terreno, como en los lagos más australes que presentaron licuación (ver acápite 4.9).

Dentro de este contexto, es importante indicar lo ocurrido el año 2008 con la erupción del volcán Chaitén, en la Región de Los Lagos. El volcán, luego de más de 9000 años de inactividad, formó una importante pluma de cenizas (Fig. 4-73) que se esparcieron por acción de los vientos. La acumulación de cenizas produjo el desborde del río Blanco, lo que ocasionó un lahar que cubrió gran parte de la localidad de Chaitén, quedando con depósitos de hasta un metro de lodo y cenizas (Fig. 4-74).



Fig. 4-73 Erupción Volcán Chaitén (Diario La Tercera).



Fig. 4-74 Efectos del Lahar en Chaitén (Christian Brown).

#### *4.11.2 Presencia de Agua Caliente*

Otra característica particular de la licuación en Chile corresponde a que en algunos casos el agua expulsada se encontraba templada. Esta situación fue observada en el terremoto de 1960 y en el Lago Panguipulli para el terremoto del 2010.

En el caso del Lago Panguipulli, un orificio expulsó agua caliente y con abundante ceniza hasta una altura de 4 m. Esta situación causó preocupación en la población, la que incluso creyó que correspondería a una manifestación volcánica.

Este fenómeno ya ha sido descrito en otros terremotos. Youd y Hoose (1978) indican que en el terremoto de 1906 en California se formaron grietas en Field's Landing, convirtiéndose en geysers que arrojaron agua caliente por varias horas. Similar situación se produjo en Cannibal Island, donde el terreno se abrió y un tipo de arena negra fue expelida con una alta temperatura y que un humo salió durante varias horas.



## 5. ESTUDIO EN BASE A ANTECEDENTES DE LICUACIÓN EN NANCAGUA Y RETIRO

### 5.1 YÁQUIL DE NANCAGUA

#### 5.1.1 General

La comuna de Nancagua se ubica a aproximadamente 20 km al oeste de la ciudad de San Fernando en la Región del Lib. Bernardo O'Higgins (Fig. 5-1). Los terrenos planos que caracterizan la comuna son altamente propicios en el desarrollo de una variada producción agrícola, con plantación de viñedos, árboles frutales y hortalizas.



Fig. 5-1 Ubicación Nancagua.

Dentro de esta comuna se ubica la localidad de Yáquil, a 4 km del centro. Se encuentra dentro de un valle rodeado en su parte norte por un cordón de cerros con alturas superiores a los 1000 m (Cerro Rucatalca) y en su parte sur, se extiende a 1.5 km el río Tinguiririca (Fig. 5-2).

El río Tinguiririca tiene una hoya con una superficie de 5012 km<sup>2</sup> y sus principales afluentes son los ríos Las Damas, Azufre y Claro. Tiene un régimen hidrológico de tipo pluvio-nival, por lo que sus mayores caudales se producen en los periodos de lluvias en invierno y deshielo en primavera-verano, con caudales máximos en los meses de junio-julio y diciembre ([www.dga.cl](http://www.dga.cl)).

El sector está conformado por depósitos fluviales del río Tinguiririca y depósitos aluvial-coluvial de los cerros de la Cordillera. La pendiente del valle es de aproximadamente 1.5% y en dirección al río. Por su parte, el mapa hidrogeológico de Chile, presentado en la Fig. 5-3 para el sector en estudio, indica que la profundidad de las napas es relativamente somera y con una elevada productividad de pozos. Adicionalmente, en la Fig. 5-4 se entrega un segundo mapa de hidrogeología con un mayor detalle del área en estudio.





Fig. 5-2 Vista satelital de Yáquil de Nancagua (Google Earth).

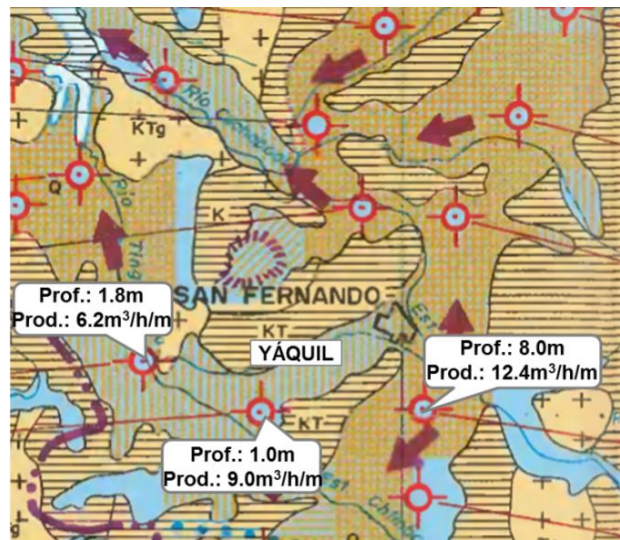


Fig. 5-3 Mapa hidrogeológico general (modificado de DGA, 1989).

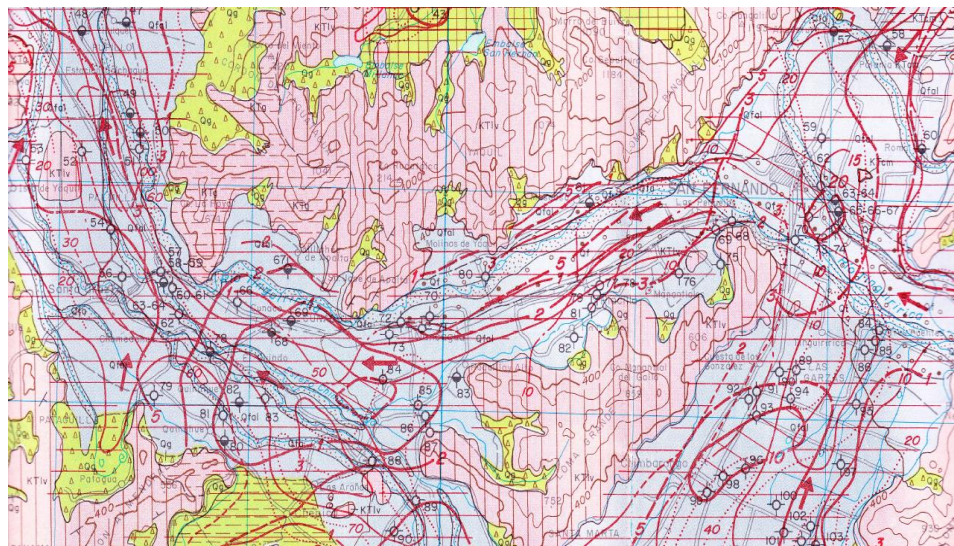


Fig. 5-4 Mapa hidrogeológico de la cuenca del río Tinguiririca (Hauser, 1990).

### 5.1.2 Evidencias de Licuación

Numerosas grietas se formaron en el sector de Yáquil, las cuales afectaron principalmente la Villa Santa Rosa, una iglesia y la propiedad del centro de recreación Quinta de Recreo La Chabela. Estas aberturas produjeron la rotura de pavimentos y radieres, lo que se sumó al hundimiento de algunas construcciones, inclinación de postes y el colapso de un canal de regadío. El detalle de los daños asociados a la licuación del terreno se presenta en el Anexo A.

La Fig. 5-5 muestra las construcciones más afectadas (rectángulos amarillos), así como la disposición de las grietas principales (líneas rojas). Se advierte que existe una concentración de los daños a lo largo del camino de dirección noreste-suroeste (en azul) y se extiende hacia el área noreste. Las grietas poseen una dirección preferencial paralela a este camino y, como se verá más adelante, forman bloques escalonados que caen en dirección al sur.

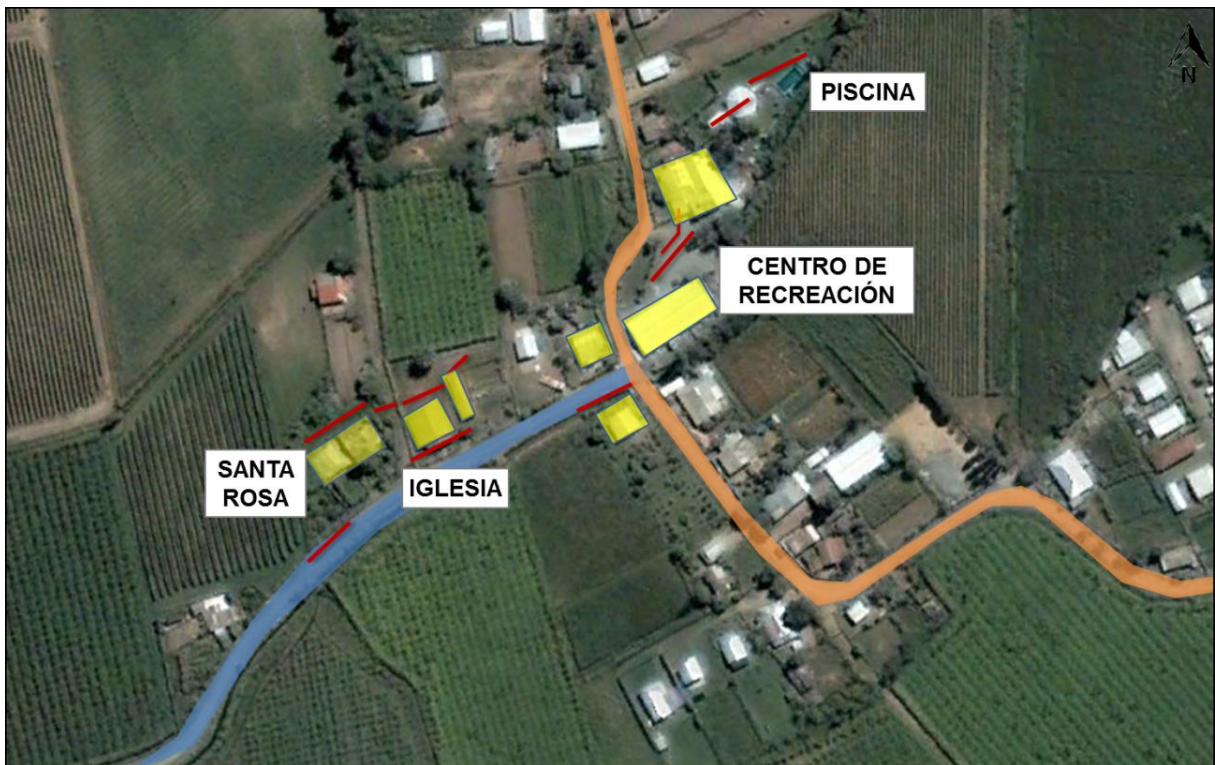


Fig. 5-5 Orientación de grietas en Yáquil de Nancagua (Google Earth).

En el sector de la Villa Santa Rosa y la Iglesia los daños consistieron en la formación de grietas paralelas que generaron bloques escalonados y descendientes hacia el sur, lo que causó severos daños en algunas construcciones, con el derrumbe y la inclinación de paredes (Fig. 5-6 y Fig. 5-7).

Especialmente con daños resultó una Iglesia de relativamente reciente construcción, la que colapsó por la falla de muros y pilares, siendo necesaria su demolición posterior (Fig. 5-8).





Fig. 5-6 Agrietamiento del terreno Villa Santa Rosa (I. Municipalidad de Nancagua).

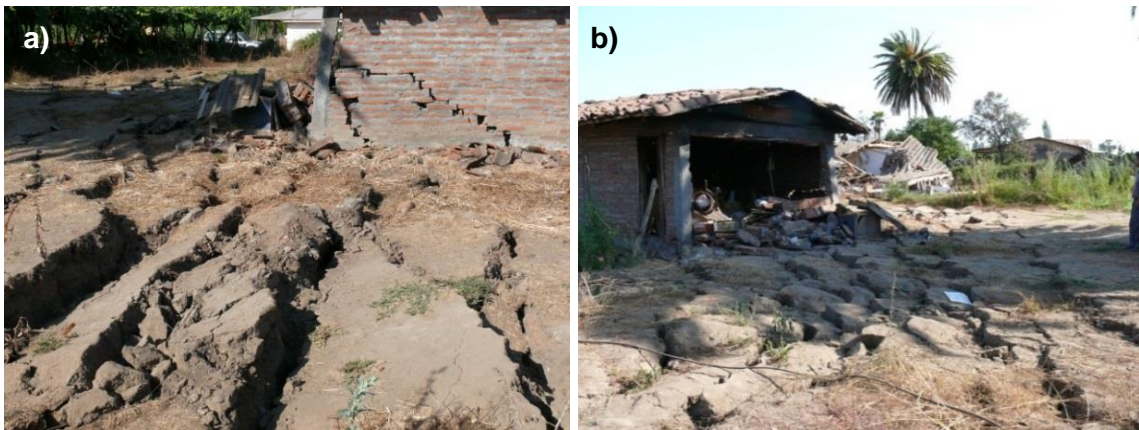


Fig. 5-7. Agrietamiento en bodega (I. Municipalidad de Nancagua).

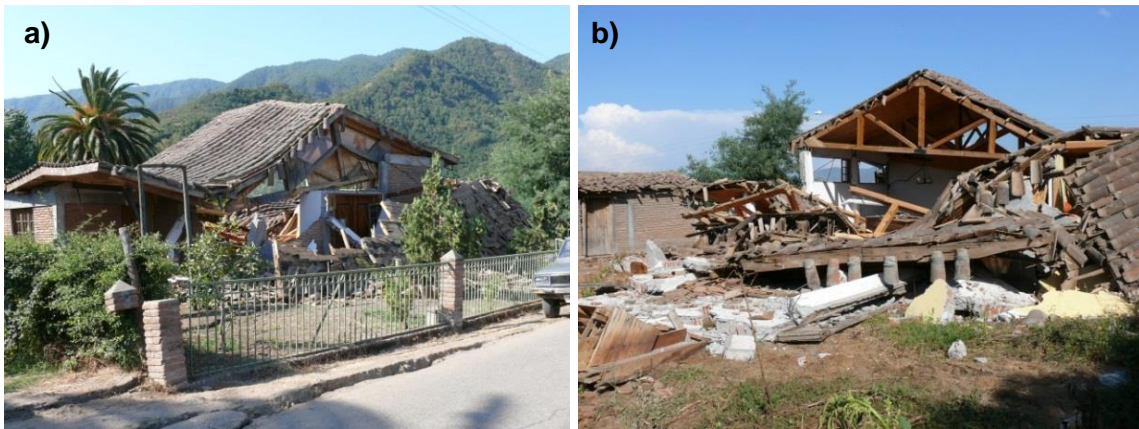


Fig. 5-8. Daños en Iglesia (I. Municipalidad de Nancagua).

En el extremo noreste de Yáquil, se ubica una propiedad donde tiene funcionamiento un centro de eventos (Quinta de Recreo La Chabela). El terremoto dejó una gran cantidad de grietas en los patios, con una tendencia direccional similar a la observada en los puntos anteriores. No obstante, en este sector no se formaron bloques escalonados tan claros como en Villa Santa Rosa, pero destaca la presencia de agua dentro de las aberturas como lo muestra la Fig. 5-9.



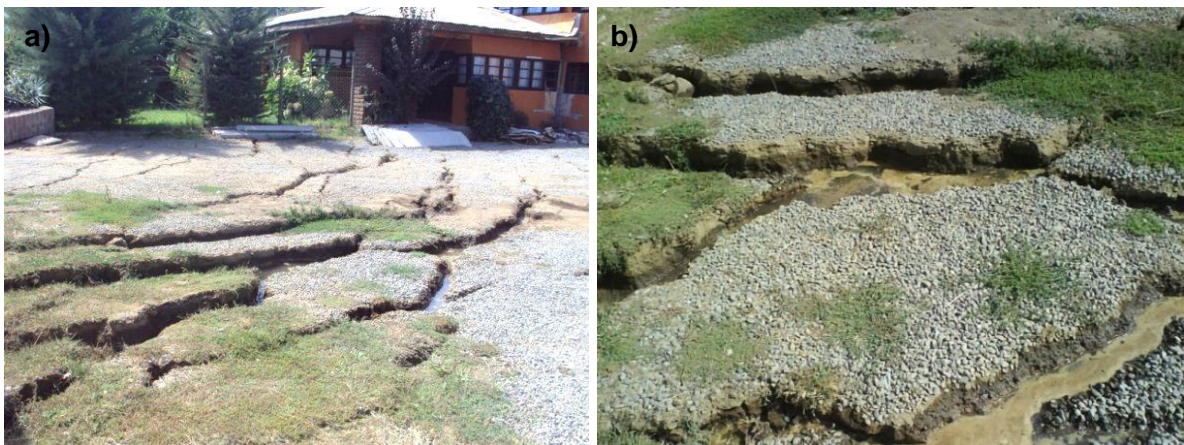


Fig. 5-9. Agrietamiento del terreno (Paula Fuentes).

Se produjo además, el hundimiento del perímetro de las construcciones, lo que indica que el peso de la estructura, traspasado a las fundaciones, no fue resistido por el terreno. Esto, sumado a que en una de las habitaciones un tronco emergió del subsuelo, son indicios de que el terreno tuvo una falla por licuación (Fig. 5-10).



Fig. 5-10 a) Hundimiento de la edificación y b) flotación de tronco (Paula Fuentes).

### 5.1.3 Análisis del Tipo de Falla

A partir de las características de las grietas encontradas en Yáquil, paralelas y de tipo escalonadas, se deduce que el tipo de licuación presente en este sitio correspondería a una falla de tipo *lateral spreading*. Sin embargo, para que se produzca una falla de este tipo se requiere, además de un terreno de baja pendiente, un borde de río o lago que permita la deformación lateral.

En primera instancia se estima que el río Tinguiririca, principal cauce de la región, puede ser el factor gatillante en la generación de estas grietas ya que existen antecedentes que revelan la falla de muros de contención en la ribera del río. No obstante, existe una distancia de más de 1.5 km entre la ribera y el grupo de fallas por lo que presume que no es el río el factor que causó este fenómeno.



La Fig. 5-11 corresponde a un perfil de elevación entre la zona de grietas (flecha roja) y el río Tinguiririca obtenido de Google Earth, donde se observa una pendiente general hacia el río. Por la topografía cercana al río se descarta que éste haya sido el factor gatillante del *lateral spreading*, pero se observa que el sector de grietas se ubica al norte de un talud con una pendiente promedio de 2.2%, estimándose que esta inclinación permitió el desplazamiento lateral del terreno.

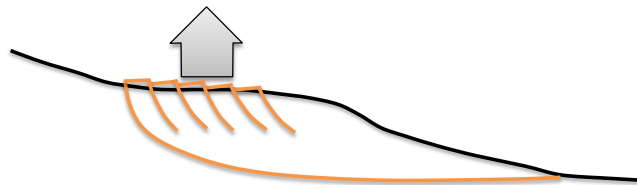
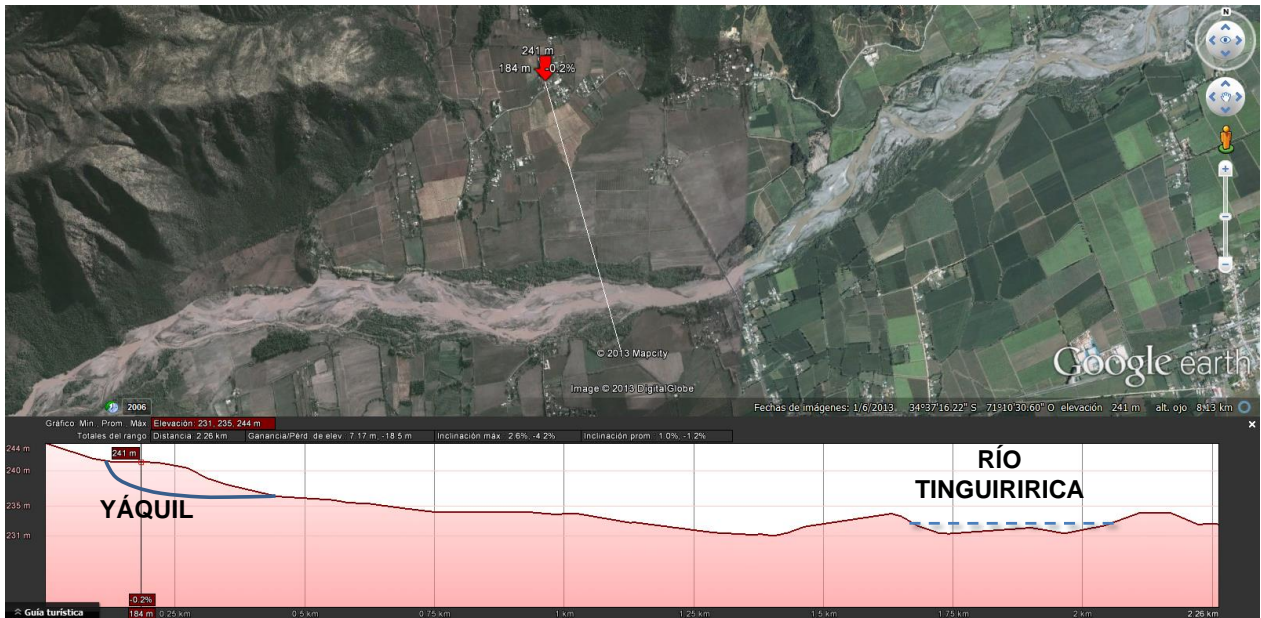


Fig. 5-11 Perfil de elevación Yáquil (Google Earth) y esquema de la falla.

#### 5.1.4 Toma de Muestras

Para la toma de muestras se excavaron dos calicatas<sup>1</sup> en la zona: una en la propiedad de Quinta La Chabela, y la otra en Villa Santa Rosa. Ambas con 2.5 metros de profundidad. En la primera se encontró el nivel freático en el fondo de la calicata, mientras que en la Villa Santa Rosa no fue detectado.

Para la extracción de muestras “inalteradas” se utilizó un tubo de PVC, biselado en su extremo inferior, con el cual se tallaron muestras de suelo para su posterior ensaye (Fig. 5-12).

La inspección visual de las calicatas indica que el terreno es homogéneo, compuesto por arenas con un alto contenido de finos y de compacidad media.

<sup>1</sup> Gracias a la colaboración de la I. Municipalidad de Nancagua.

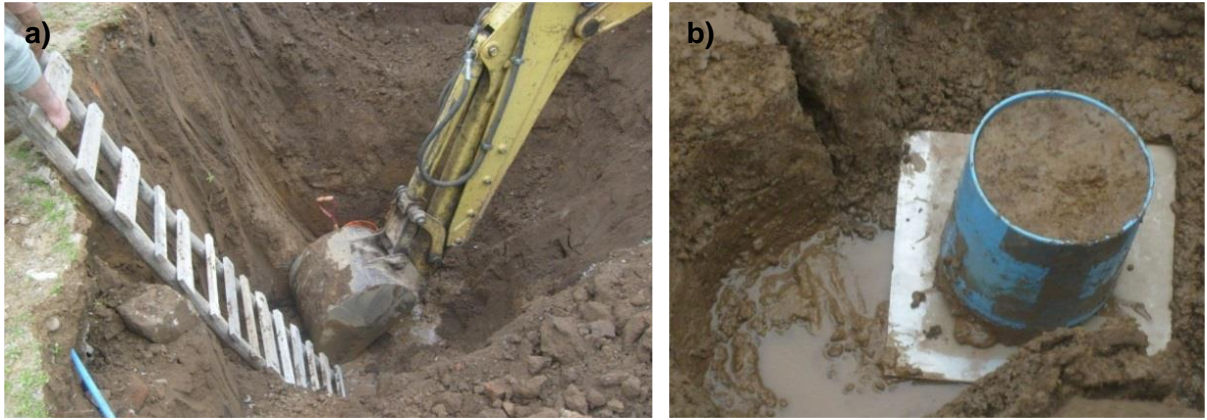


Fig. 5-12 Toma de muestras Yáquil.

### 5.1.5 Caracterización Geotécnica

- **Ensayo granulométrico y plasticidad**

El análisis granulométrico del material indica que clasifica como arena arcillosa (SC) de acuerdo al sistema de clasificación USCS. El tamaño máximo de las partículas es de 5 mm, mientras que el contenido de finos es cercano al 35%. El límite líquido varía entre 23 y 35%, mientras que el índice de plasticidad de las muestras ensayadas se encuentra en el rango entre 5 y 13% (Fig. 5-13).

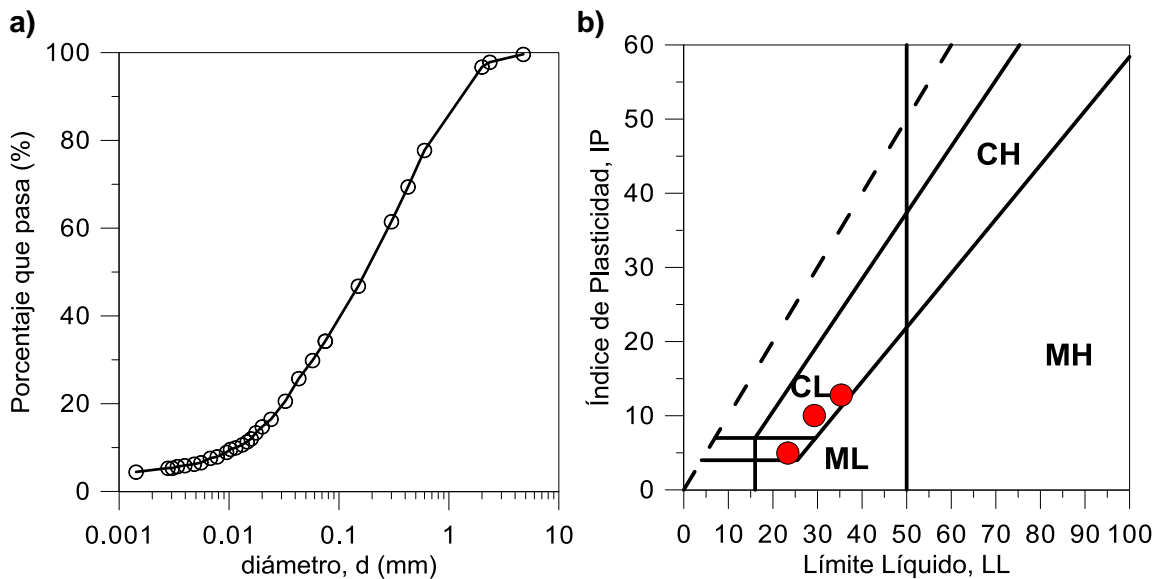


Fig. 5-13 Granulometría y plasticidad Yáquil.

La Fig. 5-14a muestra la superposición de la curva granulométrica resultante del ensayo de caracterización y los límites establecidos por Tsuchida en 1970 (Ver Capítulo 2.4.4). Comparativamente se observa que la curva no encaja con el límite de los suelos más susceptibles a licuar, pero que tiende a ubicarse dentro del segundo rango. Es importante mencionar, que la forma de la curva granulométrica del suelo de Yáquil dista

bastante de los materiales esencialmente uniformes que caracterizan a un suelo licuable.

En relación al material fino, se tiene que el contenido de fino es igual a 35%, mientras que el contenido de partículas de tamaño arcilla (menor a 0.002 mm) es cercano al 5% y el límite líquido del material se ubica entre 23 y 35%. De acuerdo al criterio de Andrews y Martin, 2000 (Ver Capítulo 2.4.6), para un contenido de arcilla menor a 10% y un límite líquido bajo 32, el material es susceptible de licuar.

Por su parte, en la Fig. 5-14b se presentan los resultados de ensayos de plasticidad en conjunto con las recomendaciones de suelos licuables indicadas por Seed y otros (2003). Se aprecia que se ubican principalmente dentro de la zona A (altamente susceptibles a la licuación).

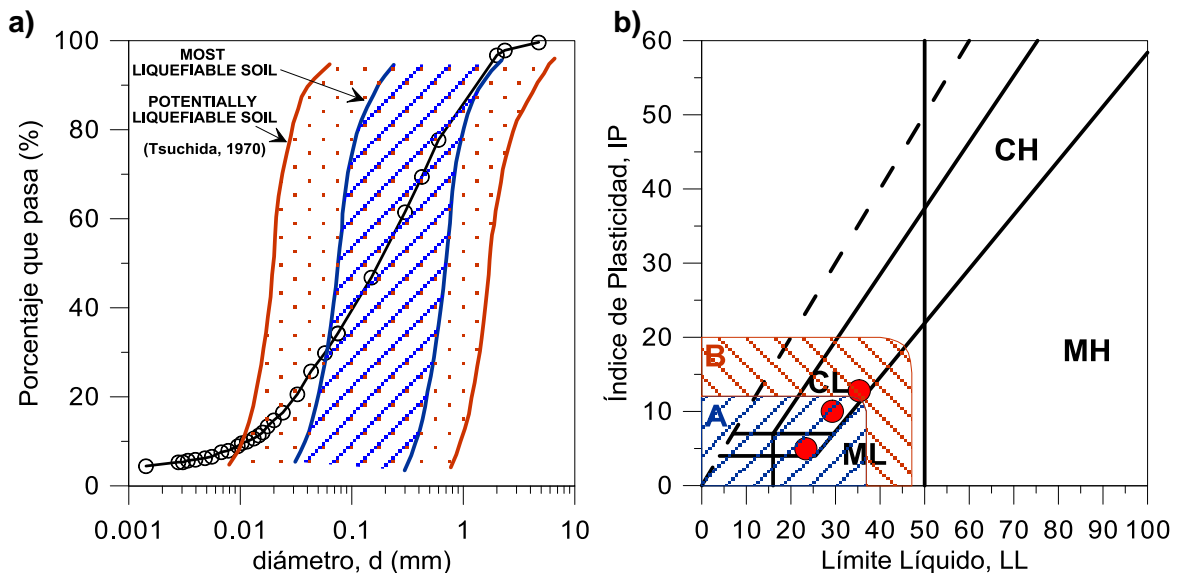


Fig. 5-14 Comparación con recomendaciones de autores para materiales licuables.

- **Densidad In Situ**

El ensayo de densidad in situ mediante el cono de arena indica una densidad húmeda igual a 1.98 t/m<sup>3</sup> y un 17% de humedad.

- **Peso Específico**

El peso específico corresponde a 2.62, un valor bastante bajo considerando la naturaleza arenosa de la muestra. Por tanto, se decidió realizar un estudio detallado de los minerales que componen el suelo de la zona de estudio.

La inspección del material bajo una lupa (Fig. 5-15), indica que hay un claro predominio de material volcánico, distinguiendo minerales de vidrio y pumicita. Además, en una menor medida se observan anfíboles (aluminio) y cuarzos. A medida que disminuye el tamaño de partículas, existe un claro aumento de micas alteradas.

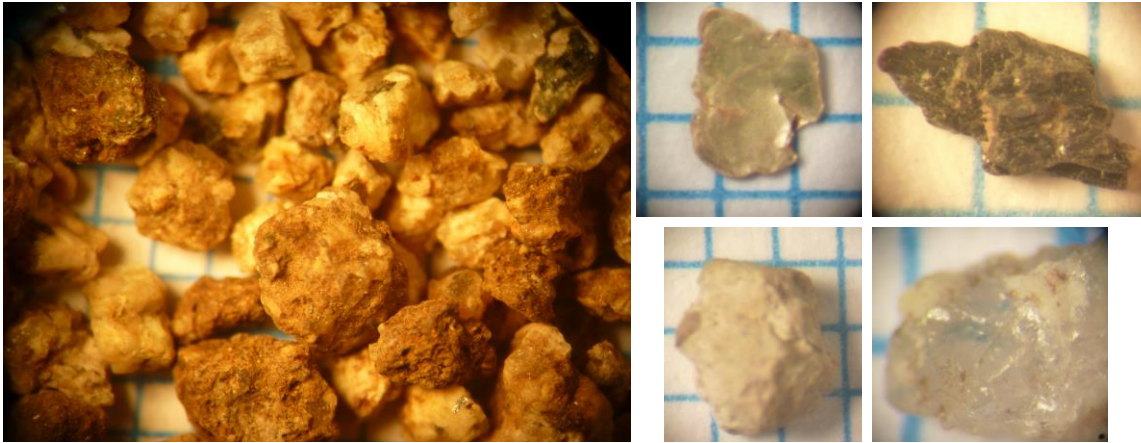


Fig. 5-15 Muestras de material bajo lupa.

- **Proctor Modificado**

En la Fig. 5-16 se presentan los resultados del ensayo de compactación Proctor Modificado. Se obtiene una densidad seca máxima igual a  $2.03 \text{ t/m}^3$ , para una humedad óptima de 9.2%

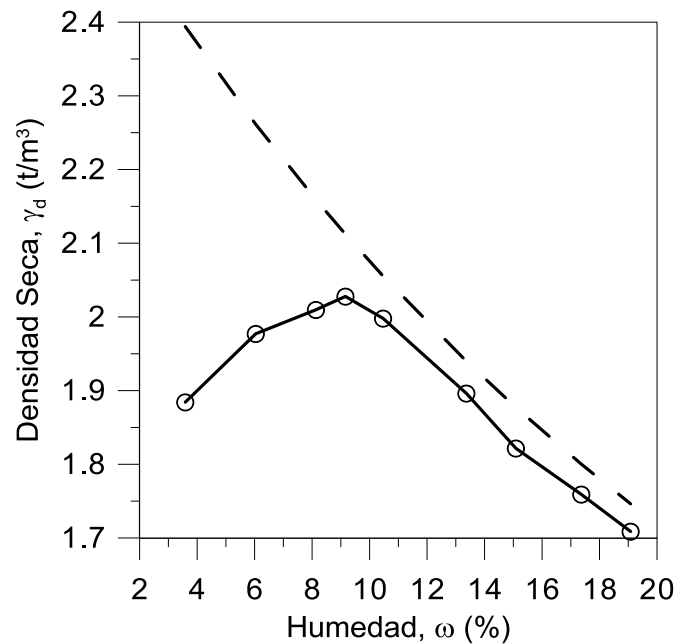


Fig. 5-16 Proctor Modificado.

- **Ensayos Triaxiales Estáticos**

Se llevaron a cabo 5 ensayos triaxiales estáticos no drenados consolidados isotrópicamente, CIU y cuyos resultados se presentan en la Fig. 5-17. El



comportamiento del material muestra una respuesta inicial contractiva, desarrollando algo de dilatancia a mayores deformaciones. De la ecuación de la línea de estado último se obtiene un ángulo de fricción interna igual a  $34^\circ$ , mientras que la cohesión es nula.

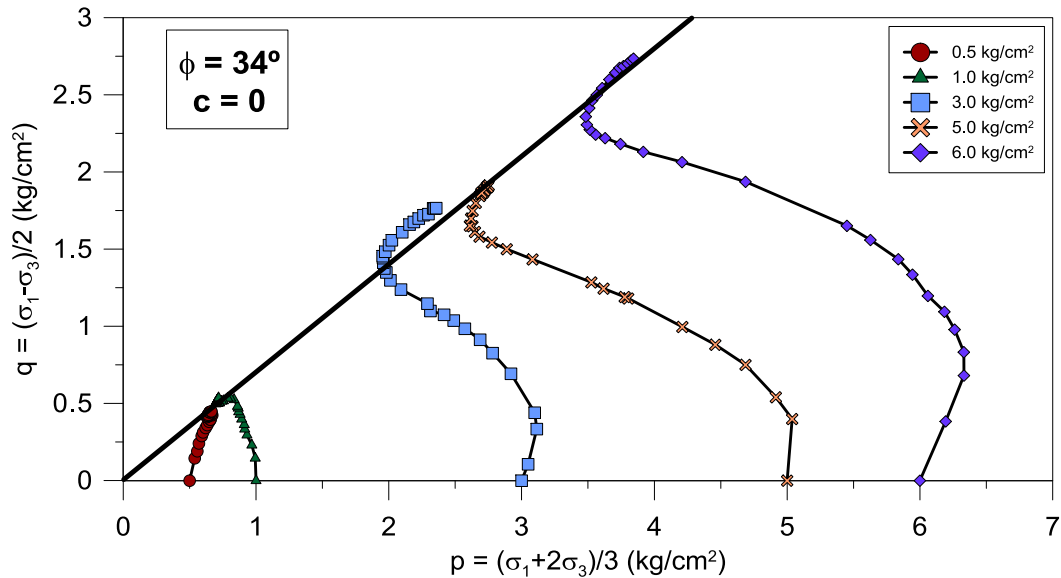


Fig. 5-17. Ensayos Triaxiales Estáticos Yáquil.

La Fig. 5-18 corresponde a la resistencia no drenada del material en relación con la tensión vertical, lo cual arroja un valor de resistencia no drenada normalizada igual a  $S_u/\sigma'_v = 0.39$ . Esta cifra supera ampliamente los valores esperados para la resistencia no drenada residual post-licuación de un terreno (Ver Capítulo 2.5).

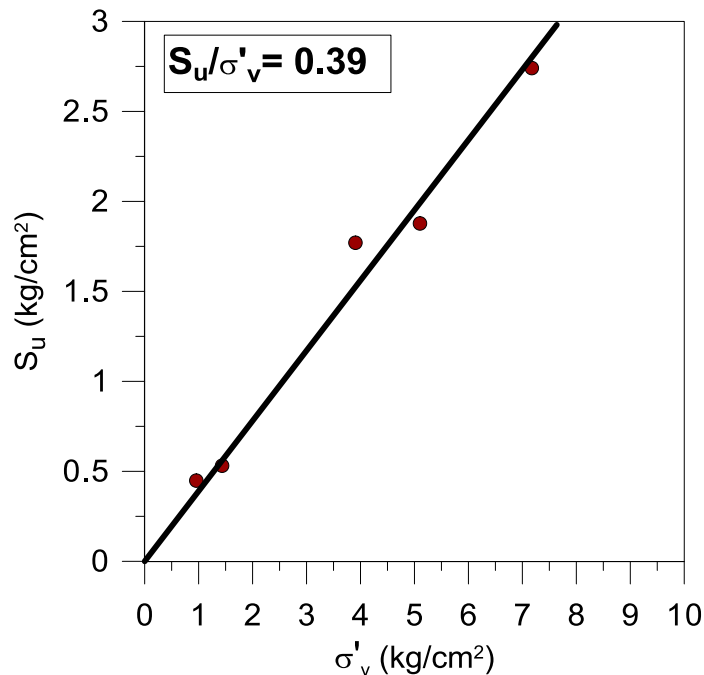


Fig. 5-18 Resistencia no drenada versus confinamiento.

- **Ensayos Triaxiales Cíclicos**

Se realizaron ensayos triaxiales cíclicos consolidados isotrópicamente bajo una tensión de confinamiento efectiva igual a  $1 \text{ kg/cm}^2$ . Los resultados se presentan en la Fig. 5-19. El detalle de las curvas de tensión desviadora, deformación unitaria y variación de presión de poros se encuentra en el Anexo B.

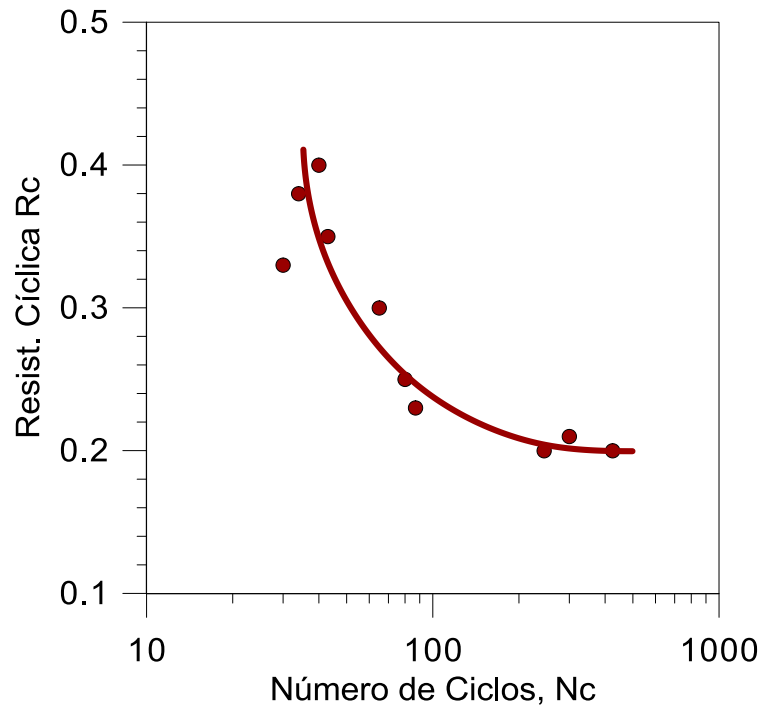


Fig. 5-19 Curva de Resistencia Cíclica versus Número de Ciclos.

## 5.2 RETIRO

### 5.2.1 General

Las localidades de Retiro y Parral se ubican en la provincia de Linares, Región del Maule. Se emplazan en un gran valle de la depresión intermedia, con tierras destinadas principalmente a la agricultura. Los sistemas hídricos principales lo componen los ríos Longaví y Perquilauquén, con alimentación mayoritariamente nivosa y pluvial (Fig. 5-20).

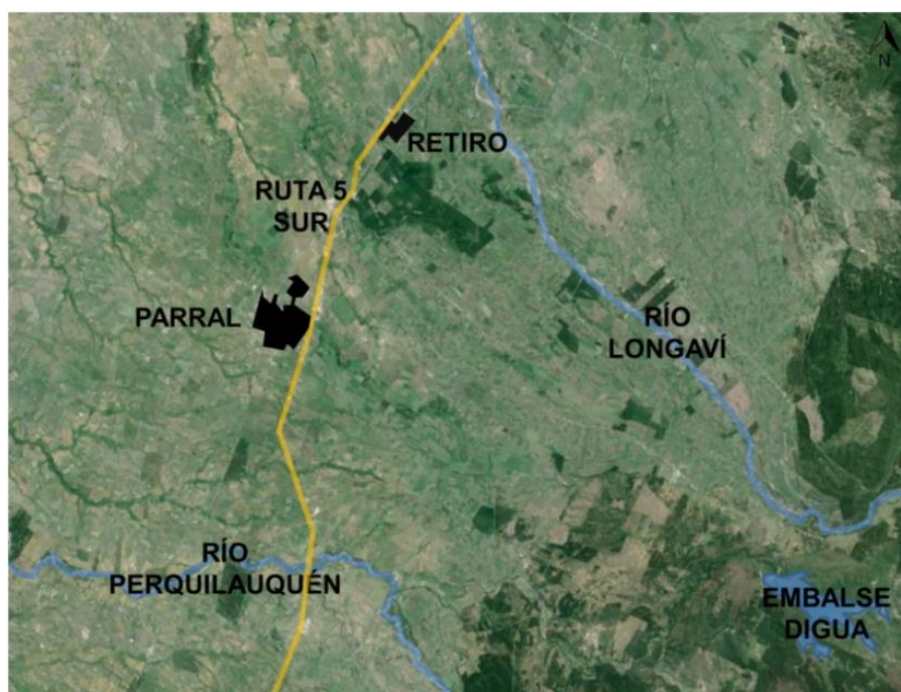


Fig. 5-20 Ubicación ciudades Retiro y Parral (Google Earth).

### 5.2.2 Geología y Sistema Hídrico

El valle o llano central lo constituye una depresión entre dos complejos orográficos mayores: Cordilleras de la Costa y de Los Andes. En esta última se ubica un importante grupo de volcanes, destacando Descabezado Chico (3750 m), Descabezado Grande (3830 m), Quizapú (2928 m), San Pedro (3621 m) y Nevado de Longaví (3242 m).

La presencia de estos volcanes ha definido en esta área grandes depósitos de arenas y cenizas a las faldas de estas cumbres. El transporte de estos materiales por acción del agua y hielo a lo largo del pleistoceno, ha generado potentes depósitos en la forma de conos fluvio-glacio-volcánicos que terminaron por rellenar el valle central. Estos depósitos de origen volcánico determinan, junto con la existencia de un viejo sistema lacustre, suelos relativamente delgados y de gran impermeabilidad producto de una toba o costra endurecida (*hardpan*) cerca de la superficie (I. Municipalidad de Parral y B & B Consultores, 2006).

De acuerdo al Mapa Hidrogeológico de Chile (Fig. 5-21), la llanura la constituyen depósitos no consolidados con alta a media importancia hidrogeológica. Los pozos de agua indican que el nivel estático del área se ubica de forma somera y productividades muy elevadas (sobre 10 m<sup>3</sup>/h/m).

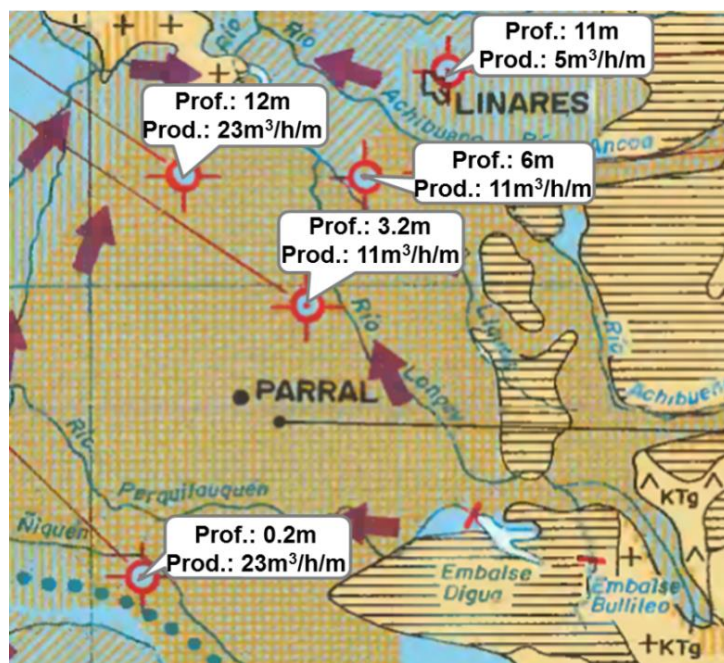


Fig. 5-21 Mapa hidrogeológico del sector (modificado de DGA, 1989).

En relación a los sistemas hídricos, los principales lo constituyen los ríos Longaví y Perquilauquén. El primero nace en un cordón andino de 2000 m de altitud media, siendo su mayor afluente el río Blanco que recoge las aguas de la falda suroriental del Nevado de Longaví o Lonquén, de 3230 m de elevación. En la hoya del Longaví se construyó el embalse Bullileo, de 60 millones de m<sup>3</sup> de capacidad y posteriormente el embalse Digua. Por otra parte, el río Perquilauquén tiene un cauce que se extiende por 190 km y que drena una hoya de 5023 km<sup>2</sup> (DGA, 2004).

Del río Longaví y otros esteros (Llollinco, El Convento, La Potrada, etc.) nacen una centena de canales destinados a regadíos (Fig. 5-22). Como se verá más adelante, serán un factor importante ante el fenómeno de licuación, pues su presencia, además de ser sinónimo de terrenos saturados, resultó un gatillante de grandes niveles de fallas ante la licuación del terreno.

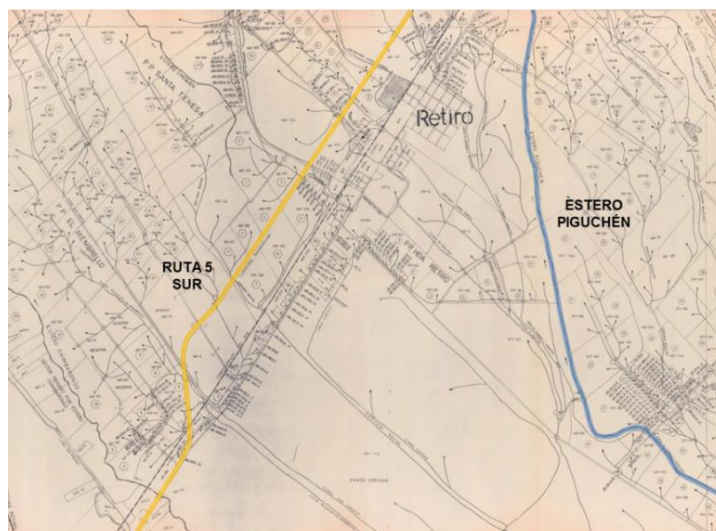


Fig. 5-22 Red de canales en Retiro (DGA, 1985).



### 5.2.3 Evidencias de Licuación

A raíz del terremoto del 27-F, las localidades de Retiro y Parral se vieron fuertemente afectadas. El detalle de la descripción de los daños se entrega en el Anexo A.

La Fig. 5-23 muestra la ubicación general de los sectores más dañados en relación a la respuesta del terreno.

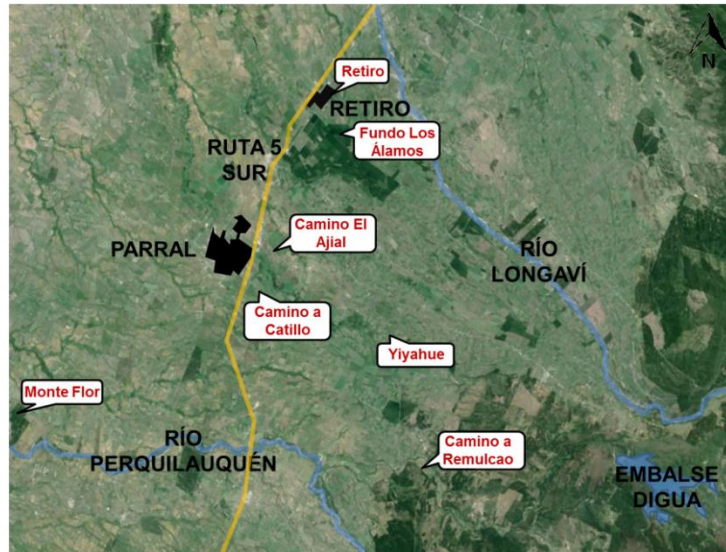


Fig. 5-23 Sectores con más daños (Google Earth).

Previo a la descripción de daños asociados a licuación, es importante señalar que una gran cantidad de edificaciones sufrieron considerables daños estructurales, esto debido a que la mayoría de las construcciones tienen bastantes años de antigüedad y fueron levantadas con adobe, el cual no respondió de buena forma ante el movimiento sísmico. La falla de este tipo de edificaciones fue muy notoria, dejando un saldo de varias manzanas completas con sus casas gravemente dañadas. La iglesia (Fig. 5-24), ubicada en la Av. Errázuriz, muestra en su exterior el colapso de parte de uno de sus muros y múltiples grietas. A pesar que lo descrito no constituye directamente una falla de suelo por licuación, sirve de base para cuantificar de forma estimativa, el alto valor de aceleración de la onda sísmica que se propagó por la zona y los importantes daños asociados a dicho movimiento.



Fig. 5-24 Casa destruida e iglesia dañada (I. Municipalidad de Retiro, 2011).

En relación a los daños asociados a la licuación del terreno, destaca el agrietamiento en la parte sur de la plaza de Retiro (Fig. 5-25a). A unos metros hacia el noreste de la plaza, se encuentra el cuartel de bomberos de Retiro y cuya estructura quedó gravemente dañada por grietas en muros y pisos, lo cual se asociaría a asentamientos diferenciales del terreno (Fig. 5-25b).



Fig. 5-25 a) Plaza de Retiro (Facebook: Retiro una comuna de gente linda 7<sup>a</sup> Reg) y b) Cuartel de Bomberos.

Más al norte se ubica un extenso sitio, donde se encontraba una casa de un piso, la cual sufrió un asentamiento diferencial en su perímetro, que produjo una notoria pérdida de geometría de la estructura. Al igual que el edificio de bomberos, esta casa no quedó en condiciones de ser habitada. En este mismo sitio, se encontraban dos tanques de agua potable, uno de los cuales colapsó (Fig. 5-26).

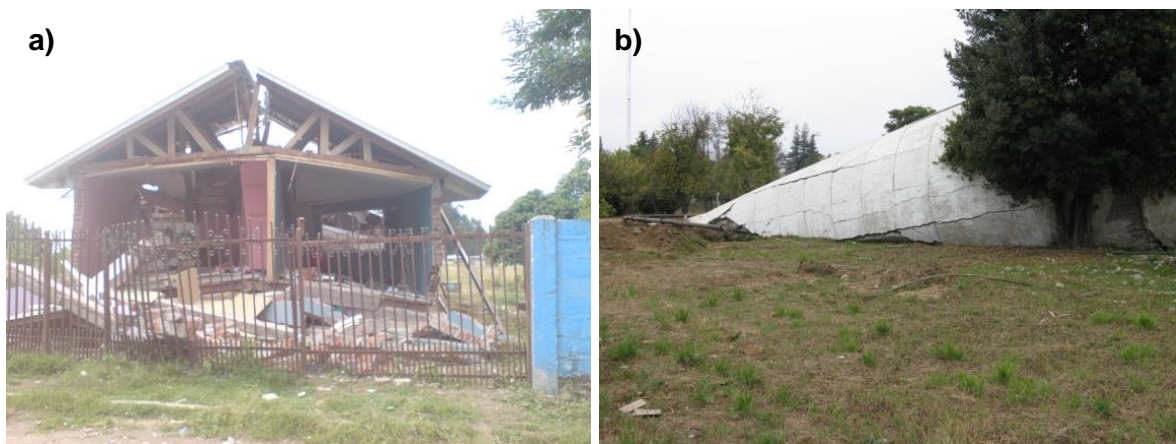


Fig. 5-26 a) Casa con daños (I. Municipalidad de Retiro) y b) colapso tanque de agua.

La línea del tren que cruza la localidad quedó desalineada en varios metros debido al hundimiento y desplazamiento del terreno. Además, se formaron algunas grietas adyacentes a la línea de tren y frente a un portón de un camino de tierra (Fig. 5-27).





Fig. 5-27 a) Línea de tren y b) grietas en camino de tierra (Sergio Sepúlveda).

En el área de la calle Alessandri, ubicada en la continuación del Paso Inferior que cruza la ruta 5 sur, se produjo el asentamiento de la calle, daños en las veredas y el agrietamiento de una cancha dentro de la Arrocería Tucapel, ubicada hacia el norte (Fig. 5-28). Adicionalmente, algunas de las casas ubicadas en la vereda sur, sufrieron asentamientos y la aparición de grietas en sus patios.

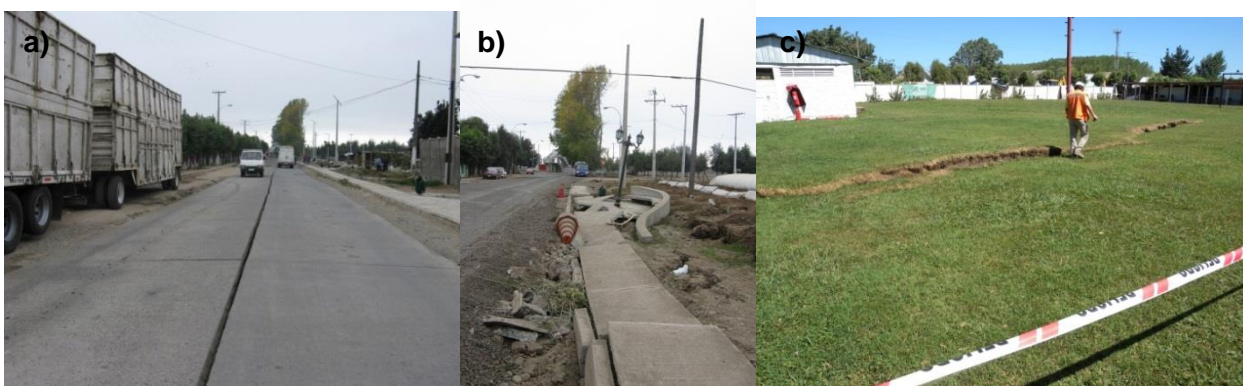


Fig. 5-28 Daños en vereda y calle Alessandri (autor y eqclearinghouse).

Destaca también que varios pozos quedaron tapados a causa de la salida de un material de tipo ceniza, como el ubicado en el Gimnasio Municipal y otros dos cercanos a la carretera (Fig. 5-29).



Fig. 5-29 Pozos por donde emergió material tipo ceniza (Andrade y otros, 2010).



En los alrededores de Retiro también se generaron daños relacionados que pueden ser atribuidos con la licuación del terreno, como el Paso Inferior Retiro, Enlace Villaseca, el camino a Santa Teresa (Fig. 5-30), el fundo Los Álamos (Fig. 5-31), camino a El Ajal, camino a Catillo (Fig. 5-32), Yiyahue (Fig. 5-33) y Monteflor, entre otros. El detalle de lo ocurrido en cada área se encuentra contenido en el Anexo A de este documento.



Fig. 5-30 Agrietamiento del camino a Santa Teresa (I. Municipalidad de Retiro).



Fig. 5-31 Grieta y volcán de arena en Fundo Los Álamos (I. Municipalidad de Retiro).



Fig. 5-32 Grietas en cruce a Catillo (usuario ppdaza en youtube).





Fig. 5-33 Grietas en campos de Yiyahue (usuario ppdaza en youtube).

#### 5.2.4 Análisis de las Fallas

El principal tipo de falla que se produjo en el sector de Retiro corresponde a importantes asentamientos del terreno, lo que trajo consigo daños significativos en algunas viviendas por asentamientos diferenciales.

Tal como se mencionó, una de las principales características del subsuelo de Retiro y Parral es la presencia de numerosos canales que recorren gran parte del área central y que nacen en los principales ríos y esteros. La Fig. 5-34 muestra una superposición de los sectores que presentaron licuación (círculos rojos) y los principales canales que recorren la zona. La mayoría de los puntos que licuaron se ubican en el centro de Retiro, entre el canal derivado Santa Teresa y canal El Molino.

Grietas de grandes dimensiones se formaron en algunos sitios, algunas de las cuales se asocian al fenómeno de *lateral spreading*, como en los casos del camino a Catillo y Monteflor, donde las aberturas son paralelas y adyacentes a un cauce.

En el resto de los sectores las grietas poseen una dirección preferencial, pero no se ubican de forma adyacente a un curso de agua, sino que se caracterizan por un hundimiento que afecta un ancho limitado de suelo. Se estima que el factor que controló la formación de estas grietas fue la presencia de antiguos canales.

Una de las fallas más impactantes fueron las originadas en el fundo Los Álamos (Fig. 5-31), con la generación de inmensas grietas, por donde emergió un material de tipo ceniza. Estas grietas tienen una dirección que coincide con la orientación del estero Piguchén y una rama de canal. Sin embargo, las aberturas se limitan a un área específica y no se manifiestan en las cercanías de estos cursos de agua. Se estima que algún antiguo canal se encontraba en esa área y su relleno se depositó con un bajo contenido de energía y por tanto, fue propicio para el desarrollo de licuación de suelos.

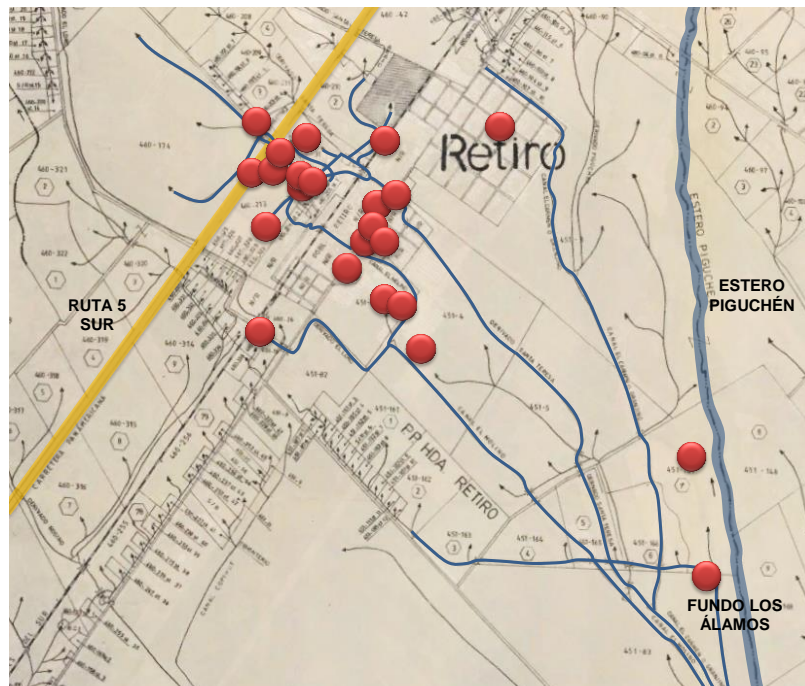


Fig. 5-34 Canales principales que cruzan la localidad de Retiro y sectores con licuación (modificado de DGA, 1985).

### 5.2.5 Toma de Muestras

Gracias a la I. Municipalidad de Retiro se ejecutó una calicata de 2.5 m en la parte trasera del Gimnasio Municipal, en pleno centro urbano de Retiro (Fig. 5-35). La inspección visual da cuenta de unos 60 cm de relleno subyacidos por un material fino homogéneo, de baja plasticidad y de compacidad media. El nivel freático no fue detectado en esta excavación.

Se utilizó la misma metodología usada en Yáquil para la extracción de muestras “inalteradas”, a través de un tubo de PVC acondicionado para el tallado del suelo.

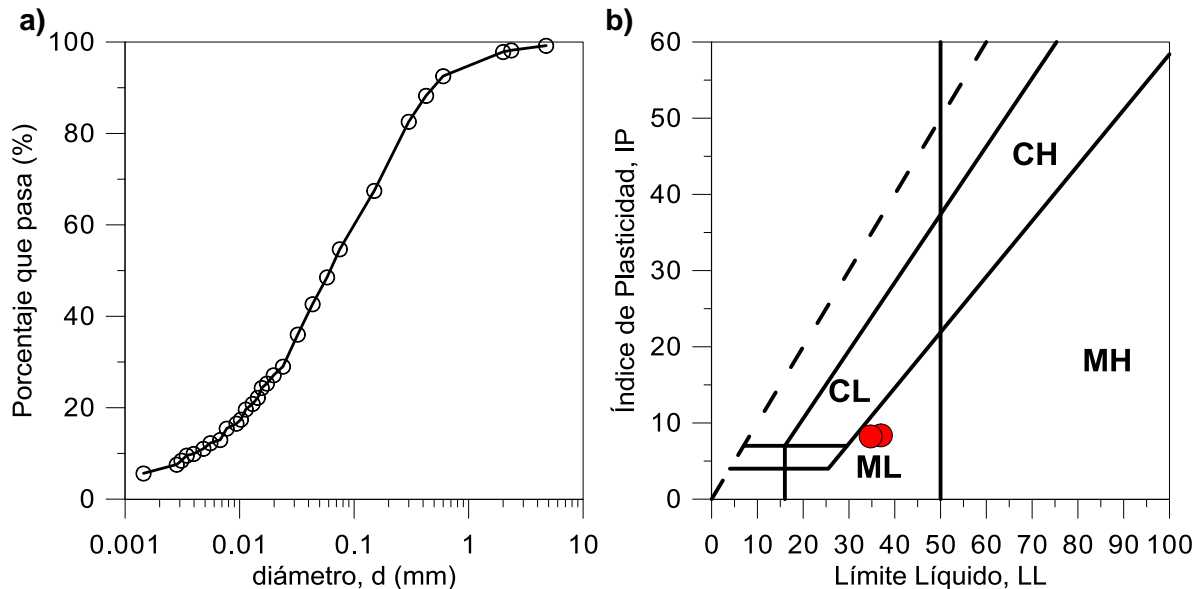


Fig. 5-35 Calicata de extracción de muestras.

## 5.2.6 Caracterización Geotécnica

### • Ensayo granulométrico y plasticidad

El análisis granulométrico del material indica que clasifica como ML de acuerdo al sistema de clasificación USCS. El tamaño máximo es 5 mm, con algunas gravas aisladas de hasta 1 cm. Los finos que equivalen a un 55%, presentaron un límite líquido igual a 36 e índice de plasticidad cercano a 9 (Fig. 5-36).



Al comparar la curva granulométrica con los límites entregados por Tsuchida en 1970 (Ver Capítulo 2.4.4) para suelos licuables se aprecia que la muestra, al tener un elevado contenido de finos, posee una curva con mayor graduación en comparación a los límites (Fig. 5-37-izq.). Por tanto, esta curva no ajustaría a las indicadas en la literatura.

El material fino posee un contenido de partículas de tamaño arcilla (menor a 0.002 mm) cercano al 8% y el límite líquido equivale al 36%. Este último valor supera al límite indicado por Andrews y Martin, 2000 (Ver Capítulo 2.4.6) para materiales susceptibles a licuar y de acuerdo a estos autores, se necesitan estudios adicionales para determinar si el material es propenso a licuar.

Por otra parte, de acuerdo a las recomendaciones de suelos licuables indicadas por Seed y otros (2003), el material cae dentro del área A que corresponde a terrenos altamente susceptibles a la licuación (Fig. 5-37-der.).

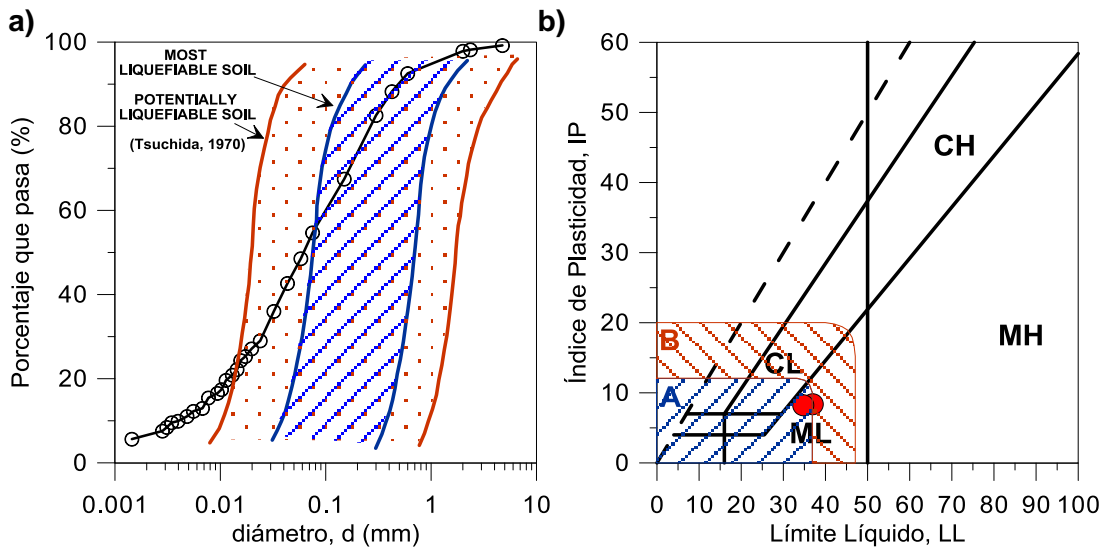


Fig. 5-37 Comparación con recomendaciones de autores para materiales licuables.

- **Densidad In situ**

El ensayo de densidad in situ mediante el cono de arena indica una densidad húmeda igual a  $1.54 \text{ t/m}^3$  y un 38% de humedad.

- **Peso Específico**

El peso específico corresponde a 2.52, valor que es bajo y que indicaría la presencia de material volcánico en la zona.

- **Proctor Modificado**

La curva del ensayo de compactación Proctor Modificado resultó ser altamente plana, sin evidenciar un máximo marcado (Fig. 5-38).

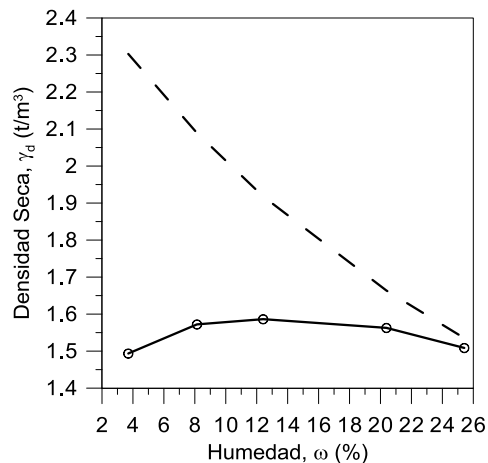


Fig. 5-38 Ensayo Proctor Modificado Retiro.



La densidad máxima compactada seca es igual a  $1.59 \text{ t/m}^3$  con una humedad óptima de 12%. La densidad máxima resulta inusualmente baja, confirmando que se está ante un material de origen volcánico.

- **Ensayos Triaxiales Estáticos**

Se llevaron a cabo 4 ensayos triaxiales estáticos no drenados consolidados isotrópicamente. Los resultados presentados en la Fig. 5-39 muestran una clara respuesta contractiva. De la ecuación de la línea de estado último se obtiene un ángulo de fricción interna igual a  $34^\circ$ , mientras que la cohesión es nula.

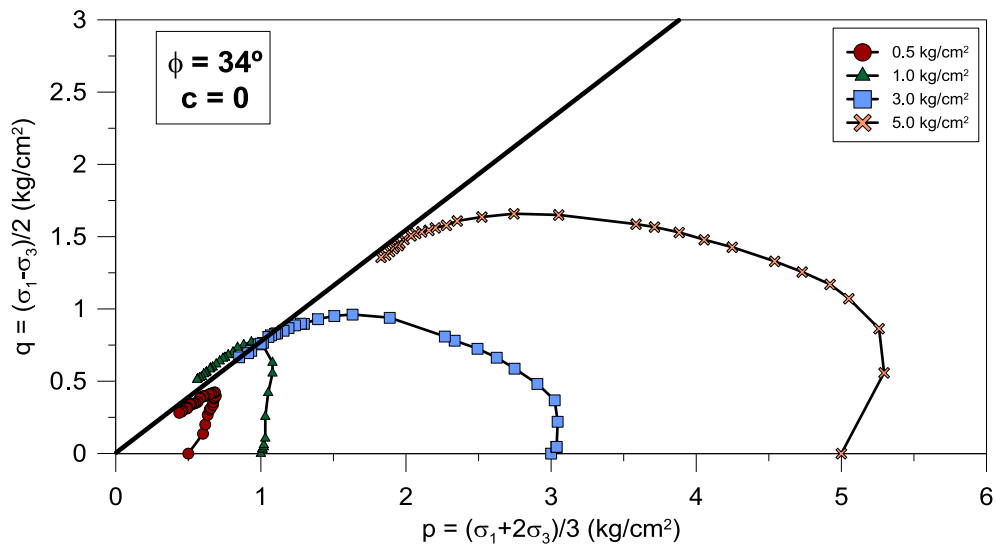


Fig. 5-39 Resultados Ensayos Triaxiales Estáticos.

En la Fig. 5-40 se presentan la resistencia no drenada versus la tensión vertical efectiva, donde se obtiene una razón  $S_u/\sigma'_v = 0.23$ .

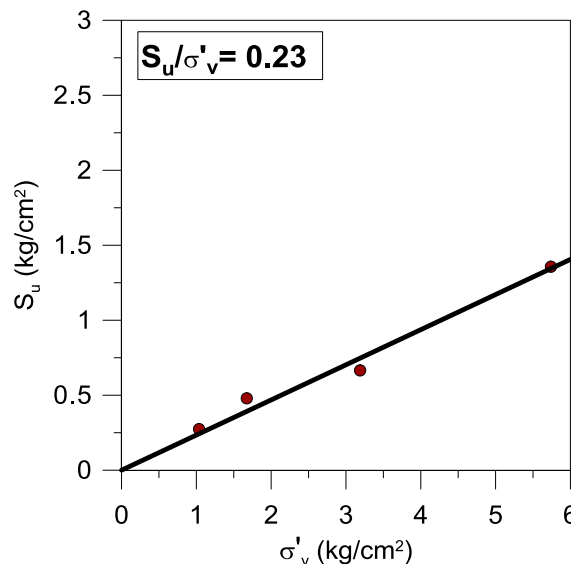


Fig. 5-40 Resistencia no drenada versus tensión vertical efectiva.

- **Ensayos Triaxiales Cíclicos**

Se realizaron ensayos triaxiales cíclicos consolidados isotrópicamente, y bajo una tensión de confinamiento efectiva igual a  $1 \text{ kg/cm}^2$ . Los resultados se presentan en la Fig. 5-41.

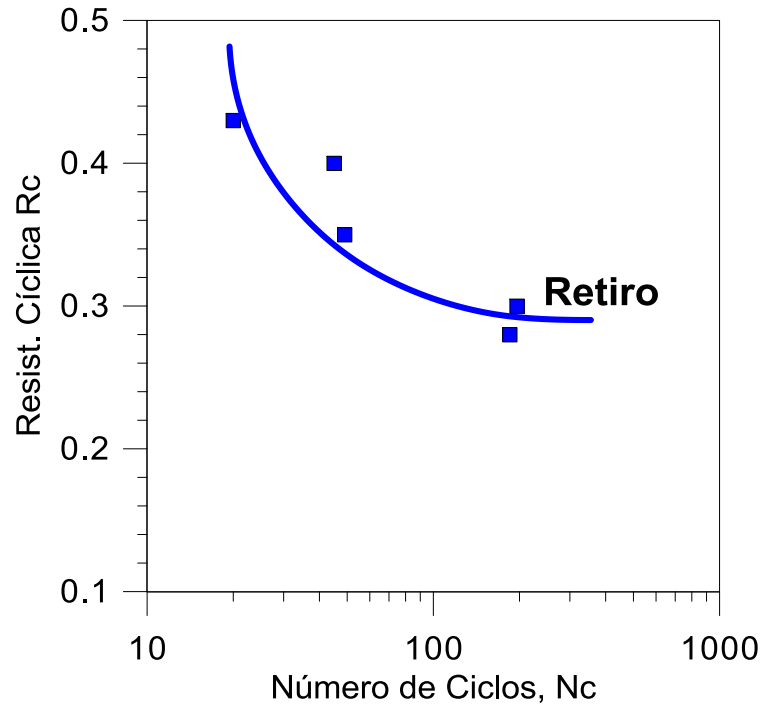


Fig. 5-41 Curva de Resistencia Cíclica versus Número de Ciclos.

## 5.3 ANÁLISIS DE LICUACIÓN

### 5.3.1 Ciclos Equivalentes

La evaluación del potencial de licuación requiere de la determinación del número de ciclos equivalentes asociado a una magnitud de un sismo. De esta forma se relaciona el aumento de la presión de poros para gatillar la licuación con la amplitud y duración del terremoto.

Como en el laboratorio se obtiene la resistencia cíclica a través de ensayos de amplitud uniforme, se requiere convertir a un sismo irregular a una serie de ciclos equivalentes uniformes. Seed et al (1975) usó un valor de amplitud igual al 65% de la tensión de corte cíclica peak para determinar los ciclos equivalentes, siendo este procedimiento ampliamente utilizado. En la Fig. 5-42 se presentan las curvas propuestas por Seed et al (1975).

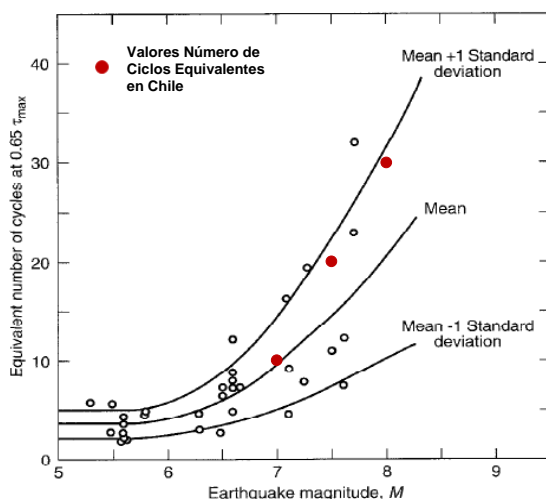


Fig. 5-42 Número de Ciclos Equivalentes (Después de Seed et al, 1975) y valores para Chile.

La experiencia en Chile ha definido los valores que se indican en la Tabla 5-1 y que se dibujan en conjunto con los datos de Seed et al (1975) en la Fig. 5-42. Se observa que los datos de Chile tienden a la curva superior (Media +1 de Desviación Estándar).

Tabla 5-1 Número de ciclos equivalentes por magnitud del sismo en Chile.

| Magnitud | Número de Ciclos Equivalentes |
|----------|-------------------------------|
| 7        | 10                            |
| 7 ½      | 20                            |
| 8        | 30                            |

Esta metodología resulta adecuada para el trabajo de diseño de estructuras sobre materiales potencialmente licuables. Sin embargo, debe ser usado con cautela, especialmente porque no es directa la relación de la magnitud de un sismo con un

número de ciclos Lo anterior se debe a que la magnitud de un sismo considera la cantidad de energía liberada a través de la zona de ruptura, siendo un valor independiente de la distancia y tipo de suelo, por lo que es único para cada movimiento telúrico, mientras que las aceleraciones son variables por sector.

Como primera aproximación a la determinación de los ciclos equivalentes, es posible indicar que de acuerdo a los valores típicos de la literatura, al terremoto del 27-F de magnitud 8.8 se le asocia un número de ciclos equivalentes mayor que 30. De las curvas propuestas por Seed et al (1975) se observa que los valores superiores a una magnitud 8.0 son escasos y por lo tanto, es difícil inferir los ciclos para magnitudes altas. Por tanto, se estima adecuado utilizar un número de ciclos equivalentes para una magnitud 8.8 equivale a 40.

### 5.3.2 Curvas de Resistencias Cíclicas

De los acápites 5.1.5 y 5.2.6 se obtuvieron las curvas de resistencia cíclica, tanto para Nancagua y Retiro, las que se grafican en conjunto en la Fig. 5-43. Se observa que la curva de Retiro se ubica por sobre la de Nancagua para resistencias cíclicas bajo 0.35. Además, en el caso de Yáquil para bajos números de ciclos, la curva se eleva en forma considerable y, por ejemplo, para 30 ciclos (terremoto magnitud 8.0) no existe intersección con la curva de resistencia cíclica.

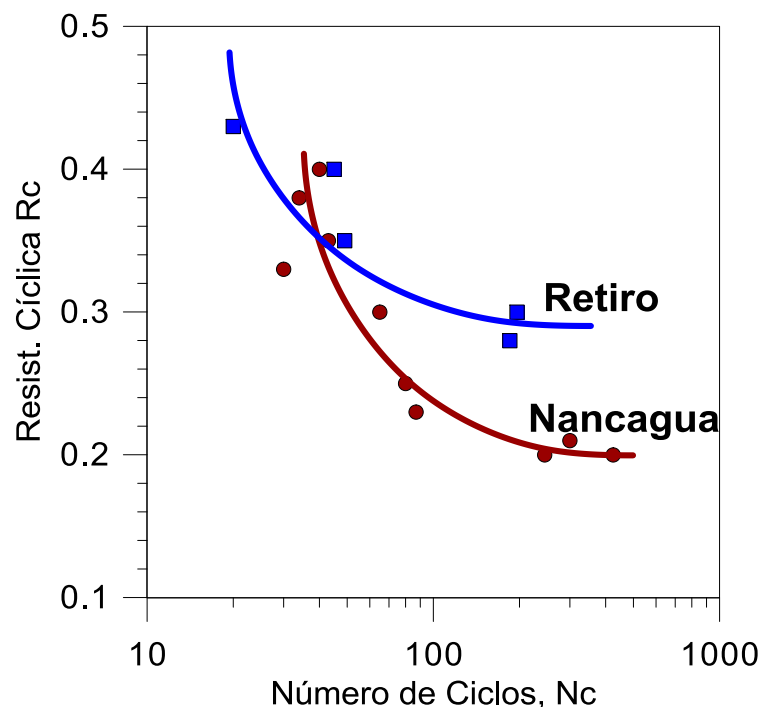


Fig. 5-43 Curvas de resistencia cíclica.



### 5.3.3 Evaluación del Potencial de Licuación

Es importante indicar que en este análisis se asumió un terreno homogéneo en todo el espesor de estudio del potencial de licuación y por ende, las muestras extraídas a 2.5 m de profundidad son características para todo este espesor. Un estudio más detallado requiere de la ejecución de sondajes para obtener un perfil más fiel a la realidad del sitio y ensayos de una mayor cantidad de muestras en toda la profundidad.

Tal como se señaló previamente, el análisis de licuación se realizó considerando un número de ciclos equivalente igual a 40, y por tanto, las resistencias cíclicas para ambos sitios en estudio coinciden con  $R_c = 0.35$  (ver Fig. 5-43).

Además, por la ubicación de ambos sectores frente al área de ruptura, se estima que el nivel de aceleraciones alcanzado fue superior a 0.4g. Para el análisis se determinaron tres curvas de potencial de licuación para aceleraciones de 0.3, 0.4 y 0.5g, hasta una profundidad de 15 m.

El Método Simplificado de Seed, tal como se detalló en el Capítulo 2.6 consiste en la determinación de la sollicitación cíclica a través de la siguiente expresión (Ec. 5):

$$CSR = \left( \frac{\tau_{cy}}{\sigma'_0} \right)_{sol} = 0.65 \cdot \frac{a_{máx}}{g} \cdot \frac{\sigma_v}{\sigma'_v} \cdot r_d$$

El factor de reducción  $r_d$  fue determinado a través de la expresión de Iwasaki (Ec. 6), es decir:

$$r_d = 1.0 - 0.015 \cdot z \quad \text{con } z: \text{ profundidad en metros}$$

La determinación de la resistencia cíclica a través de ensayos de laboratorio se efectúa a través de la siguiente expresión (Ec. 9)

$$CRR = \left( \frac{\tau_{cy}}{\sigma'_0} \right)_{terreno} = \left( \frac{\tau_{cy}}{\sigma'_0} \right)_{triaxial} \cdot C_r \cdot \frac{DR_{terreno}}{DR_{laboratorio}}$$

La razón entre la sollicitación y la resistencia corresponde al potencial de licuación, es decir, el valor inverso del factor de seguridad definido en la Ec. 4.

Para la determinación de las tensiones verticales a lo largo del estrato en análisis se consideraron las densidades indicadas en la Tabla 5-2 y estimadas en base a las muestras inalteradas y la densidad in situ medida a través del cono.

Tabla 5-2 Densidades muestras.

| Sitio  | Densidad de Terreno, $\gamma_t$ (t/m <sup>3</sup> ) | Densidad Saturada, $\gamma_{sat}$ (t/m <sup>3</sup> ) |
|--------|---|---|
| Yáquil | 1.95  | 2.0   |
| Retiro | 1.60  | 1.7   |

Los resultados se presentan en la Fig. 5-44. Éstos indican un potencial de licuación superior a 1 y que aumenta con la profundidad.

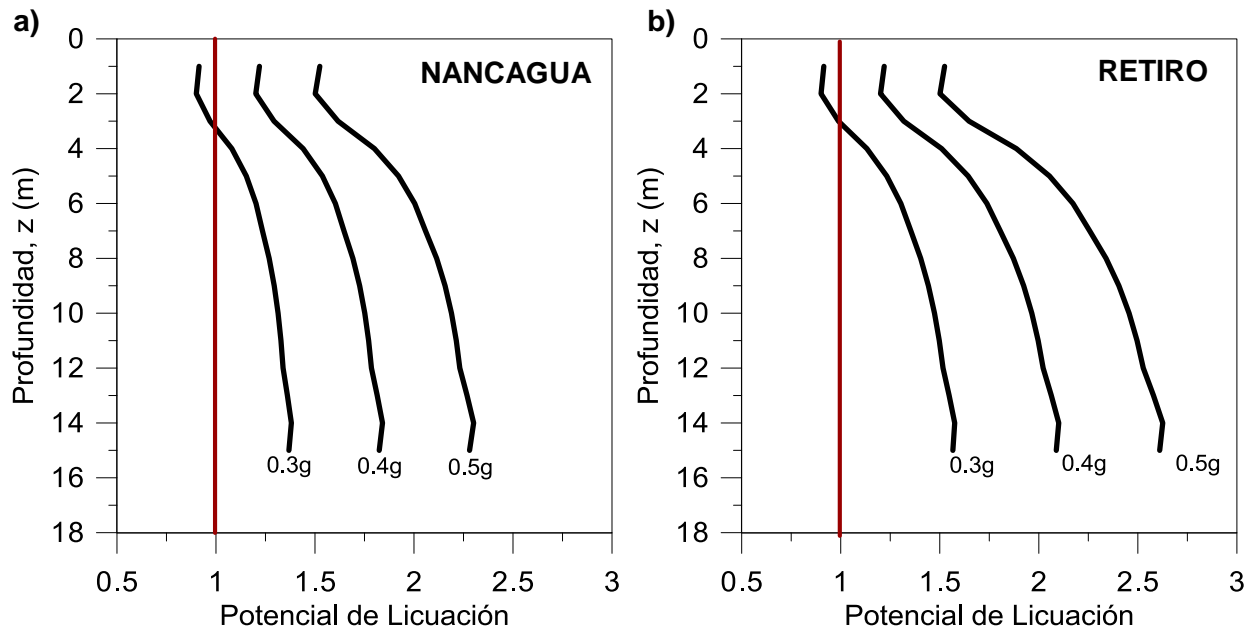


Fig. 5-44 Potencial de Licuación en profundidad a) Nancagua y b) Retiro.

## 6. ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO DEL SUBSUELO DEL PUERTO DE CORONEL

### 6.1. GENERAL

El puerto de Coronel es uno de los sistemas portuarios más importantes del país. Se emplaza en el sector denominado Playa Negra en la Bahía de Coronel ( $37^{\circ} 02' S - 73^{\circ} 10' W$ ), frente a la ciudad del mismo nombre y distante a 30 kilómetros al sur de la ciudad de Concepción. El puerto corresponde a un terminal multipropósito, con instalaciones que buscan satisfacer las demandas de carga provenientes principalmente de las industrias forestales, agrícolas y pesqueras, y concentrado en tres áreas de negocios: contenedores, carga general y graneles.

La infraestructura del Puerto de Coronel cubre una superficie total de 86 hectáreas con bodegas, patios de acopio, oficinas, accesos y vías de circulación entre otros. Cuenta con 3 muelles de penetración: Norte, Sur y Granelero, los cuales suman 2000 metros lineales de frente de atraque, con calados que van desde los 11 a los 15 m, pudiendo albergar hasta 9 naves ([www.puertodecoronel.cl](http://www.puertodecoronel.cl)).

La Fig. 6-1 muestra una imagen satelital de Coronel, con la ubicación de los 3 muelles, y en la Fig. 6-2 se presenta una imagen aérea de la bahía.



Fig. 6-1 Ubicación Puerto de Coronel. Fuente: Google Earth.



Fig. 6-2 Vista aérea de los muelles del Puerto de Coronel (Puerto de Coronel, 2012).

La información que se detalla en adelante, corresponde a un resumen de los antecedentes recabados del Puerto de Coronel, lo que incluyó comunicaciones con ingenieros y gerentes, sumado con visitas a terreno donde se consiguieron los informes de Mecánica de Suelos de los Muelles Norte, Sur y de la Explanada.

## 6.2. MUELLES DEL PUERTO DE CORONEL

### 6.2.1. *Muelle Norte*

También denominado terminal de carga general y granel, fue construido entre los años 1995 y 1996, proyectado con un puente de acceso de 336 m de longitud y 10 m de ancho, un cabezal de atraque de 170 metros de largo y 30 m de ancho, conformando dos sitios de atraque (Fig. 6-3).





Fig. 6-3 Primera etapa Muelle Norte (Puerto de Coronel, 2012).

Debido a la necesidad de satisfacer el aumento de la demanda por infraestructura portuaria, principalmente por la fuerte expansión de la actividad forestal, se ejecutaron dos ampliaciones del cabezo en una longitud de 500 m, con el ensanche del puente de acceso y una extensión hacia el mar, aumentando a 4 los sitios de atraque (Fig. 6-4). La estructura está constituida por un tablero de hormigón armado de 30 cm de espesor, apoyado sobre vigas longitudinales y transversales unidas mediante soldadura a pilotes tubulares de acero, verticales e inclinados, hincados sobre el fondo marino y con diámetros entre 24 y 31”.

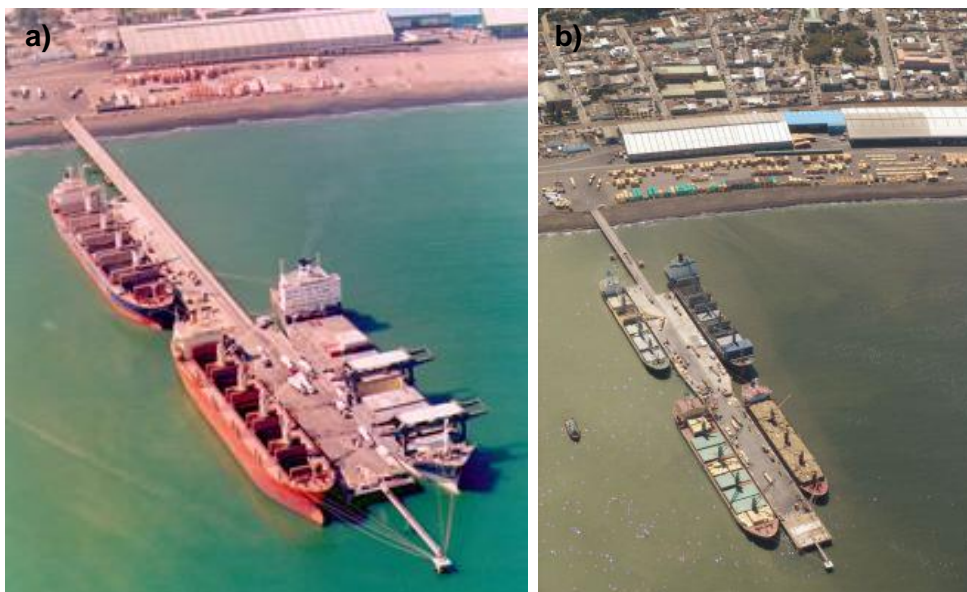


Fig. 6-4 Ampliaciones del Muelle Norte (Puerto de Coronel, 2012).

### 6.2.2. Muelle Sur o Terminal de Contenedores

Especializado en cargas transportadas a través de contenedores, el Muelle Sur fue levantado entre los años 2006 y 2007. Posee dos frentes de atraque a lo largo de 800 m de muelle. El sector del cabezo posee un sistema de aislación sísmica tanto en pilotes inclinados como verticales, a través de 24 mesas sobre las cuales se instalaron 96 aisladores sísmicos elastoméricos, conformados por capas de gomas y láminas de acero (Figs. 6-5 y 6-6).

Posee 48 pilotes en el puente de acceso y 260 en el cabezo, con diámetros entre 28” y 30”, y una profundidad máxima de hinca de -56 m NRS (nivel de reducción de sondas<sup>1</sup>)



Fig. 6-5 Vista general muelle sur ([www.sirve.cl](http://www.sirve.cl)).

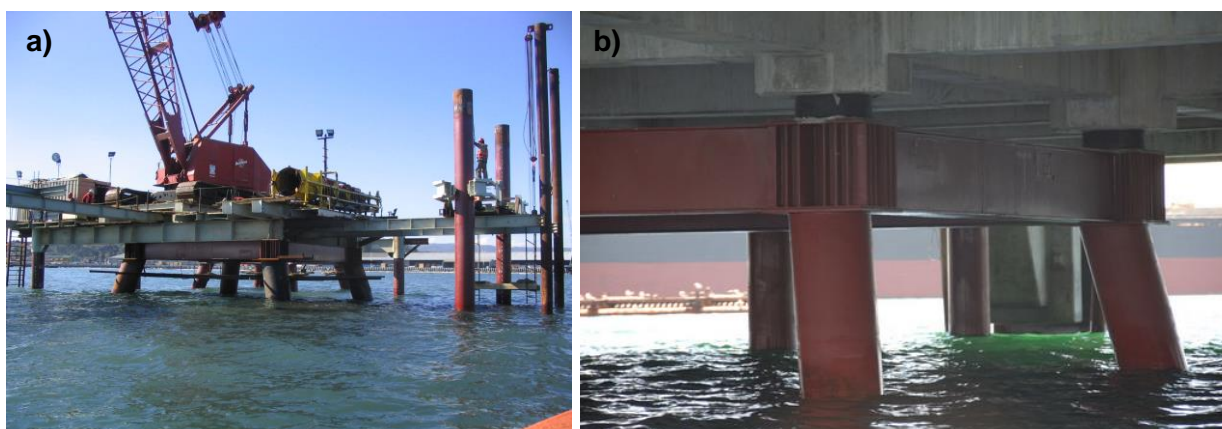


Fig. 6-6 Mesa de aislación sísmica Muelle Sur (a) [www.puertodecoronel.cl](http://www.puertodecoronel.cl) y (b) [www.sirve.cl](http://www.sirve.cl)).

<sup>1</sup> Nivel alcanzado por la mayor bajamar en sicigias de la localidad (fase luna nueva o llena), estando la luna en perigeo.

### 6.2.3. Terminal Granelero

El tercer muelle de penetración, de tipo mecanizado y con 1400 metros de largo, cuenta con un sitio de atraque y se especializa en la descarga y transferencia de graneles secos y la descarga de carbón para el complejo termoeléctrico Santa María de la empresa Colbún S.A. A la fecha del terremoto del 27 de febrero, este muelle se encontraba en etapa de construcción.

### 6.3. DESCRIPCIÓN GEOLÓGICA DEL SECTOR

En la Fig. 6-7 se muestra el golfo de Arauco, el cual forma parte de un sistema de bahías templadas que se localizan entre los 36° 47'S y los 37° 10' S, abarcando una superficie cercana a los 1010 km<sup>2</sup>. Al norte limita con Punta Cullinto y al Sur con Punta Lavapié, siendo su límite Oeste la Isla Santa María. En su extremo nororiental desemboca el río Bío-Bío, el que ejerce una significativa influencia en las características sedimentológicas del borde costero. En particular, la bahía de Coronel se encuentra entre Punta Puchoco y la Punta Cuervos.

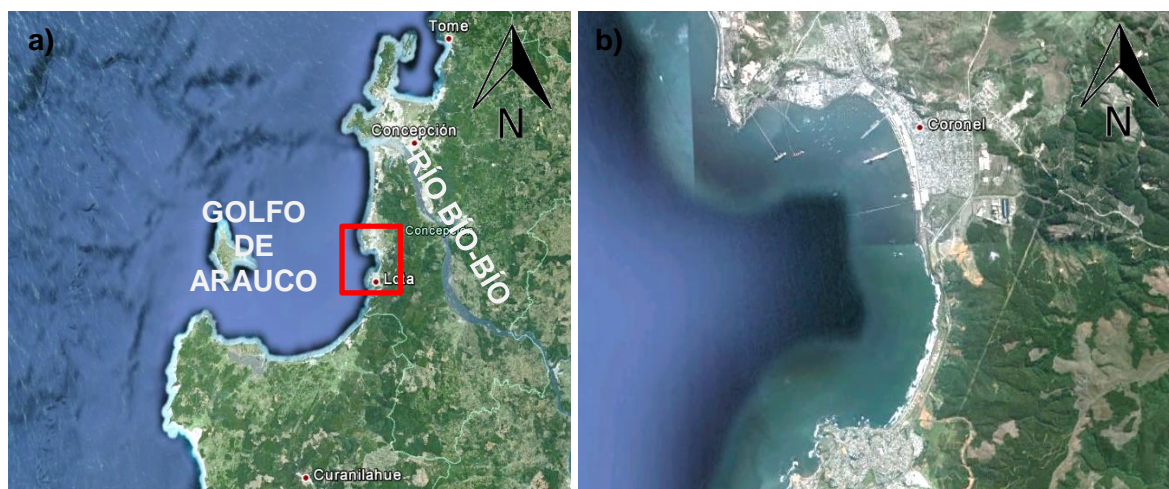


Fig. 6-7 Ubicación general a) Golfo de Arauco y b) Coronel.

Según el Estudio Fundado de Riesgos de la ciudad de Coronel (Rauld y otros, 2011), la unidad geológica del sector la conforma la formación Curanilahue, del periodo Eoceno (Muñoz, 1956) y sedimentos de terrazas marinas. La unidad Curanilahue corresponde a una secuencia de areniscas, limolitas y arcillolitas, la cual ha sido subdividida en tres miembros, correspondiendo de base a techo a: Lota, Intercalación y Colico. Los miembros superior e inferior son de origen continental y presentan mantos carboníferos, mientras que el miembro intermedio está constituido por areniscas de origen marino (Fig. 6-8).

A esta unidad geológica pertenecen los mantos carboníferos que permitieron el desarrollo de la minería del carbón en la zona.



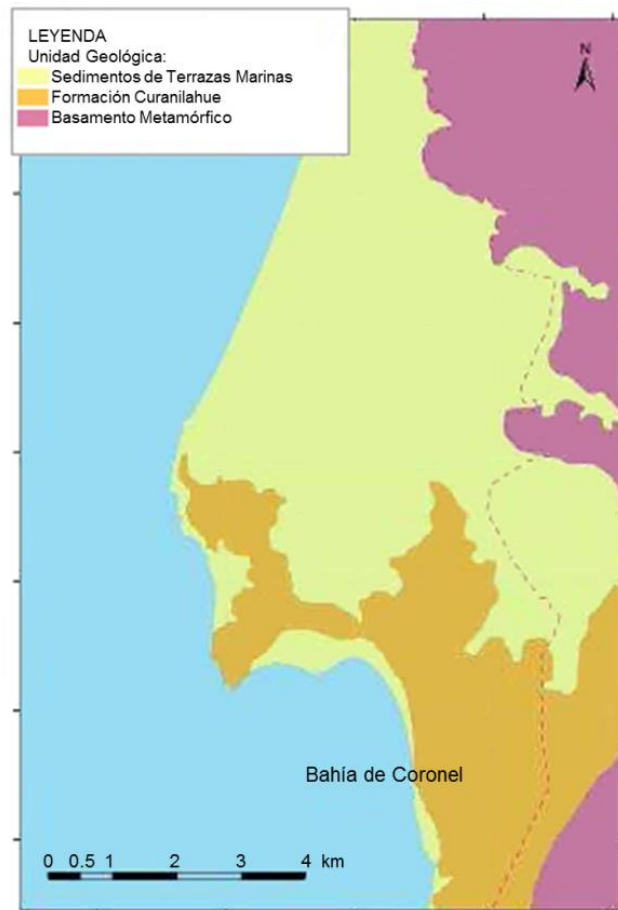


Fig. 6-8 Unidades geológicas Bahía de Coronel (modificado de Rauld y otros, 2011).

#### 6.4. ESTRATIGRAFÍA DEL PUERTO DE CORONEL

La topografía del subsuelo se caracteriza por un talud a lo largo de la costa, mientras que el fondo marino es relativamente plano. Las cotas referidas al NRS (nivel de reducción de sondas) se indican en la Fig. 6-9.

Los principales antecedentes geotécnicos corresponden a 21 sondajes (8 terrestres y 13 marítimos), con profundidades entre 15 y 70 m. A partir de estos sondajes se seleccionaron cuatro perfiles longitudinales, dos a lo largo de los ejes de los muelles Norte y Sur y los dos restantes en la explanada, como lo muestra la Fig. 6-10.

Los depósitos del subsuelo están compuestos principalmente por estratos de arenas limosas con índices de penetración variables y limos arenosos de baja consistencia, con intercalaciones de arcillas con un amplio rango de plasticidad. La roca, de tipo sedimentaria y con diversos grados de cementación, está conformada por areniscas y limolitas blandas que aumentan su dureza con la profundidad, desarrollándose a los 30 m en el sector norte, y ahondándose considerablemente hasta los 70 m en dirección al Muelle Sur. Sobre el lecho marino y también en el sector del talud, se encuentran sedimentos de fango de 4 m de espesor promedio, con nula o muy baja resistencia a la penetración.



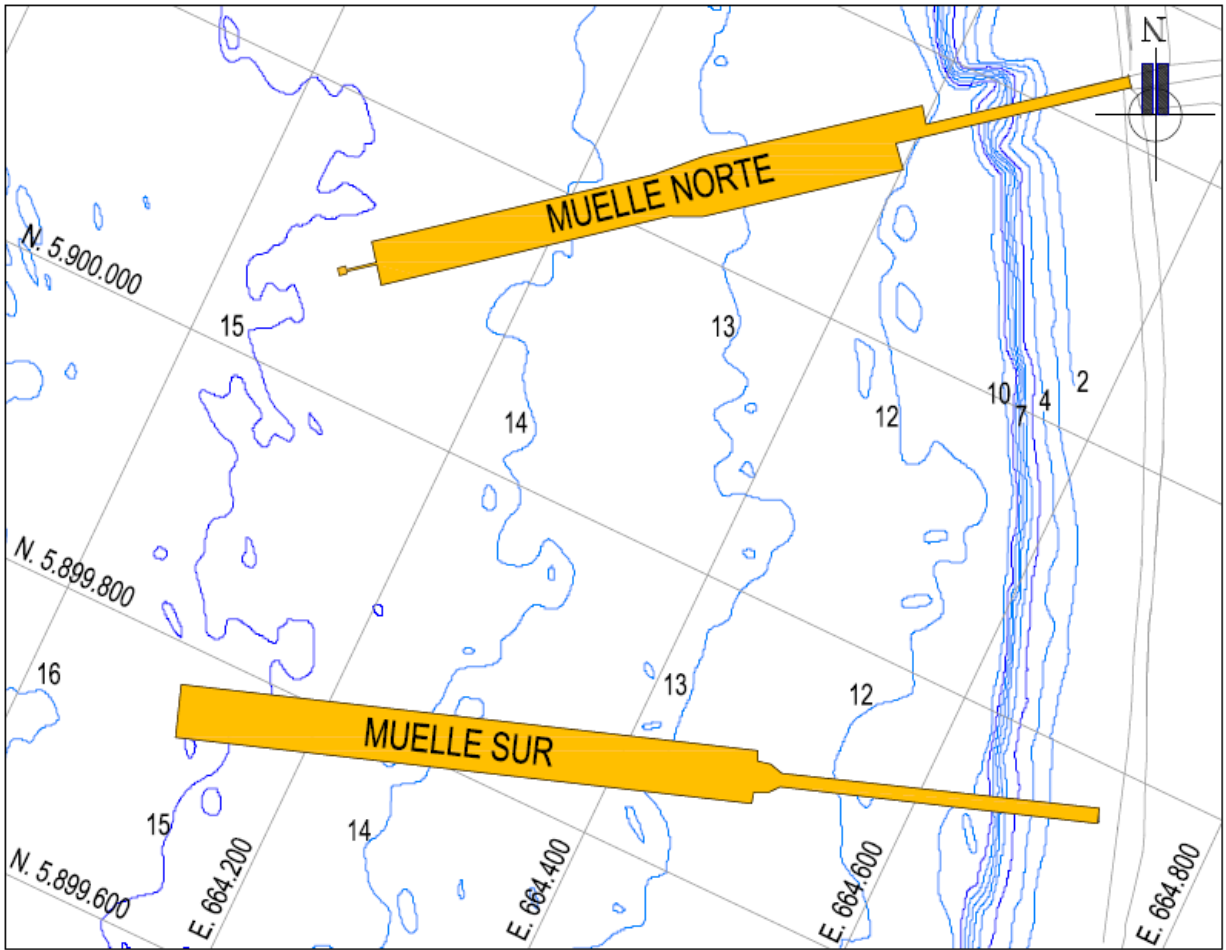


Fig. 6-9 Curvas de nivel sector Puerto de Coronel.

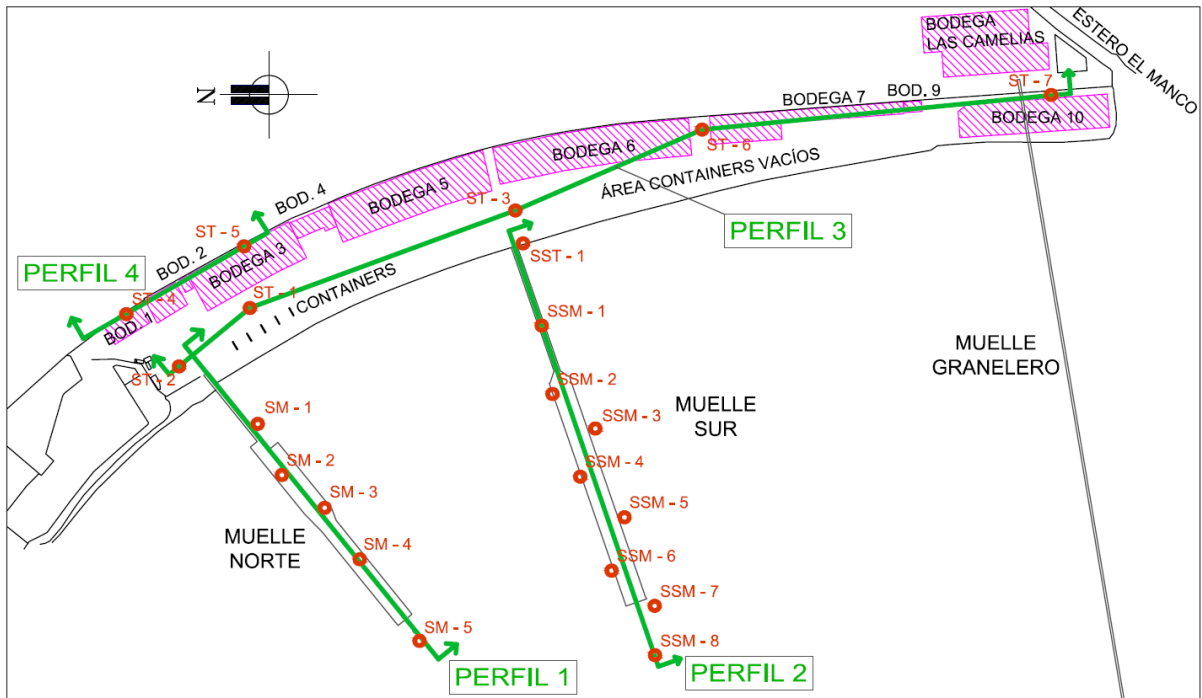
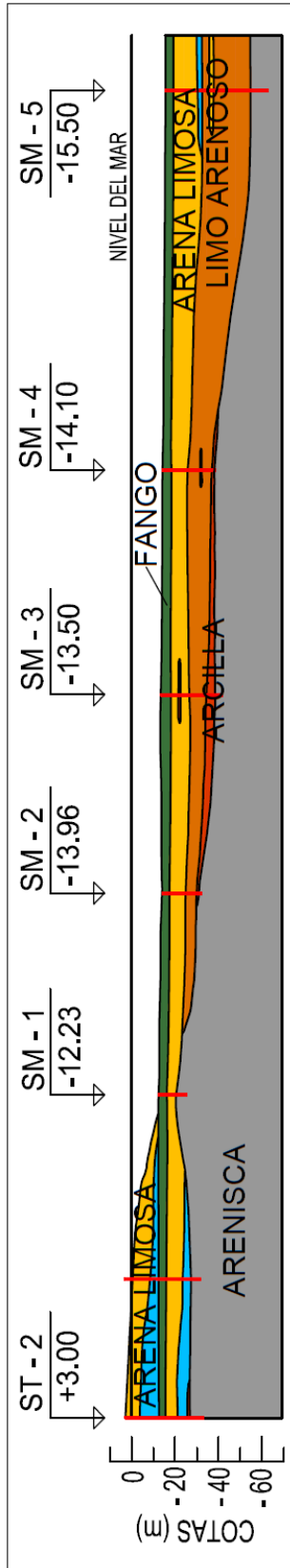


Fig. 6-10 Ubicación Sondajes y Perfiles en Puerto de Coronel.

En las Figs. 6-11 y 6-12 se grafica la interpretación estratigráfica realizada principalmente en base a los informes de Mecánica de Suelos del Muelle Norte, Sur y Explanada. Cabe señalar, que para el trazado de los perfiles necesariamente se han utilizado interpolaciones entre los sondajes.

En color azul se indican las arenas potencialmente licuables, vale decir, arenas saturadas con índices de penetración normalizados  $N_1 \leq 20$  golpes/pie. Se distinguen tres de estos estratos: uno superficial, cuyo riesgo de sufrir licuación depende de su estado de saturación, un segundo cercano a los 10 m de profundidad y que se concentra en el sector del acceso al Muelle Norte, y un tercero, ubicado a más de 20 m de profundidad.

### PERFIL 1: MUELLE NORTE



### PERFIL 2: MUELLE SUR

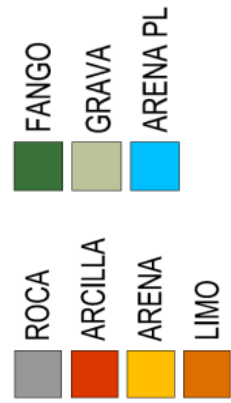
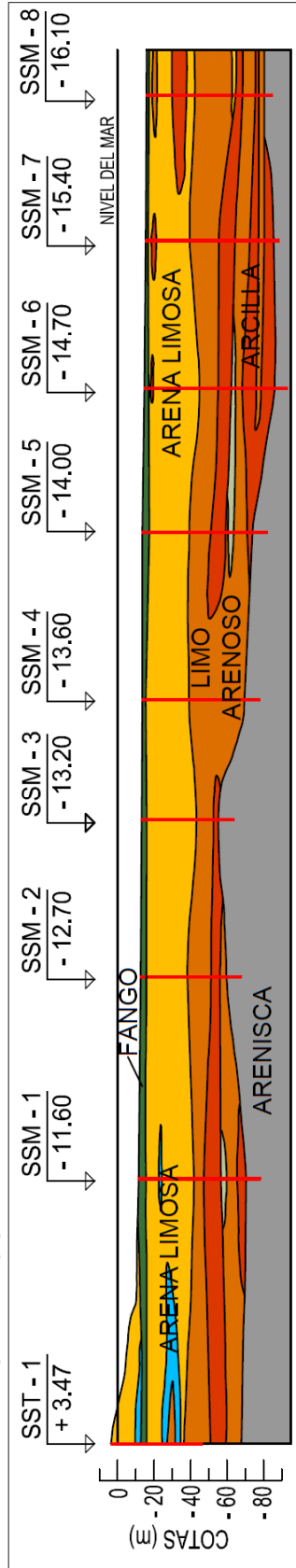
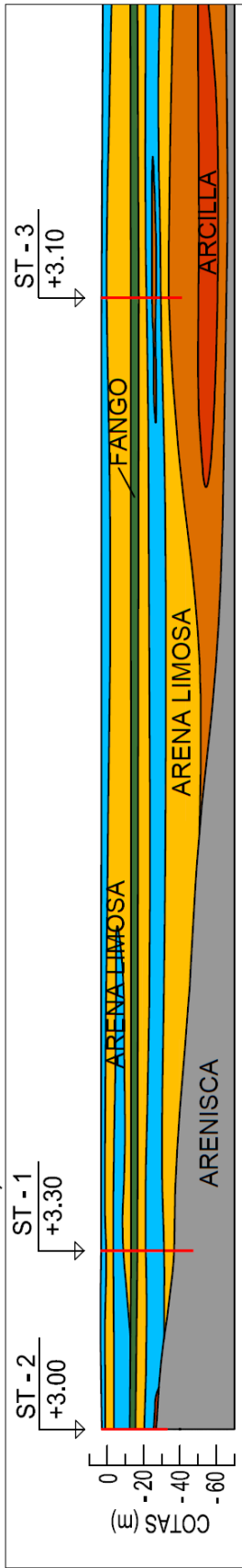
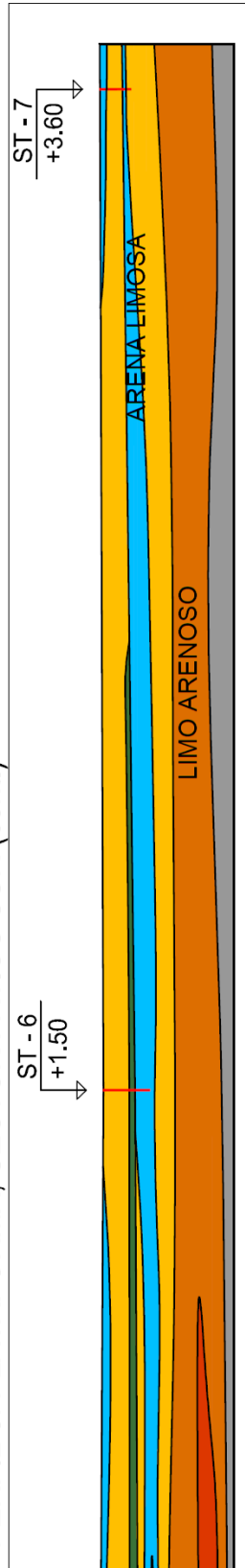


Fig. 6-11 Perfiles 1 y 2 Coronel. En azul, arenas potencialmente licuables (escala horizontal igual a vertical).

PERFIL 3: PLATAFORMA, SECTOR PATIOS NORTE



PERFIL 3: PLATAFORMA, SECTOR PATIOS SUR (cont.)



PERFIL 4: PLATAFORMA, SECTOR BODEGAS

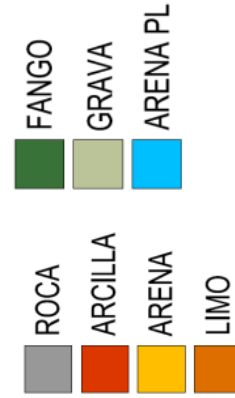
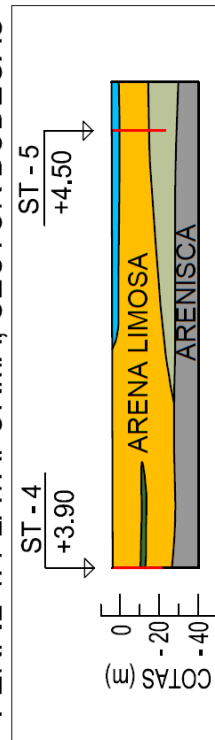


Fig. 6-12 Perfiles 3 y 4 Coronel. En azul, arenas potencialmente licuables (escala horizontal igual a vertical).



En las siguientes figuras se muestra un detalle de los sondajes situados en los sectores del talud de ambos muelles (Norte y Sur), y algunos perforados dentro del área de la explanada. En las figuras se incluyen los resultados de ensayos de SPT, con índices de penetración normalizados por confinamiento de  $1 \text{ kg/cm}^2$  (en rojo), curvas de contenido de finos (azul) y resultados de ensayos de límites de Atterberg para la fracción fina (verde).

En la Fig. 6-13 se presenta el perfil estratigráfico correspondiente al área del talud del Muelle Norte (Perfil 1 en Fig. 6-10), incluyéndose la proyección del Sondaje SST-1 del Muelle Sur, para complementar la información. Cabe destacar, la presencia del material fangoso bajo la explanada, lo que se podría explicar debido a que el material arenoso superior derivó de una posterior depositación a través de corrientes marinas y procedentes principalmente del río Bío-Bío, quedando con un bajo estado de densificación. Este fango, presenta una reducida resistencia, lo que se advierte por los bajos índices de penetración, e incluso, en algunos sondajes marítimos el martillo del equipo SPT descendió por su propio peso en el espesor del fango. Se observan además, dos estratos de arenas licuables, y el aumento de la resistencia del material arenoso hacia mar adentro.

La Fig. 6-14 detalla el sector próximo al talud en el Muelle Sur (Perfil 2 en Fig. 6-10), notándose una brusca profundización de la roca con respecto al Muelle Norte y la aparición de una mayor cantidad de estratos de suelos finos, especialmente de arcillas y limos plásticos, acrecentando la heterogeneidad del terreno. No obstante, se mantiene el estrato de fango de nula o baja resistencia a la penetración en la explanada y estratos de arenas de baja resistencia en ese mismo sector, aunque de menor potencia que los ubicados en el Muelle Norte.

Los perfiles del subsuelo ubicados en los patios del puerto (perfiles 3 y 4 en Fig. 6-10) se caracterizan por presentar arenas de resistencia media a baja, las cuales se concentran en el sector del Muelle Norte (Fig. 6-15), y un estrato ubicado a una profundidad cercana a los 15 m, que clasifica según la USCS, como SC, ML o MH, y cuyos resultados de índice de penetración estándar arrojan valores bajo los 5 golpes/pie, teniendo características similares al fango encontrado hacia mar adentro, por lo que se presume que pertenece al mismo material y por ende, el estrato de suelo fangoso se extendería en gran parte de las instalaciones del puerto.

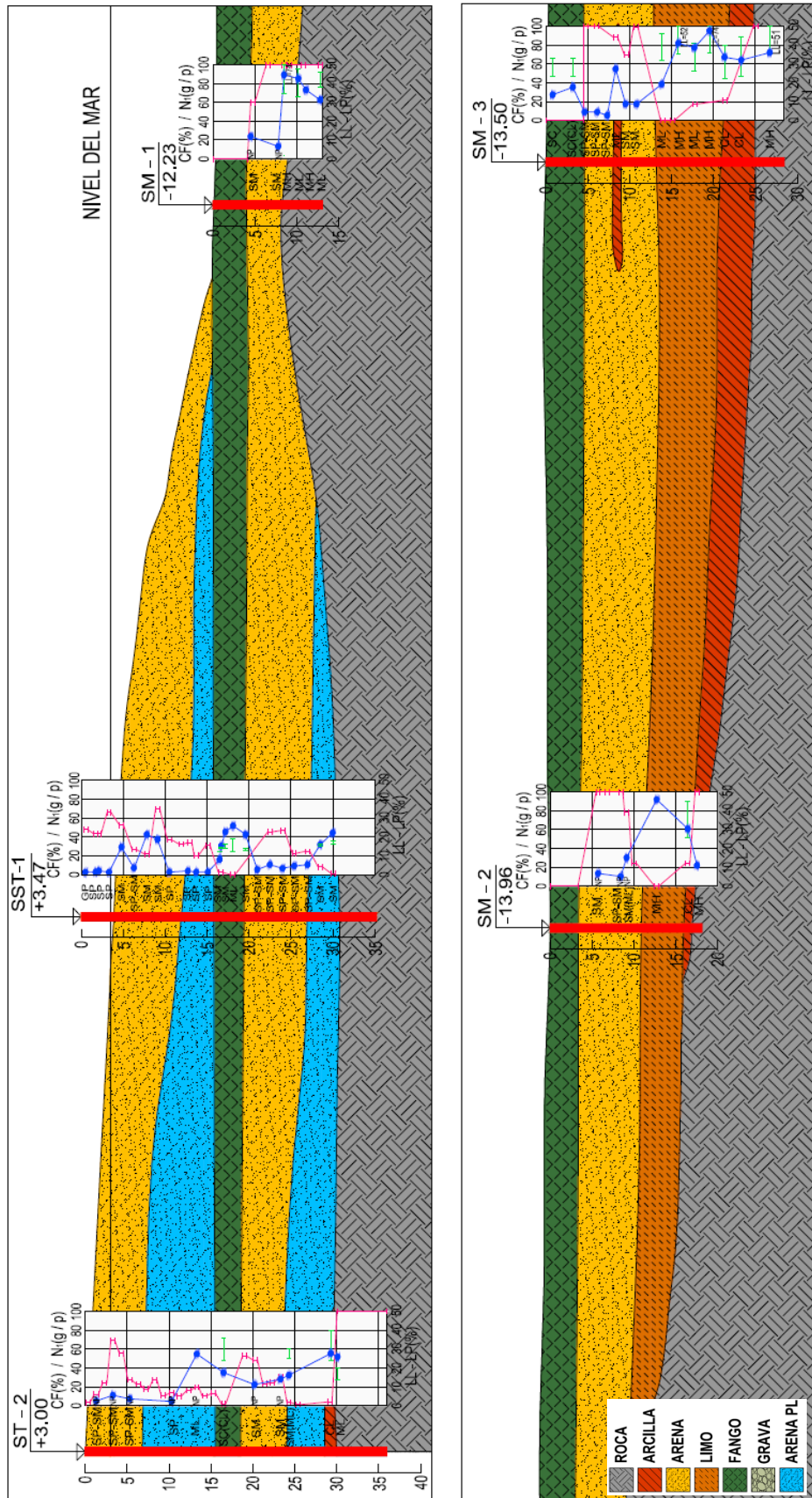


Fig. 6-13 Detalle estratigrafía M. Norte en Perfil 1 (Fig. 6-10) y resultados ensayos SPT (rojo), contenido de finos (azul) y Límites de Atterberg (verde).

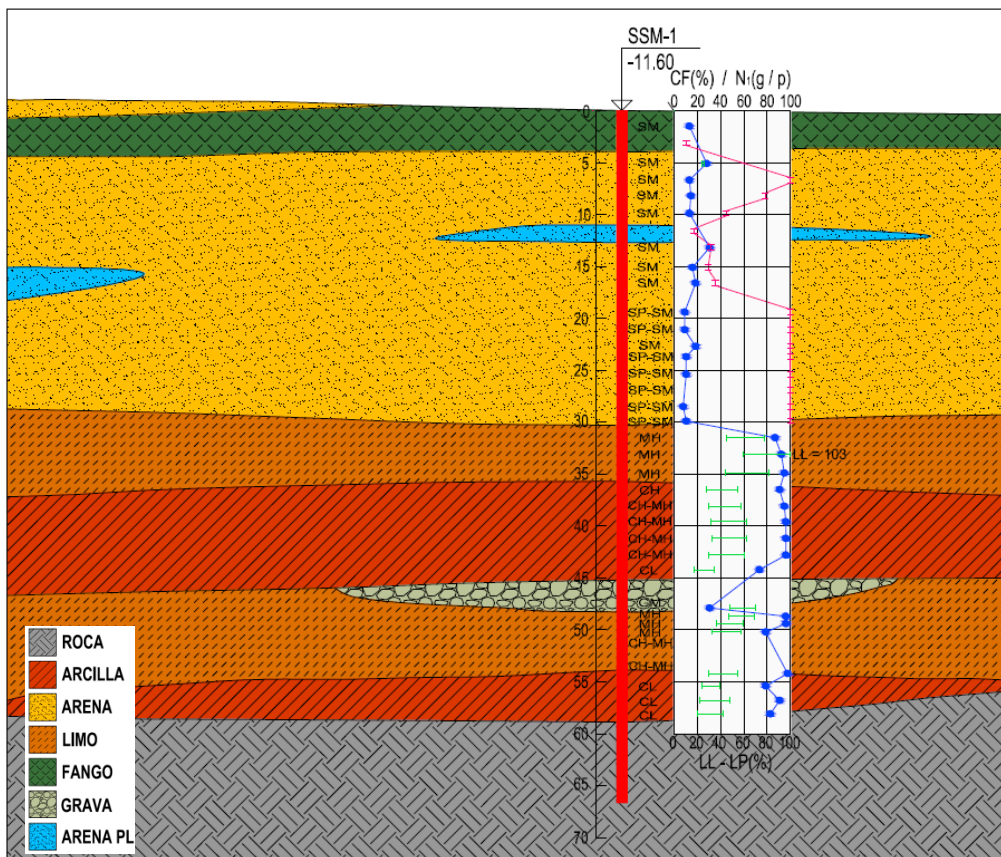
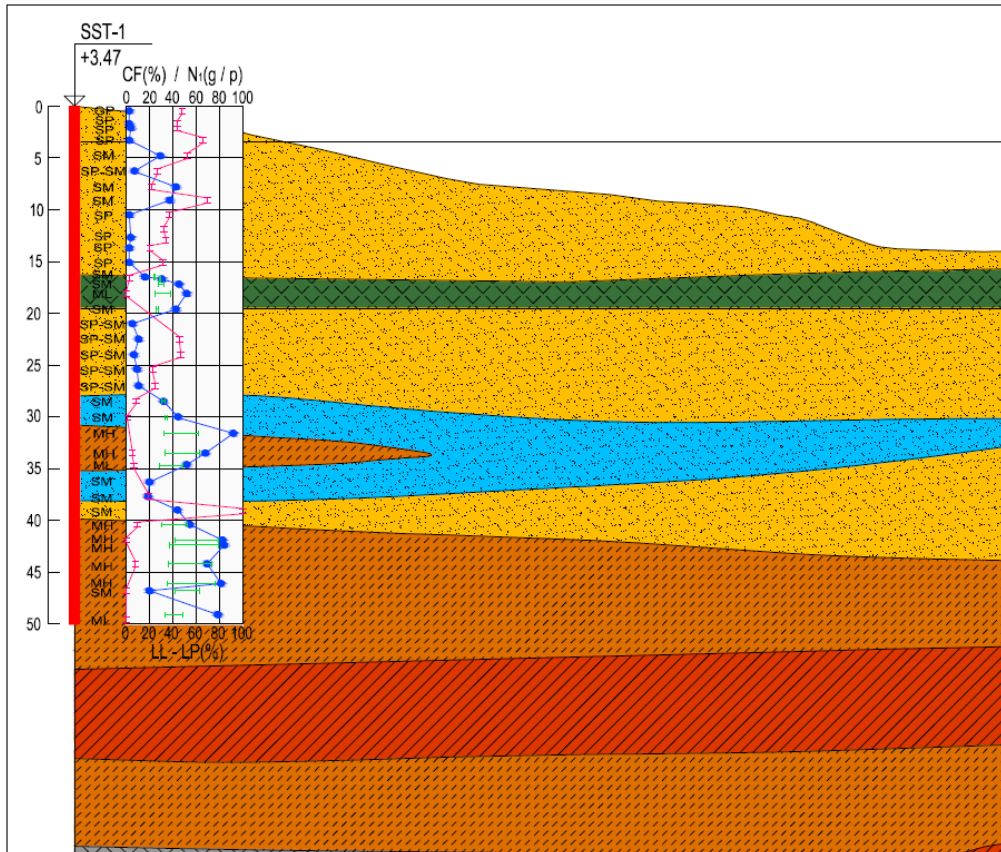


Fig. 6-14 Detalle estratigrafía M. Sur en Perfil 2 (Fig. 6-10) y resultados ensayos SPT (rojo), contenido de finos (azul) y Límites de Atterberg (verde).



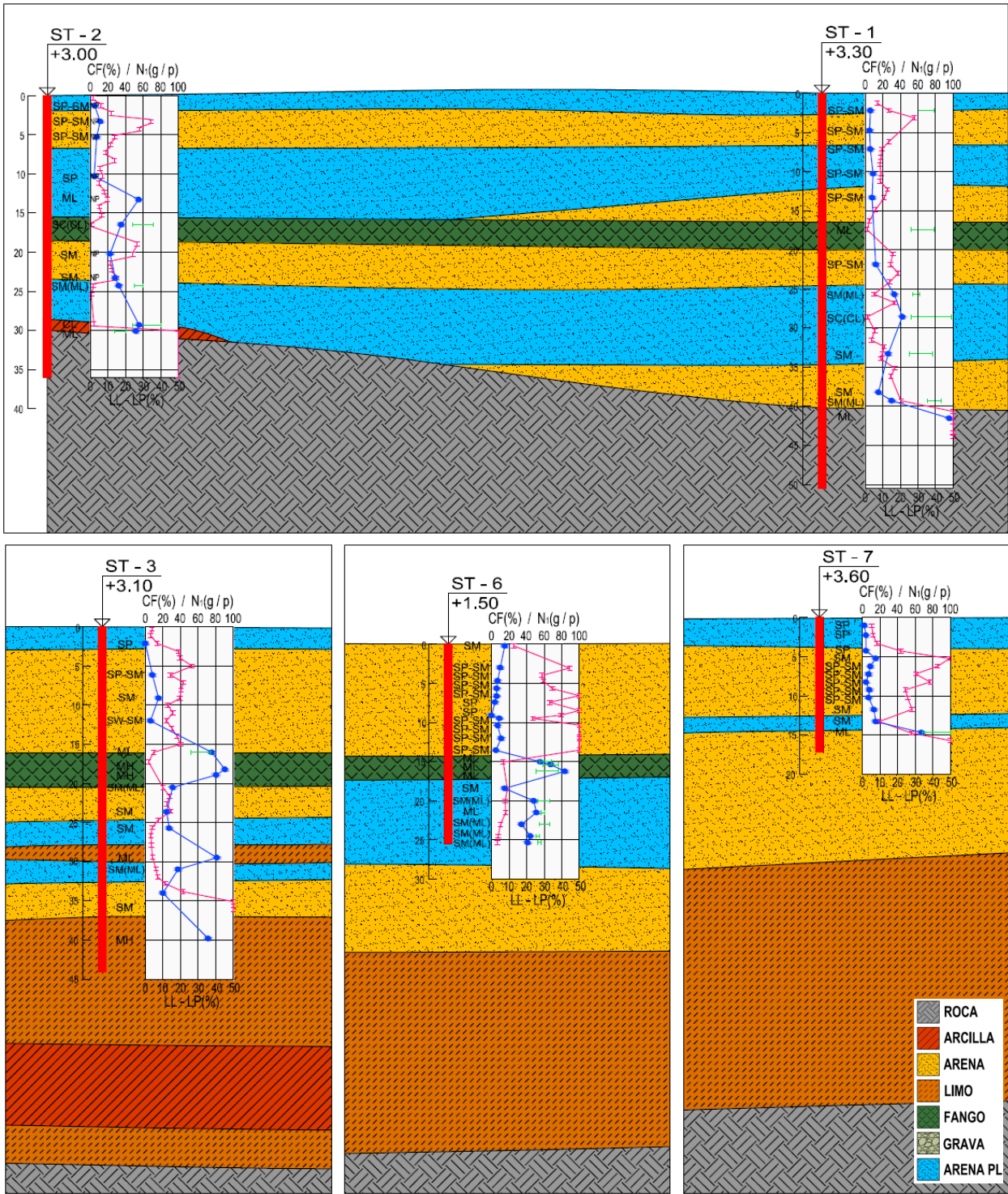


Fig. 6-15 Detalle estratigrafía Explanada en Perfil 3 (Fig. 6-10) y resultados ensayos SPT (rojo), contenido de finos (azul) y Límites de Atterberg (verde).



## 6.5. MEDICIÓN DE VELOCIDAD DE ONDAS DE CORTE

### 6.5.1. General

Gracias a la colaboración de IDIEM fue posible efectuar mediciones de SASW y ReMi en las instalaciones del Puerto de Coronel.

El ensayo de SASW se realizó a través de la aplicación de golpes reiterados con un combo y la lectura de la señal en 21 geófonos distanciados cada 4 metros en una longitud total de 80 m. Éstos fueron ubicados paralelos a la línea de la costa y de manera adyacente al Muelle Norte (Figs. 6-16 a 6-18). Con la misma disposición de los elementos receptores y con una medición de tipo pasiva durante 15 minutos, se desarrolló el ensayo ReMi.

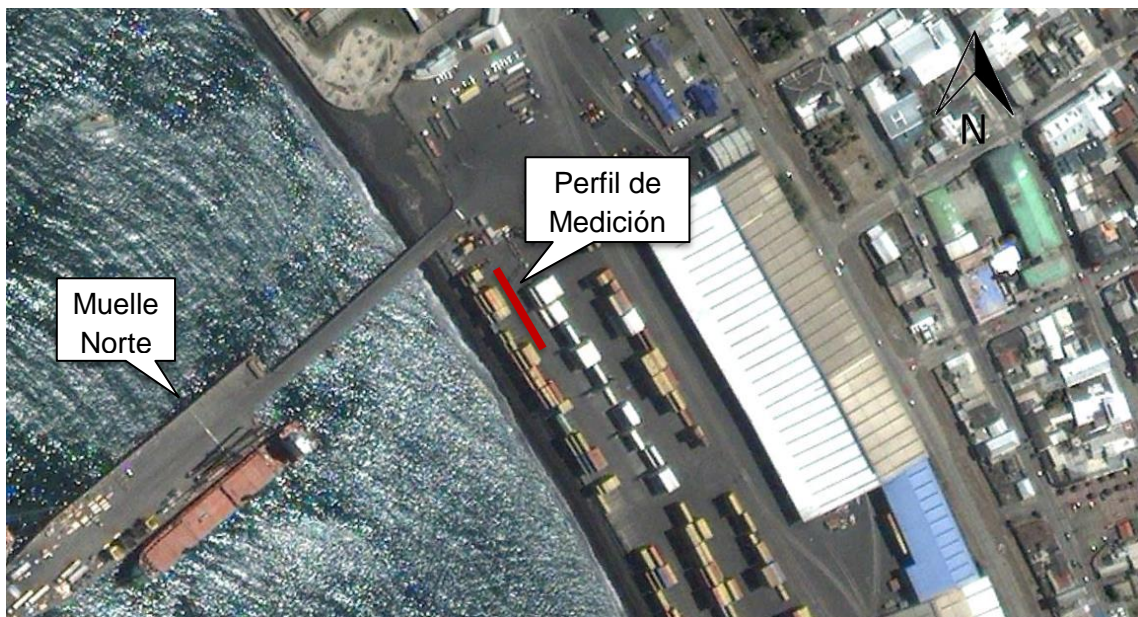


Fig. 6-16 Ubicación geófonos Puerto de Coronel (Google Earth).

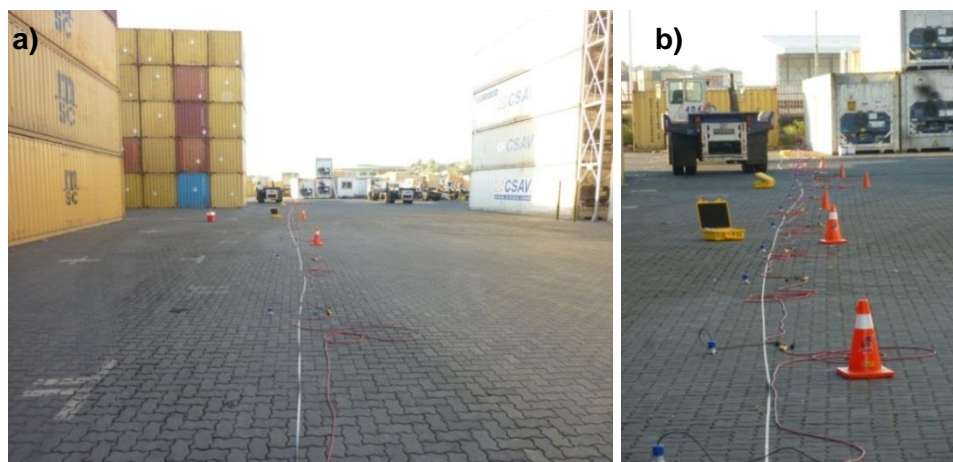


Fig. 6-17 Disposición geófonos para la medición en Coronel.



Fig. 6-18 Equipo de recepción de señales.

### 6.5.2. Resultados

Los resultados tanto del perfil de velocidad de ondas de corte y la correspondiente curva de dispersión se indican en la Fig. 6-19, donde es posible observar 4 horizontes principales, con velocidades entre 170 a 1100 m/s.

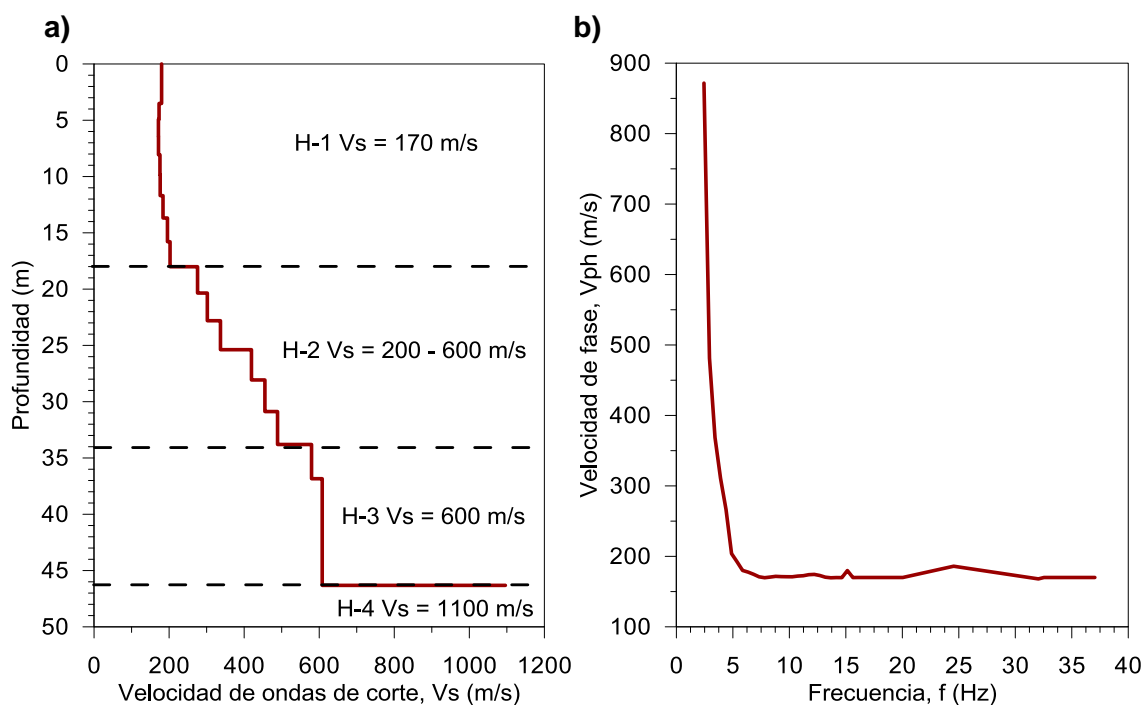


Fig. 6-19 a) Perfil de velocidad de ondas de corte y b) curva de dispersión Coronel.

### 6.5.3. Verificación del Perfil de Velocidad

A modo de comprobación de los resultados obtenidos por los ensayos SASW y ReMi para la medición de las velocidades de ondas, se efectuó un cálculo del perfil de velocidad del terreno a partir de los resultados de índices de penetración estándar de los sondajes ST1 y ST2. Para ello, se utilizó la correlación de Seed & Idriss (1983) que relaciona los resultados del índice de penetración estándar y el módulo de corte asociado a pequeñas deformaciones:

$$G_0 = 1000 \cdot K_2 \cdot (\sigma'_0)^{0.5} \text{ (psf)} \quad (17)$$

Donde,

$\sigma'_0$ : presión efectiva de confinamiento.

$$K_2 = 20 \cdot (N_{160})^{1/3}$$

Considerando la relación  $G_0 = \rho \cdot Vs^2$ , se obtiene para cada sondaje con medición de SPT, el perfil de velocidad de ondas de corte en profundidad de la Fig. 6-20b, junto con la curva obtenida de los ensayos SASW y ReMi. Adicionalmente, en la Fig. 6-20a se muestra la interpretación estratigráfica del sondaje más cercano a la medición (ST-2). En general, se observa una buena correspondencia entre los datos hasta los 25 m. A mayor profundidad, los ensayos SASW y ReMi quedan por sobre los valores obtenidos por la correlación.

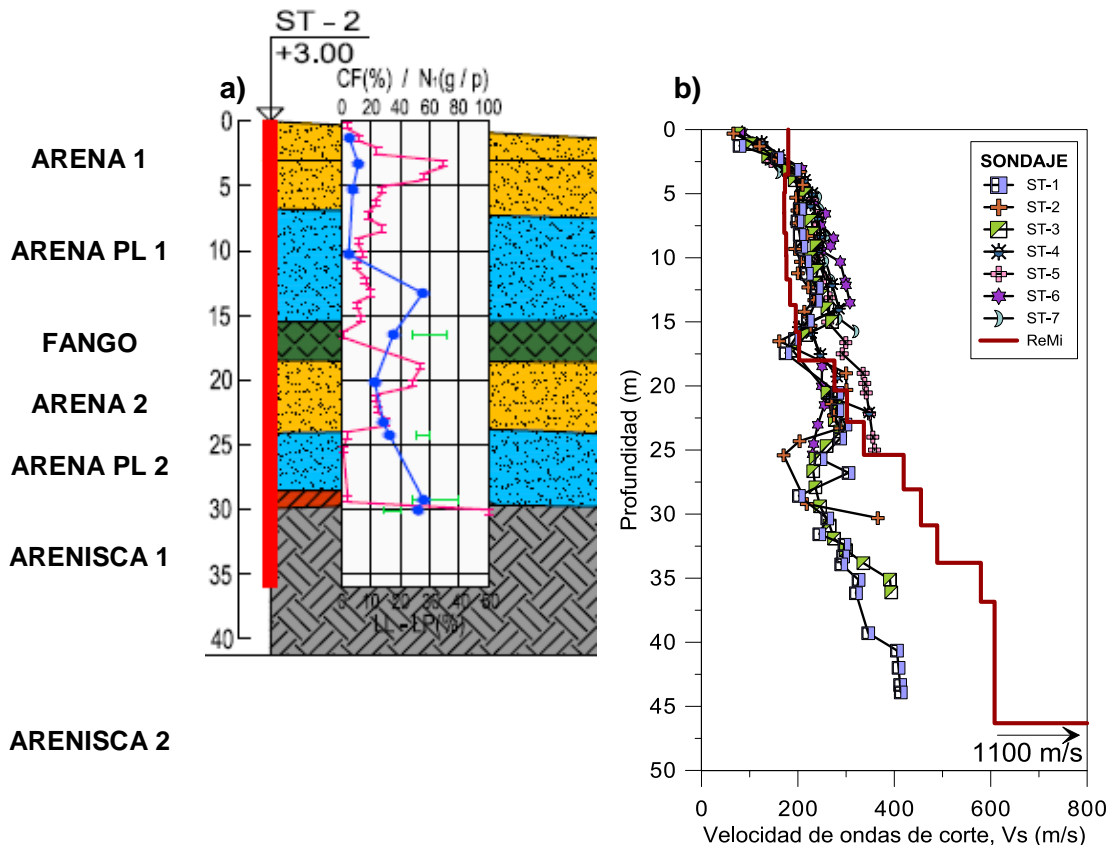


Fig. 6-20 Perfil de Velocidad medido por refracción y correlacionado con SPT.

En la Tabla 6-1 se resumen las velocidades de ondas de corte por material (representadas en orden desde la unidad superficial) y que fueron obtenidas en base al perfil de Vs medido en terreno.

Cabe reiterar, que la velocidad de ondas asociada al fango no fue detectada en los ensayos SASW y ReMi, pero sí es advertido en la correlación por SPT entre los 16 y 18 m de profundidad, siendo levemente inferior al caso de las arenas. Esta leve diferencia entre el material arenoso y el fango se estima que no refleja las características reales de este último. Por tanto, los parámetros de rigidez del fango serán adoptados, tal como se indica más adelante en el acápite 6.6.2, según los valores señalados en la literatura técnica.

Adicionalmente, en el caso de la arenisca se utilizan dos subdivisiones, según la profundidad, debido al quiebre de velocidad a 46 m de profundidad obtenido en los ensayos SASW y ReMi.

Tabla 6-1 Resumen velocidades de ondas por material.

| Material         | Vs (m/s) |
|------------------|----------|
| Arena 1          | 170      |
| Arena licuable 1 | 170      |
| Fango            | -        |
| Arena 2          | 300      |
| Arena licuable 2 | 450      |
| Arenisca 1       | 600      |
| Arenisca 2       | 1000     |

## 6.6. CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA DE LOS SUELOS

### 6.6.1. *General*

Tal como se ha indicado en los capítulos anteriores, se distinguen 4 tipos de suelos principales que conforman el subsuelo del Puerto: fango, arenas de compacidad media a alta, arenas potencialmente licuables, materiales finos (limos y arcillas blandas) y la roca de tipo arenisca.

A continuación se detallan sus características y se presentan los parámetros geotécnicos adoptados para el estudio del comportamiento del terreno del Muelle Norte. Por ende, los valores asumidos se basan principalmente de la información disponible de este muelle, y en particular, de aquella proveniente de los sondajes ubicados en el talud.



### 6.6.2. Fango

De acuerdo a González de Vallejo (2004), los suelos fangosos corresponden a depósitos finos (limosos y arcillosos), saturados y muy blandos, que suelen tener materia orgánica (4 - 5%). El contenido de agua es muy elevado (60 - 140%) y la estructura es muy floja. Son materiales muy deformables, con índices de compresión ( $C_c$ ) entre 0.4 y superiores a 1.0, lo que equivale a módulos de deformación medios de 10 a 30 kg/cm<sup>2</sup>. Poseen muy bajas resistencias no drenadas, aunque en superficie, ya sea por depositación de sales o efectos cíclicos de variación de mareas, pueden estar algo encostrados los 3 a 4 m superficiales, con lo que la resistencia puede duplicarse.

En el caso del terreno del puerto, este material se encuentra presente sobre el lecho marino y a 15 m de profundidad bajo la explanada, y es descrito como una arena limosa o limo blando de color verde oscuro a negro, por lo que el material fangoso se encontraría mezclado con depositaciones de arenas provenientes de corrientes marinas. En algunos sectores se encuentra con conchuelas y restos de materia orgánica.

Cabe señalar, que es un material que se caracteriza principalmente por su muy baja o nula resistencia a la penetración estándar, y de relativamente baja plasticidad.

En el sondaje terrestre SST-1 del Muelle Sur (Fig. 6-14), el reconocimiento geotécnico efectuado por Geovenor indica que entre los 16.40 y 16.6 m se ubica un lente de fango. Sin embargo, aparentemente existe una mezcla de material fangoso presente entre los 15 y 20 m que se evidencia por la descripción del perfil y por el índice SPT nulo medido entre los 14 y 16 m. La descripción visual indica lo siguiente:

*“Arena fina, muy limosa. Plasticidad nula a baja. Compacidad suelta. Presenta madera descompuesta, algo de carboncillo y restos de conchitas. Olor orgánico descompuesto. Color gris verdoso”.*

En la Fig. 6-21 se presentan las curvas granulométricas de dicho estrato y se advierte la variabilidad de la distribución de tamaños, con contenidos de finos entre 15 y 50%.

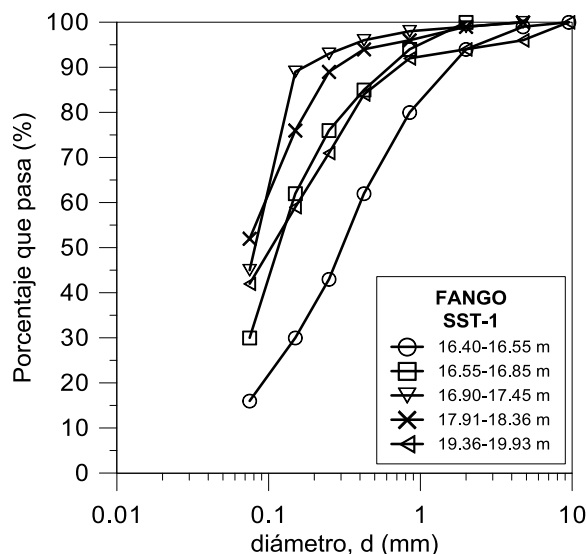


Fig. 6-21 Curva granulométrica fango sondaje SST-1.

La Fig. 6-22 muestra los resultados de ensayos de plasticidad de muestras de fango extraídas de ambos muelles y el sector de la explanada.

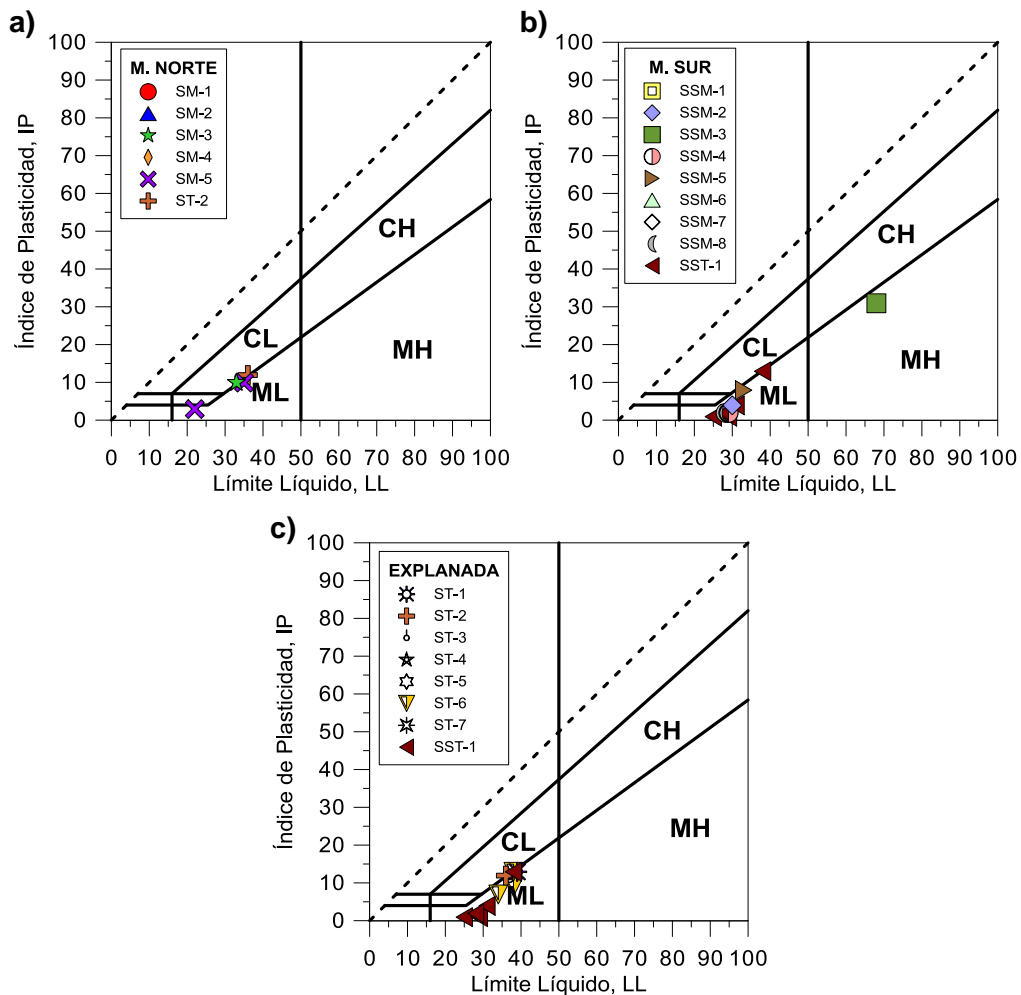


Fig. 6-22 Cartas de Plasticidad fango Muelles a) Norte, b) Sur y c) Explanada.

De la Fig. 6-22 se advierte que el material de fango se ubica entre la frontera de arcillas y limos de baja plasticidad, con límites líquidos entre 20 a 40 e índices de plasticidad de hasta  $IP = 15$ . Mar adentro en el muelle sur (SSM-3), posee una mayor plasticidad, con  $IP = 31$  y  $LL = 68$ .

González de Vallejo (2004) indica que el rango de variación de la resistencia no drenada de estos suelos, cuando no se encuentran en forma de costra, varía entre  $0.15$  a  $0.50 \text{ kg/cm}^2$ , mientras que otros autores (Burgos y Samper, 2007) obtienen valores aún menores (entre  $0.03$  a  $0.25 \text{ kg/cm}^2$  y un módulo de deformación de  $7.5 \text{ kg/cm}^2$ ) para materiales de tipo fango encontrados en el puerto de Valencia.

En el caso del Puerto de Coronel, no se tienen antecedentes de la resistencia del material. Sin embargo, los ensayos SPT indican que la cuchara desciende por su propio peso para este material en la mayoría de los sondajes, lo que implica bajas resistencias. La Fig. 6-23 muestra un histograma de las resistencias a la penetración del fango presente en el sector, exhibiendo un predominio entre 0 y 2 golpes/pie.

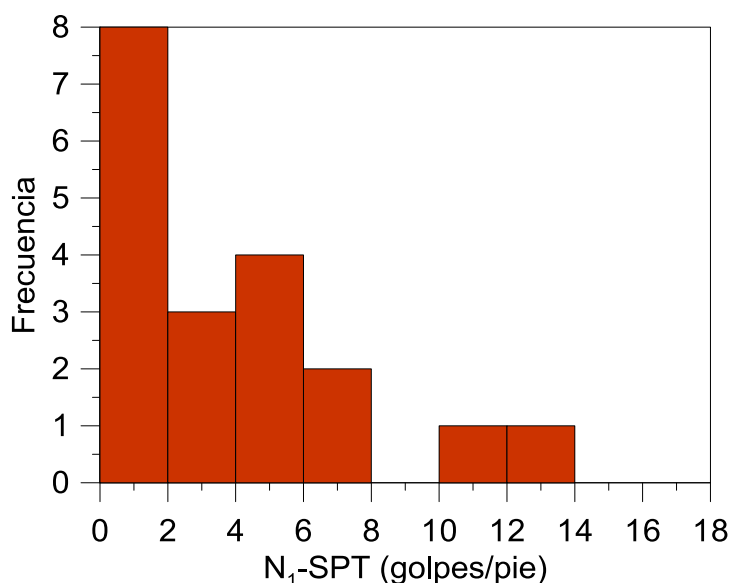


Fig. 6-23 Histograma de índices de penetración estándar normalizados del Fango Marino.

Diversos autores han obtenido correlaciones entre la resistencia no drenada de un material y el índice de penetración estándar. Bowles (1997) propone que para suelos de consistencia muy blanda y un rango de SPT entre 0 y 2 golpes/pie, la resistencia no drenada es menor a  $0.12 \text{ kg/cm}^2$ . Sin embargo, para efectos de este análisis, este parámetro para el fango se considerará una variable en el modelo numérico.

En la Tabla 6-2 se presentan los parámetros geotécnicos adoptados para el fango. Cabe reiterar que el módulo de deformación se definió según el rango indicado por González de Vallejo (2004) para este tipo de materiales, es decir, entre 10 y  $30 \text{ kg/cm}^2$ .

Tabla 6-2 Parámetros Geotécnicos Fango.

| Parámetro                                | Valor               |
|--|---------------------|
| Densidad, $\gamma$ ( $\text{t/m}^3$ )    | 1.7                 |
| Velocidad de Ondas de Corte, $V_s$ (m/s) | 67                  |
| $\nu$                                    | 0.3                 |
| $E_s$ ( $\text{kg/cm}^2$ )               | 20                  |
| $\phi$ ( $^\circ$ )                      | 0                   |
| $c$ ( $\text{kg/cm}^2$ )                 | $S_u = \text{var.}$ |

### 6.6.3. Arenas

Corresponde al material preponderante de las costas de Coronel. Se caracteriza por ser de color negro, en general bien graduadas y de tamaño máximo 1 a 2 cm.

Realizando una separación de acuerdo a su compacidad, las arenas compactas se ubican principalmente mar adentro, alcanzando en su mayoría SPT de 100 golpes/pie. Las arenas de densidad media se ubican en la explanada y en algunos sectores hacia el interior del mar. Por su parte, las arenas potencialmente licuables o de baja

compacidad se ubican preferentemente en la explanada y en especial hacia el sector del Muelle Norte.

En la Fig. 6-24 se presentan las curvas granulométricas de muestras de arenas extraídas del Sondaje SST-1 del Muelle Sur. En azul se indican aquellas con índices de penetración bajo 20 golpes/pie y por ende, susceptibles de sufrir licuación. En general, se aprecia una clara banda de ubicación de este material, y una uniformidad de tamaños (baja graduación). En general, el tamaño máximo de dichas muestras son 10 mm, mientras que los contenidos de finos varían entre 2 y 45%.

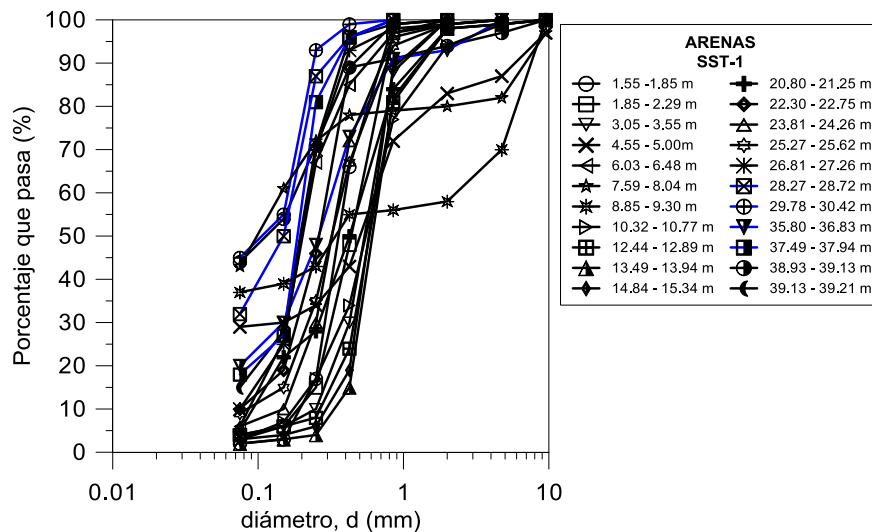


Fig. 6-24 Curvas granulométricas arenas sondaje SST-1.

Al graficar en conjunto la curva de Tsuchida (1970) para los materiales más licuables se aprecia que la mayoría de las curvas quedan contenidas completamente dentro del área propuesta por Tsuchida, como lo indica la Fig. 6-25.

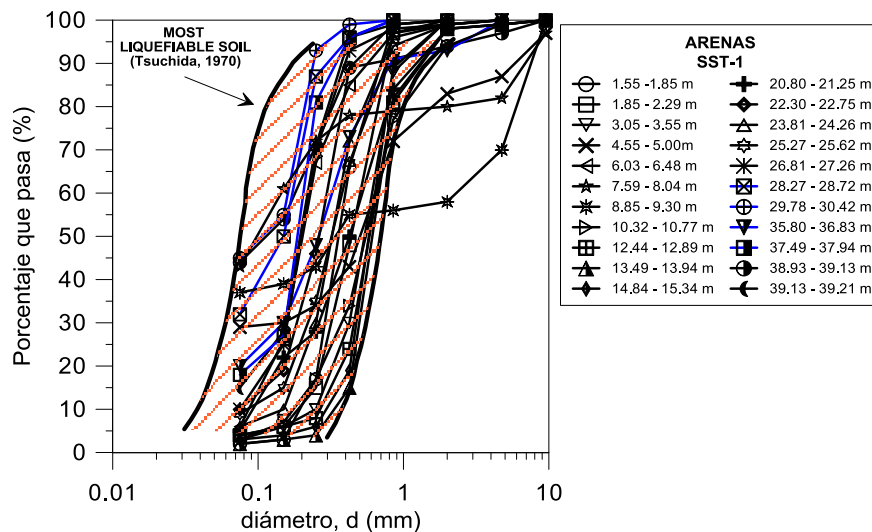


Fig. 6-25. Curvas granulométricas de Coronel y banda definida por Tsuchida para arenas licuables.



En relación a la plasticidad de la fracción fina de las arenas presentes en el Puerto, es posible señalar que gran parte resultaron ser no plásticas (N.P.). La Fig. 6-26 corresponde a los especímenes que evidenciaron cierto nivel de plasticidad, los que en general se sitúan bajo el 50 de límite líquido e índice de plasticidad de hasta 15, con algunas muestras de mayor plasticidad.

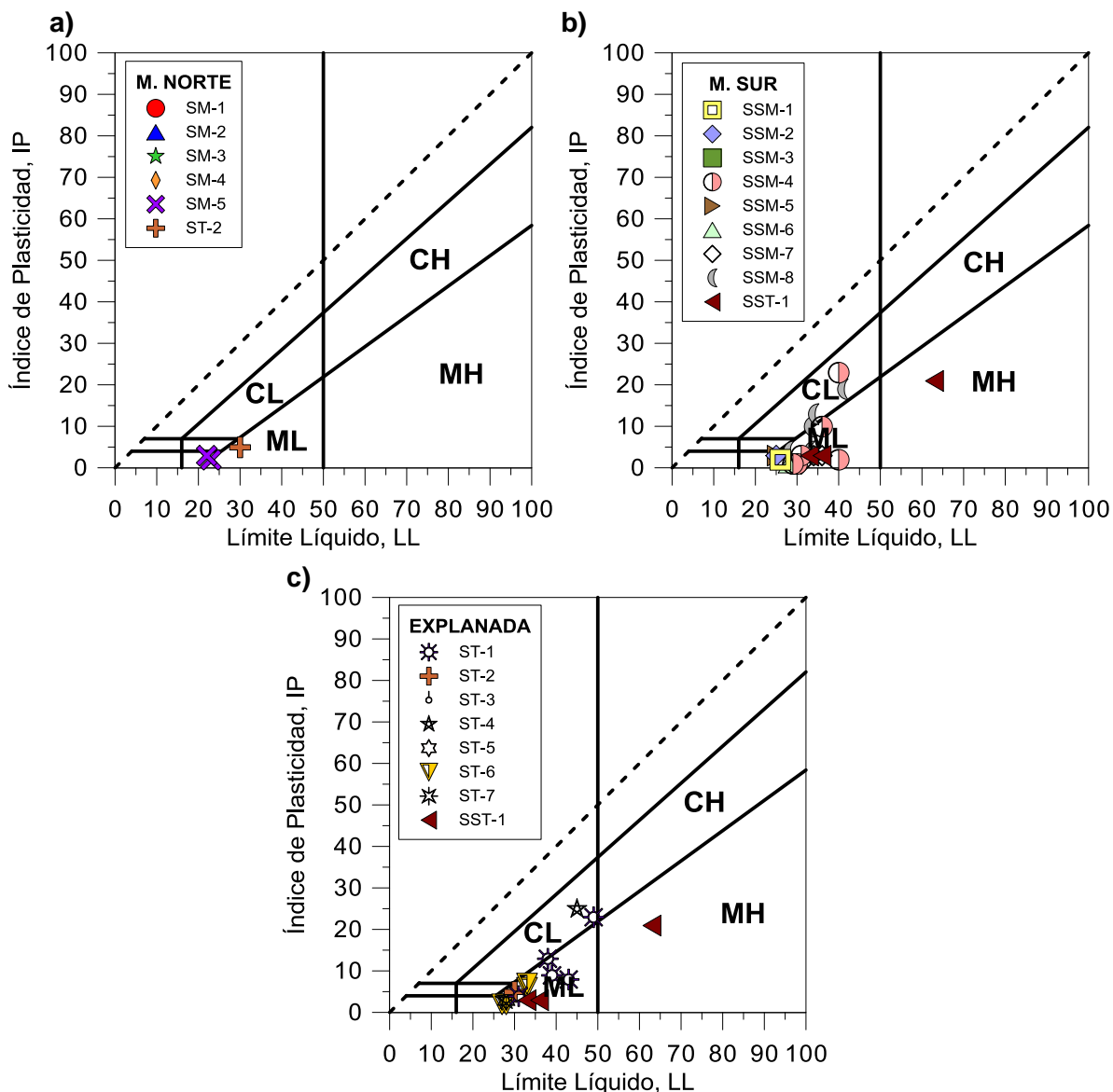


Fig. 6-26 Cartas de Plasticidad arenas Muelles a) Norte, b) Sur y c) Explanada.

En la Tabla 6-3 se presentan los parámetros geotécnicos de los dos estratos de arenas no licuables. Los módulos de deformación fueron obtenidos en base al perfil de velocidad de ondas de corte (ver Tabla 6-1), con 170 m/s para la arena no licuable superficial y 300 m/s como valor medio para la arena no licuable más profunda.

Los parámetros de resistencia se consideraron drenados con un ángulo de fricción igual a 35° y cohesión nula, lo que se estima son valores representativos para este tipo de materiales.

Tabla 6-3 Parámetros Geotécnicos Arenas.

| Parámetro                              | Arena 1 | Arena 2 |
|--|---------|---------|
| Densidad, $\gamma$ (t/m <sup>3</sup> ) | 1.8     | 1.8     |
| Velocidad de Ondas de Corte, Vs (m/s)  | 170     | 300     |
| $\nu$                                  | 0.3     | 0.3     |
| Es (kg/cm <sup>2</sup> )               | 138     | 429     |
| $\phi$ (°)                             | 35      | 35      |
| c (kg/cm <sup>2</sup> )                | 0       | 0       |

- Arenas Licuables**

Los materiales potencialmente licuables, es decir, arenas con índice de penetración estándar bajo los 20 golpes/pie, se ubican principalmente en la explanada del puerto. En el sondaje ST-2 del Muelle Norte (Fig. 6-13) se encuentra entre los 6 a 15 m y entre los 25 y 30 m de profundidad. En el Muelle Sur se ubica entre los 14 y 16 m y con algo de presencia entre los 28 y 38 m. En el sector de la explanada (perfil 3), es donde mayoritariamente se ubican las arenas sueltas, notándose una importante concentración en el sector norte.

En la Fig. 6-27 se presentan los índices de penetración estándar menores o iguales a 20 golpes/pie, ajustados por el contenido de finos de acuerdo a la recomendación de Seed (1987) y además, se ha asumido una corrección por energía igual a  $C_E = 1$  ya que no se tiene información acerca del tipo de martillo usado en los ensayos. Debido a que en los primeros metros el material no se encontraría saturado, se ha descartado la licuación en los primeros 5 m. Por tanto, el suelo potencialmente licuable se concentra entre los 8 y 15 m, y entre los 24 y 32 m. Intentando efectuar un promedio en el primer sector se tiene alrededor de 13 golpes/pie como valor característico, mientras que en el estrato más profundo se considera 6 golpes/pie.

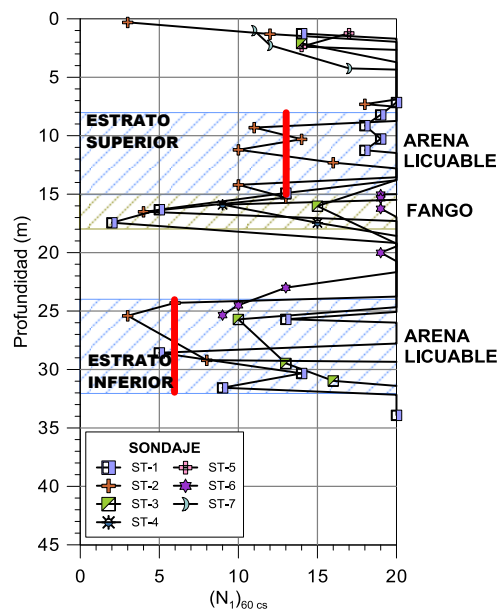


Fig. 6-27.  $N_1$ -SPT normalizado por contenido de finos para arenas licuables.

En definitiva, a partir de las correlaciones para arenas limpias entregadas por Idriss & Boulanger (2007) se tiene que la resistencia no drenada para el estrato licuable superior es  $0.18 \text{ kg/cm}^2$  y  $0.06 \text{ kg/cm}^2$  para el estrato más profundo (Fig. 6-28).

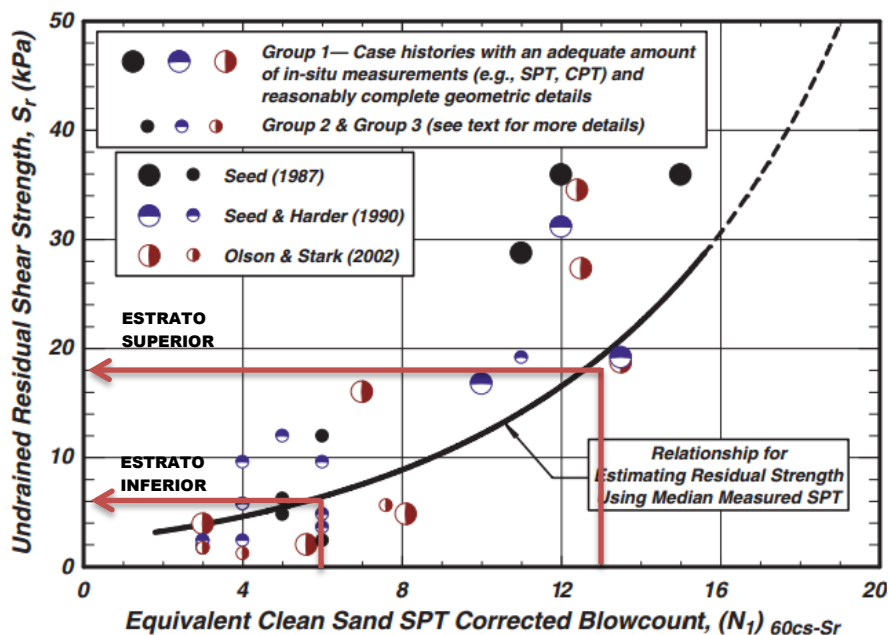


Fig. 6-28 Resistencia no drenada residual para estratos potencialmente licuables (Idriss and Boulanger, 2007).

En la Tabla 6-4 se presentan los parámetros geotécnicos asociados a los dos estratos de arenas licuables.

Tabla 6-4 Parámetros Geotécnicos Arenas Licuables.

| Parámetro                                | Arena Lic. 1     | Arena Lic. 2     |
|--|------------------|------------------|
| Densidad, $\gamma$ ( $\text{t/m}^3$ )    | 1.8              | 1.8              |
| Velocidad de Ondas de Corte, $V_s$ (m/s) | 170              | 450              |
| $\nu$                                    | 0.3              | 0.3              |
| $E_s$ ( $\text{kg/cm}^2$ )               | 138              | 966              |
| $\phi$ ( $^\circ$ )                      | 0                | 0                |
| $c$ ( $\text{kg/cm}^2$ )                 | $c = S_u = 0.18$ | $c = S_u = 0.06$ |

#### 6.6.4. Limos y Arcillas

Este tipo de materiales se desarrollan principalmente hacia mar adentro y se caracterizan por una muy baja resistencia a la penetración y plasticidades variables. Por el tipo de depositación y las características de este material, se estima corresponderían a capas de fango de mayor antigüedad. La Fig. 6-29 muestra las curvas granulométricas de los limos ubicados en el sondaje SST-1.

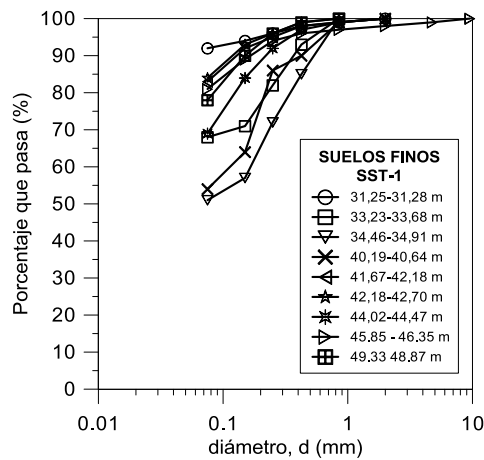


Fig. 6-29. Curvas granulométricas de limos en sondaje SST-1.

Las cartas de plasticidad, tanto de limos y arcillas, se presentan en la Fig. 6-30, donde se aprecia la gran variabilidad de resultados, pero que en general se alinean en una limitada banda cerca del límite de separación entre limos y arcillas, lo que indicaría que ambos materiales son de similares características. Se advierte además, que los materiales más plásticos se ubican en el Muelle Sur.

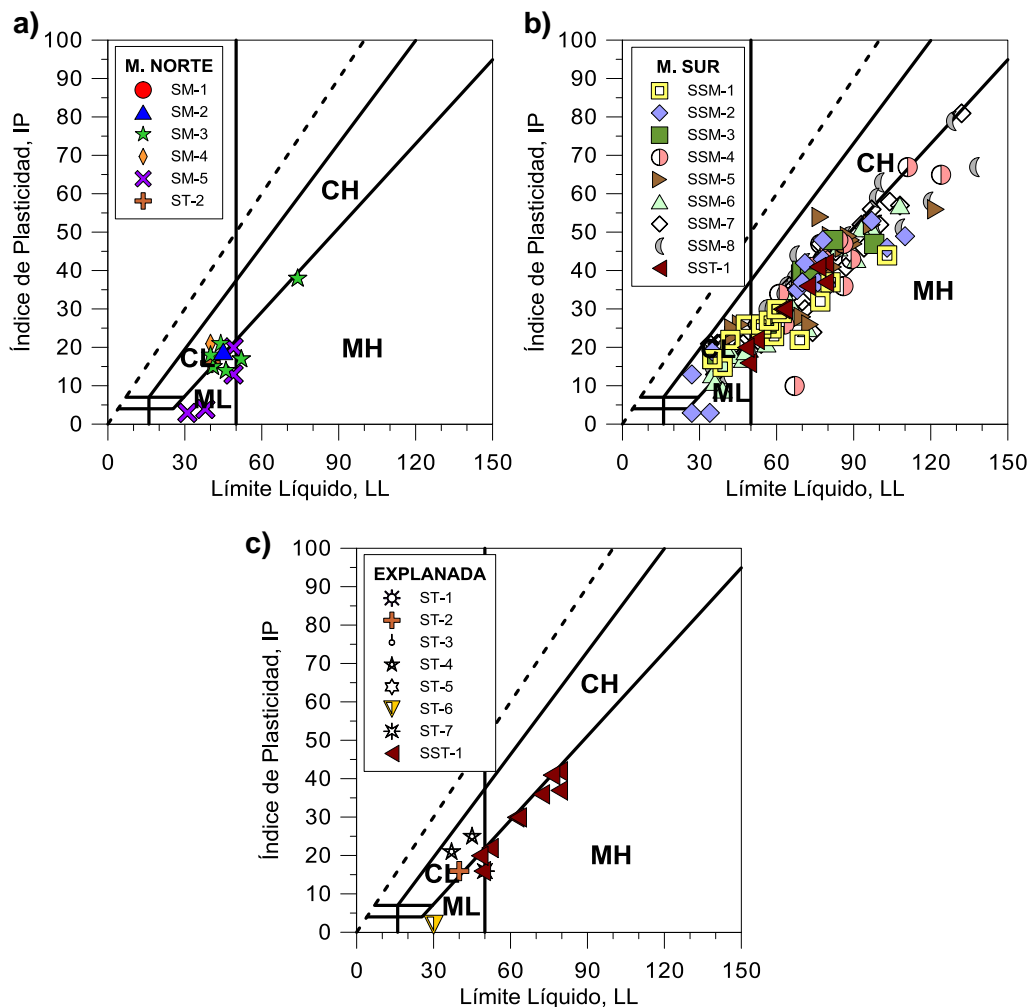


Fig. 6-30. Cartas de Plasticidad para limos y arcillas Muelles a) Norte, b) Sur y c) Explanada.



En la Tabla 6-5 se presentan los valores adoptados para los materiales de limos y arcillas, los cuales fueron considerados semejantes al fango presente en la explanada del muelle. Cabe señalar, que se estima que este material no controlará la estabilidad del talud del muelle norte, dada su ubicación hacia mar adentro.

Tabla 6-5 Parámetros Geotécnicos Limos y Arcillas.

| Parámetro                              | Valor                    |
|--|--------------------------|
| Densidad, $\gamma$ (t/m <sup>3</sup> ) | 1.7                      |
| Velocidad de Ondas de Corte, Vs (m/s)  | 67                       |
| $\nu$                                  | 0.3                      |
| Es (kg/cm <sup>2</sup> )               | 20                       |
| $\phi$ (°)                             | 0                        |
| c (kg/cm <sup>2</sup> )                | c = S <sub>u</sub> = 1.0 |

#### 6.6.5. Arenisca

De color gris claro, de grano fino y con variable grado de cementación, la roca presente en el puerto se desarrolla como una cuenca con profundidades entre los 8 y 30 m en el sector de ingreso del Muelle Norte, ahondándose hasta los 60 – 70 m en el Muelle Sur.

De acuerdo a información de sondajes de ambos muelles, esta roca de tipo sedimentaria, posee un grado de cementación variable, presentándose zonas de arena compacta y exenta de cementación. En algunos sectores se encuentra muy meteorizada, alterada y con fracturas que disminuyen a mayores profundidades. La Fig. 6-31 corresponde a una fotografía de muestras extraídas de uno de los sondajes del Muelle Norte.



Fig. 6-31 Roca Sedimentaria (Puerto de Coronel, 2012).

En la Fig. 6-32a se muestran los valores de RQD de las muestras extraídas en el Muelle Sur. Se observa un aumento de la calidad de la roca en profundidad, llegando el RQD al 100% en los sondajes SSM-1, SSM-2, SSM-3, SSM-4 y SSM-5, exceptuando los tres últimos sondajes ubicados mar adentro (SSM-6, SSM-7 y SSM-8) cuyos valores fluctuaron entre 10 y 40%. En la Fig. 6-32b se entregan los resultados obtenidos para

los ensayos de compresión simple, donde es posible apreciar la gran variabilidad de resultados, con resistencias que varían mayoritariamente de 150 a 500 kg/cm<sup>2</sup>.

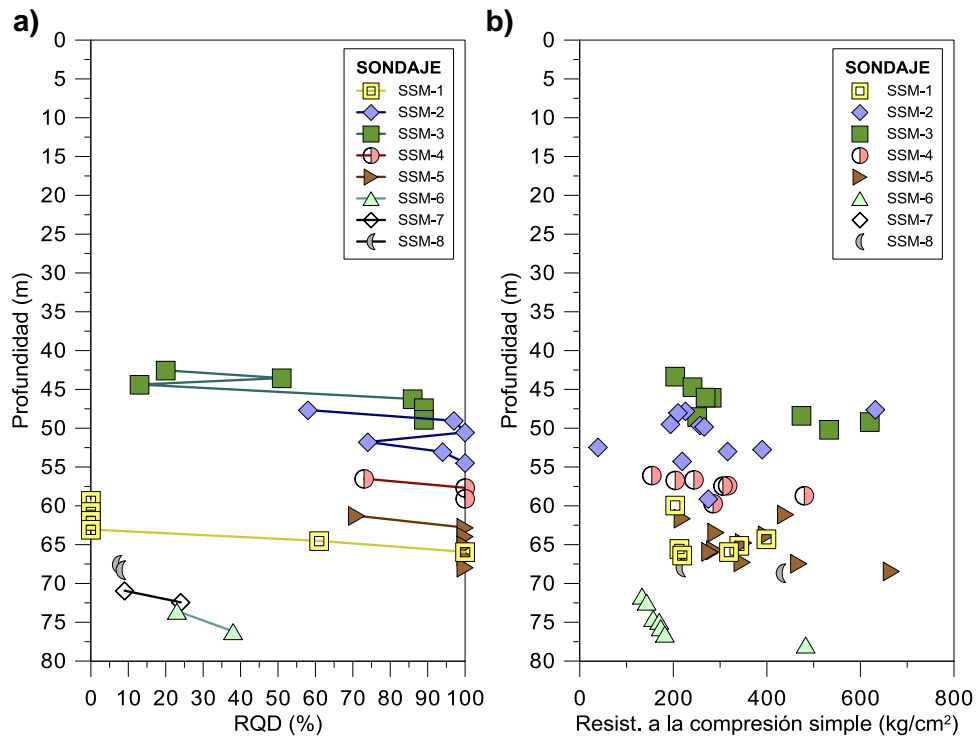


Fig. 6-32 Resultados a) RQD y b) resistencia a la compresión simple en muestras del Muelle Sur.

Para verificar los valores de módulo de deformación que se infieren a partir del perfil de velocidad de ondas de corte, es posible utilizar las gráficas de González de Vallejo (2004) que relacionan el módulo de deformación de la roca con su resistencia a la compresión simple, distinguiendo entre los casos de rocas metamórficas, sedimentarias e ígneas (Fig. 6-33).

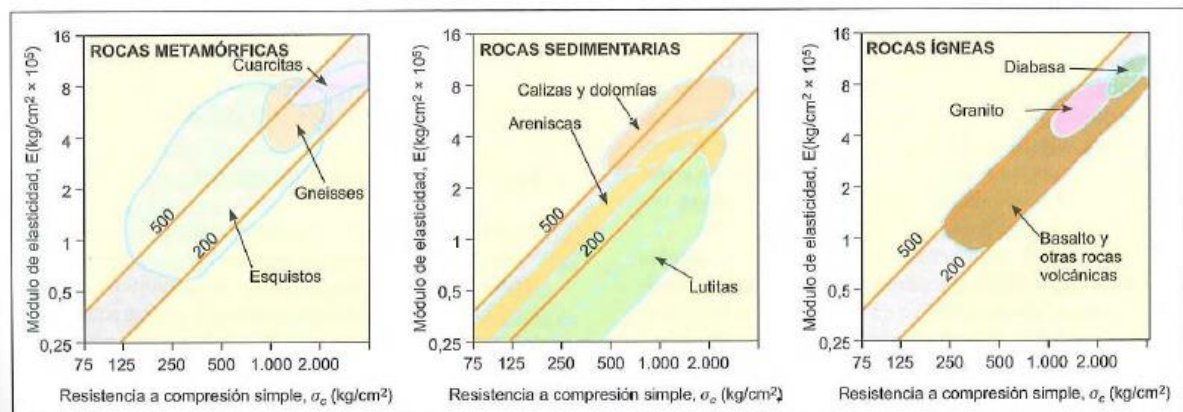


Fig. 6-33 Clasificación de las rocas (González de Vallejo, 2004).

En este caso, y de acuerdo a los resultados de la Fig. 6-32b, las resistencias se ubican preferentemente entre 150 y 500 kg/cm<sup>2</sup>. Según González de Vallejo (2004) el módulo variaría entre  $5.0 \times 10^4 \text{ kg/cm}^2$  y  $1.6 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$  para esta roca de tipo sedimentaria y por

ende, las velocidades de onda estarían en el rango entre 1000 y 1800 m/s, lo que es compatible con la velocidad de ondas obtenida de la medición realizada (acápite 6.5).

A partir de datos seleccionados por González de Vallejo (2004), los valores típicos de ángulo de fricción para areniscas en estado sano varían entre 30 y 50°, mientras que la cohesión va entre los 80 a 350 kg/cm<sup>2</sup> y con velocidades de ondas entre los 1400 y 4200 m/s.

Para ajustar los parámetros de resistencia de la arenisca, se utilizará la siguiente expresión que describe el criterio de falla Mohr-Coulomb:

$$q_u = 2 \cdot c \cdot \tan(45 + \phi/2) \quad (18)$$

Donde,

- $q_u$ : resistencia a la compresión simple de la roca
- $c$ : cohesión
- $\phi$ : ángulo de fricción

Luego, a partir de los resultados expuestos con anterioridad, se estima conveniente utilizar un ángulo de fricción de 40° y  $q_u = 300$  kg/cm<sup>2</sup> (valor característico obtenido de la Fig. 6-32). Por tanto, se ha caracterizado con los siguientes parámetros de resistencia al corte:

$$c = 70 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi = 35^\circ$$

En la Tabla 6-6 se presentan los parámetros geotécnicos de la arenisca, la que fue separada en una roca superficial fracturada (Arenisca 1) y una de mayor profundidad (Arenisca 2).

Tabla 6-6 Parámetros Geotécnicos Arenisca.

| Parámetro                                | Arenisca 1 | Arenisca 2 |
|--|------------|------------|
| Densidad, $\gamma$ (t/m <sup>3</sup> )   | 2          | 2          |
| Velocidad de Ondas de Corte, $V_s$ (m/s) | 600        | 1000       |
| $\nu$                                    | 0.25       | 0.25       |
| $E_s$ (kg/cm <sup>2</sup> )              | 18349      | 50968      |
| $\phi$ (°)                               | 40         | 40         |
| $c$ (kg/cm <sup>2</sup> )                | 70         | 70         |

## 6.7. RESUMEN CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA

A partir de los resultados de los ensayos expuestos y los parámetros obtenidos de la literatura, en la Tabla 6-7 se presenta un resumen de la caracterización de cada uno de los materiales presentes en el modelo numérico.

Tabla 6-7 Resumen Parámetros Geotécnicos.

| Material         | $\gamma$ (t/m <sup>3</sup> ) | Vs (m/s) | $\nu$ | Es (kg/cm <sup>2</sup> ) | $\phi$ (°) | c (kg/cm <sup>2</sup> ) |
|------------------|------------------------------|----------|-------|--------------------------|------------|-------------------------|
| Arena 1          | 1.8                          | 170      | 0.3   | 138                      | 35         | 0                       |
| Arena licuable   | 1.8                          | 170      | 0.3   | 138                      | 0          | $S_u = 0.18$            |
| Fango            | 1.7                          | 67       | 0.3   | 20                       | 0          | $S_u = \text{var.}$     |
| Arena 2          | 1.8                          | 300      | 0.3   | 429                      | 35         | 0                       |
| Arena licuable 2 | 1.8                          | 450      | 0.3   | 966                      | 0          | $S_u = 0.06$            |
| Limo             | 1.7                          | 67       | 0.3   | 20                       | 0          | $S_u = 1.0$             |
| Arenisca 1       | 2.0                          | 600      | 0.25  | 18349                    | 40         | 70                      |
| Arenisca 2       | 2.0                          | 1000     | 0.25  | 50968                    | 40         | 70                      |

### 6.8. CURVAS DE DEGRADACIÓN

Las curvas de degradación de módulo de corte en función del nivel de distorsión angular se han obtenido de la literatura técnica disponible y se presentan en la Fig. 6-34.

Para la caracterización del fango, se utiliza el material *Young Bay Mud* propuesto por Sun et al (1988), mientras que las arenas serán caracterizadas por la curva indicada por Seed & Idriss (1970).

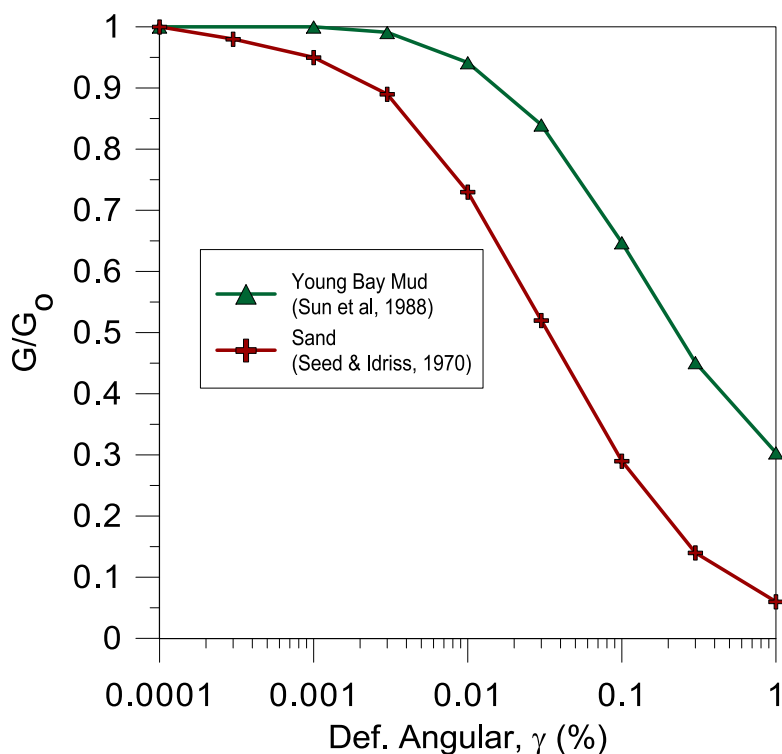


Fig. 6-34. Curvas de degradación para los materiales.



## 6.9. EFECTOS DEL TERREMOTO

### 6.9.1. Bahía de Coronel

En la Bahía de Coronel se ubican varios muelles, los que se concentran principalmente en su extremo norte. Existen antecedentes de que 8 muelles de esta área sufrieron daños por la licuación de suelos: Muelle Puchoco, Jureles, Chollín, Bocamina, Lo Rojas y los muelles pertenecientes al Puerto de Coronel (Muelle Norte, Sur y Granelero). En la Fig. 6-35 se presenta una imagen satelital con la ubicación de dichos muelles.



Fig. 6-35 Muelles en Bahía de Coronel (Google Earth).

En todos estos muelles se evidenció la licuación del terreno y formación de grietas de *lateral spreading*. Este desplazamiento produjo la inclinación en pilotes, algunos de los cuales perdieron conexión con la estructura del muelle.

En la Fig. 6-36 se presentan fotografías de la inclinación de pilotes en los muelles Jureles y Chollín.



Fig. 6-36 Muelles a) Jureles (Brunet, 2012) y b) Chollín (Norambuena, 2013).

La Fig. 6-37 corresponde a los daños en Bocamina y el muelle de pesca artesanal Lo Rojas. En el primero, se produjo un giro de gran magnitud en un dado de hormigón debido a que el empuje de suelo desplazó los 4 pilotes que lo constituyen. Por su parte, el muelle artesanal Lo Rojas presentó asentamientos en pilotes y en la parte inicial del muelle, algunos pilotes que conformaban las cuplas cortaron su conexión al dado de hormigón y se desplazaron unos 60 cm.

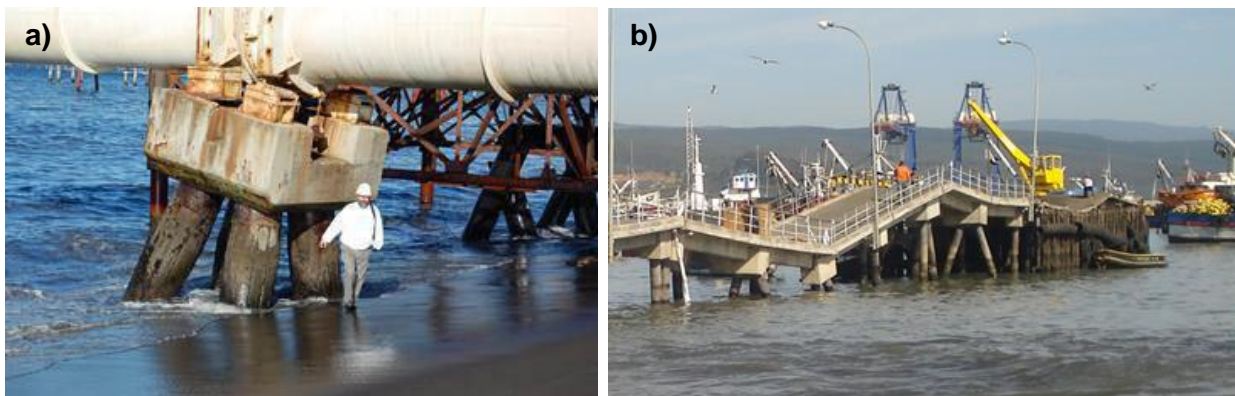


Fig. 6-37 a) Bocamina (G. Peters) y b) Lo Rojas (DOP).

Es interesante mencionar que según lo señalado por Norambuena (2013), el terreno de fundación en el Muelle Chollín está conformado por una capa de fango, depósitos de suelos finos no plásticos y suelos granulares de baja compacidad, los que yacen sobre horizontes de suelos granulares densos. Hacia el sector marino, bajo el horizonte de granulares densos, se detectan limos de baja a mediana consistencia y alta compresibilidad, mientras que en el sector del puente de acceso se ubica una unidad de arenisca.

En este contexto, la descripción estratigráfica del Muelle Chollín coincide con los materiales presentes en el Puerto de Coronel, destacando la presencia de fango y que como se ha indicado previamente, se considera como un factor gatillante en la falla del terreno con el terremoto 27-F.

#### 6.9.2. Puerto de Coronel

A causa del terremoto se produjo una gran falla del terreno, formándose grietas de tracción significativas que dañaron los pavimentos y causaron asentamientos principalmente en la explanada de acopio de contenedores. Se destaca que en la entrada al muelle, una cámara de tratamiento de aguas se elevó más de 1 m producto de la licuación del terreno.

La Fig. 6-38 ilustra la distribución de las principales grietas y los daños generados durante el sismo.

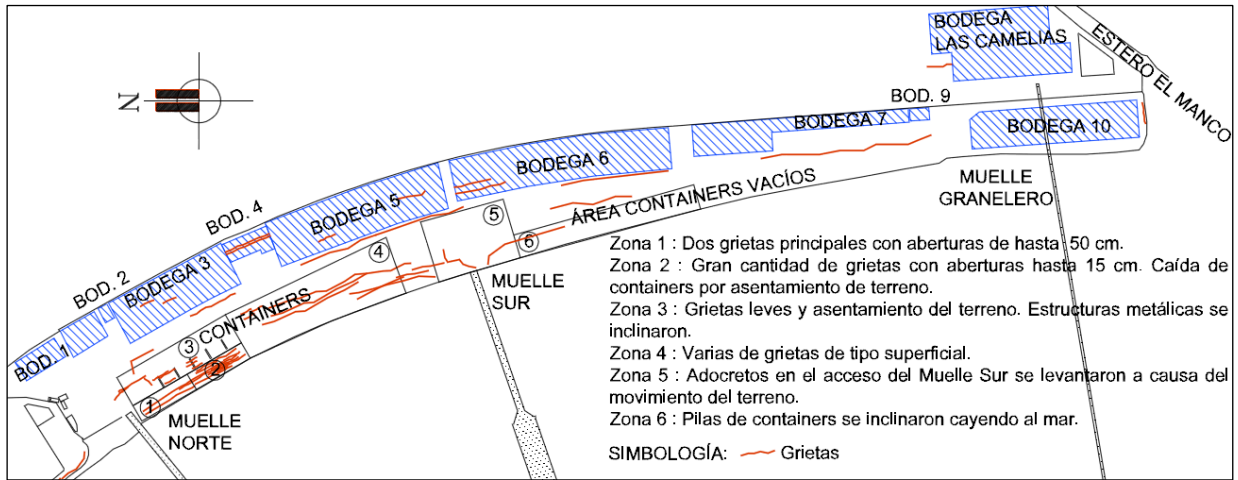


Fig. 6-38 Distribución de las principales grietas en las instalaciones del Puerto.

Existe una concentración de daño en el sector de patio de acopio adyacente al Muelle Norte, donde el asfalto quedó totalmente destruido por las fisuras que se generaron de manera profusa, apreciándose de manera clara 7 grietas principales con aberturas aproximadas de hasta 50 cm (Fig. 6-39). Además, material arenoso fino fue eyectado a través de algunas de ellas.

Se estima que el desplazamiento horizontal del terreno hacia el mar en esta área fue de aproximadamente 1.2 m.



Fig. 6-39 Explanada de acopio sector Muelle Norte (Puerto de Coronel, 2012).

Una situación interesante se generó con los containers del puerto, los cuales se encontraban apilados en hasta 5 unidades. Con el movimiento sísmico, la mayoría de las pilas más altas, se desestabilizaron llegando incluso a caer algunos contenedores hacia el mar (Fig. 6-40).





Fig. 6-40 Caída de containers (Puerto de Coronel, 2012).

El sector que concentró la caída de contenedores corresponde al patio de asfalto donde se desarrollaron la mayor cantidad de grietas, lo cual indujo un asentamiento e inclinación del terreno, que a su vez provocó la caída de los containers en dirección al mar, sobrepasando la barrera del tablestacado tal como lo muestra la Fig. 6-41.

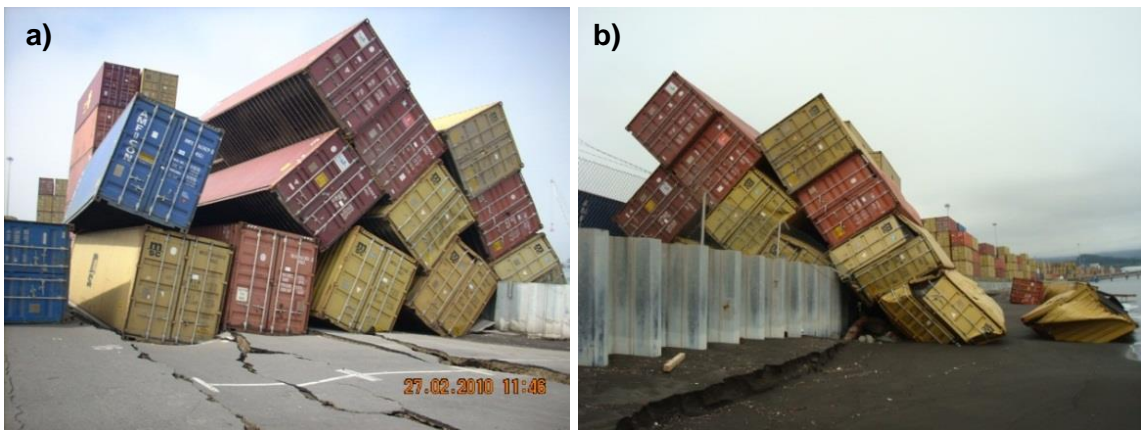


Fig. 6-41. Agrietamiento y caída de containers (Puerto de Coronel, 2012).

Además, en algunos sectores de los patios (Fig. 6-42), se formaron aberturas o *sinkholes* de 3 m de diámetro y hasta 2.5 m de profundidad. En este contexto, es necesario señalar que en el área existen varias tuberías de desagüe en dirección al mar, las cuales se desconectaron producto del desplazamiento del terreno, arrastrando los sedimentos y provocando el colapso del relleno. Algunas de estas aberturas se formaron durante el sismo, mientras que otras se abrieron con posterioridad.

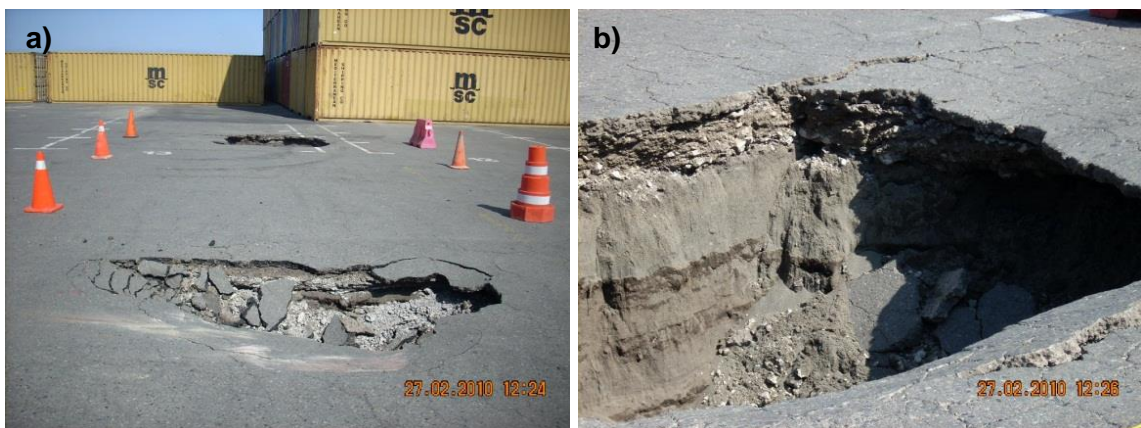


Fig. 6-42 *Sinkholes* en patios del puerto (Puerto de Coronel, 2012).



Varias bodegas resultaron con deterioros en su estructura, pero fundamentalmente el daño se concentró en los pavimentos, con la aparición de grietas con aberturas centimétricas y largos importantes. Además, en varios sectores el terreno se hundió y emergió material arenoso del subsuelo (volcanes de arenas). Esta situación se presenta en las fotografías de la Fig. 6-43, donde además de las grietas y asentamientos de los pavimentos, es posible notar lo que aparentemente corresponde a la expulsión de arena y agua desde el subsuelo.

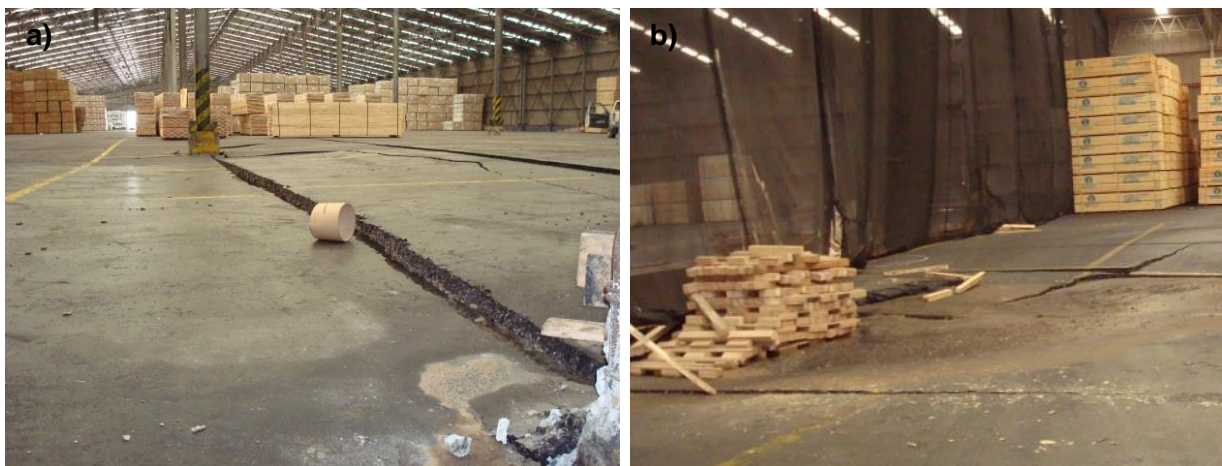


Fig. 6-43 Material eyectado a través de las grietas (Puerto de Coronel, 2012).

Adicionalmente, de acuerdo a GEER (2010), en la explanada del puerto también fue eyectada una gran cantidad de arena a través de las grietas formadas, tal como se presenta en la Fig. 6-44.



Fig. 6-44 Arena eyectada en Puerto de Coronel (GEER, 2010).

Justo al costado de la entrada al puerto, se ubica la Planta de Tratamiento de Aguas Servidas Coronel Sur y de acuerdo a la Superintendencia de Servicios Sanitarios, la infraestructura sufrió licuación de suelos, lo cual se percibe por un levantamiento del estanque, siendo necesaria su reconstrucción (Fig. 6-45).



Fig. 6-45 Planta de Tratamiento de Aguas Servidas Coronel Sur.

Al norte del puerto se ubica el paseo peatonal Las Olas, el cual también resultó con grietas paralelas similares a las generadas en la explanada del puerto, quedando una gran área de asfaltos quebrados, tal como se observa en la Fig. 6-46.

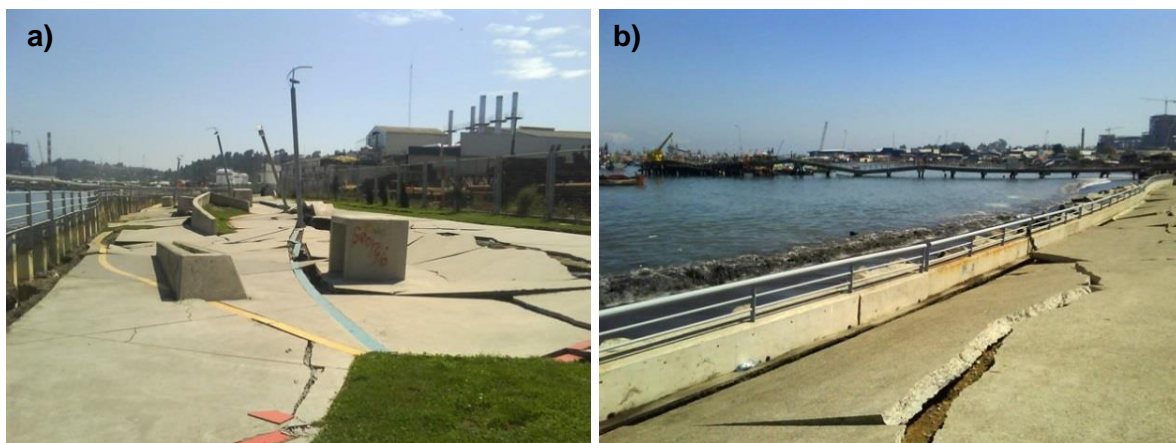


Fig. 6-46 Paseo peatonal Las Olas (kikoossa.wordpress.com).

Adicionalmente es importante indicar que el Muelle Granelero, el cual llevaba alrededor de un 70% de construcción a la fecha del terremoto, quedó con daños menores por el asentamiento en 10 cm en algunas de las cepas del puente de acceso y la inclinación de su estribo.

## 6.10. ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO DEL TERRENO Y EL EFECTO EN LOS MUELLES

Un factor importante en la respuesta del terreno ante el sismo, es la presencia del estrato de fango bajo el talud a lo largo de todo el puerto, el cual se comportó como un lente de baja resistencia por donde el terreno superior pudo haber deslizado en dirección al mar. Sin embargo, las consecuencias del sismo evidencian que también existió de manera importante un efecto de licuación del material subyacente (flotación de estanques, formación de volcanes de arenas, etc.), por lo que es posible señalar que en el puerto se desarrolló una falla doble.



Tanto el Muelle Norte como el Sur quedaron con daños severos en sus estribos. Sin embargo, la respuesta de los pilotes fue muy disímil: el Muelle Norte resultó con severos daños por la inclinación y corte de algunos de sus pilotes, mientras que en el Muelle Sur sólo se registraron daños menores.

La Fig. 6-47a muestra una grieta ubicada en el acceso al Muelle Sur, paralela a la costa, y que cambia de dirección, quedando perpendicular a ésta. Lo anterior muestra que el desplazamiento del terreno no fue homogéneo y se generaron importantes deformaciones relativas. En el lado izquierdo de la foto, se aprecia un levantamiento del terreno de la parte adyacente a la entrada del Muelle, mientras que en el otro lado, el terreno no evidenció desplazamiento, corroborado por la superposición de los adocretos a lo largo de la falla.

Una grieta similar, perpendicular a la costa, se generó en el patio del sector norte del Puerto de Coronel, a la altura del Muelle Norte (Fig. 6-47b). Lo anterior es posible explicar por la disparidad del terreno, ya sea debido al tipo de depósitos o diferencias en la compactación.



Fig. 6-47 Grietas perpendiculares a) sector acceso Muelle Sur y b) sector acceso Muelle Norte (Puerto de Coronel, 2012).

A pesar de que no se desplazó completamente el terreno del sector de acceso al Muelle Sur, el empuje generado fue capaz de movilizar el estribo de este muelle significativamente tal como se aprecia en la Fig. 6-48.

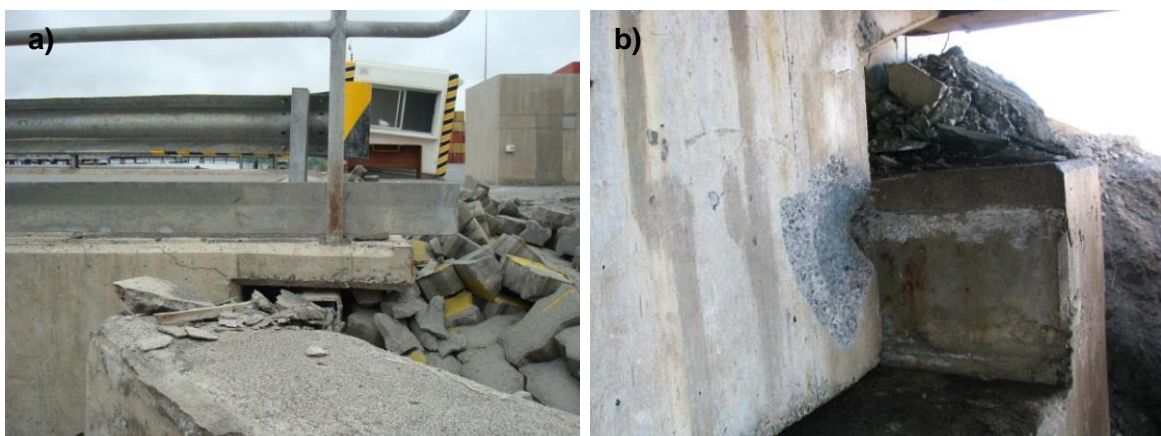


Fig. 6-48 Desplazamiento del estribo en el Muelle Sur (Puerto de Coronel, 2012).

En cuanto a los pilotes del Muelle Sur, éstos pudieron soportar adecuadamente el empuje lateral del terreno, pese a que no se encuentran fundados en roca. En este caso se estima fue importante el tipo de conexión entre el tablero y el pilote. La unión a la supraestructura es a través de enfierradura que queda embebida a la losa y posteriormente es hormigonada, originando una conexión más rígida y de mayor resistencia en comparación con el Muelle Norte (soldadura), por lo que los pilotes sólo registraron inclinaciones menores y un leve descascado del hormigón en la unión.

En la Fig. 6-49 se presenta un detalle de la conexión de los pilotes en el Muelle Sur y en la Fig. 6-50 los daños en la unión luego del terremoto para dicho Muelle.



Fig. 6-49 Capitel y Chascas de pilotes (Puerto de Coronel, 2012).



Fig. 6-50 a) Desprendimiento de material en unión de pilote y losa y b) detalle de estructura del pilote (Puerto de Coronel, 2012).

Sin embargo, es importante mencionar que igualmente uno de los pilotes ubicados hacia la playa sufrió un importante giro por el desplazamiento del terreno en dirección al mar (Fig. 6-51). Esto da cuenta del gran empuje generado en toda el área, pero que no pudo ser contenido por este pilote.





Fig. 6-51 Giro en pilote del Muelle Sur (Brunet, 2012).

En el caso del Muelle Norte, el efecto conjunto de la falla por el fango y el fenómeno de *lateral spreading* causó que los pilotes ubicados al inicio del puente de acceso se inclinaran respecto de la vertical y en algunos casos se desprendieran de la conexión con la viga, desplazándose en dirección al mar.

La distribución de los pilotes del Muelle Norte es a través de estructuras verticales simples o duplas inclinadas en el sentido longitudinal y transversal, separadas aproximadamente cada 11 m en el sentido del puente (Fig. 6-52). Los pilotes tubulares de acero, con diámetro aproximado de 50 cm, presentan profundidades promedio de 20 m, sin llegar a fundarse en la arenisca.

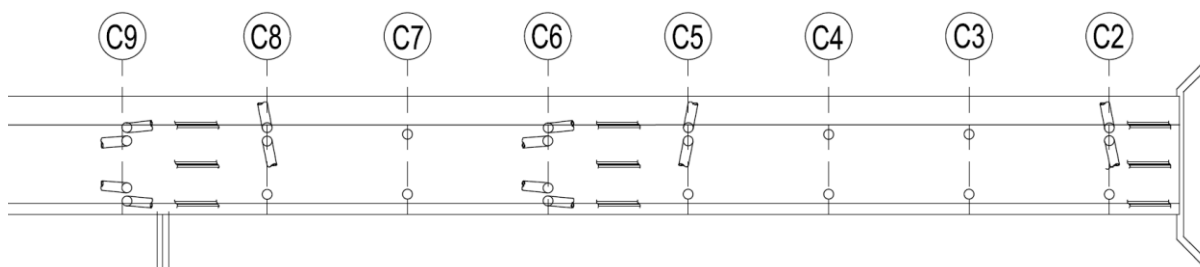


Fig. 6-52 Planta de las cepas iniciales del Muelle Norte (Puerto de Coronel, 2012).

Los principales daños de este sector corresponden a los siguientes:

- inclinación de los pilotes en aproximadamente  $14^\circ$  en los ejes 2 a 4,
- desprendimiento y corrimiento en 1.2 m de dupla de pilotes del eje 5
- corte en la unión y desplazamiento en 2.5 m de uno de los pilotes de la dupla del eje 8.

Se advierte entonces, que los pilotes más dañados resultaron ser de tipo vertical o duplas en sentido transversal al puente de acceso.

De la Fig. 6-13 se desprende que existe un estrato con alrededor de 6 metros de espesor en la base del talud con índices de penetración bajo 20 golpes/pie, el cual probablemente sufrió de licuación de suelos, fluyendo en dirección al mar, lo que

sumado al efecto del fango, aplicó esfuerzos lateralmente a los pilotes (Fig. 6-53). El estrato superior, de mayor resistencia, se trasladó como un sólido rígido ejerciendo cargas laterales aún mayores que el estrato licuado, causando los daños presentados en las fotografías de la Fig. 6-54.

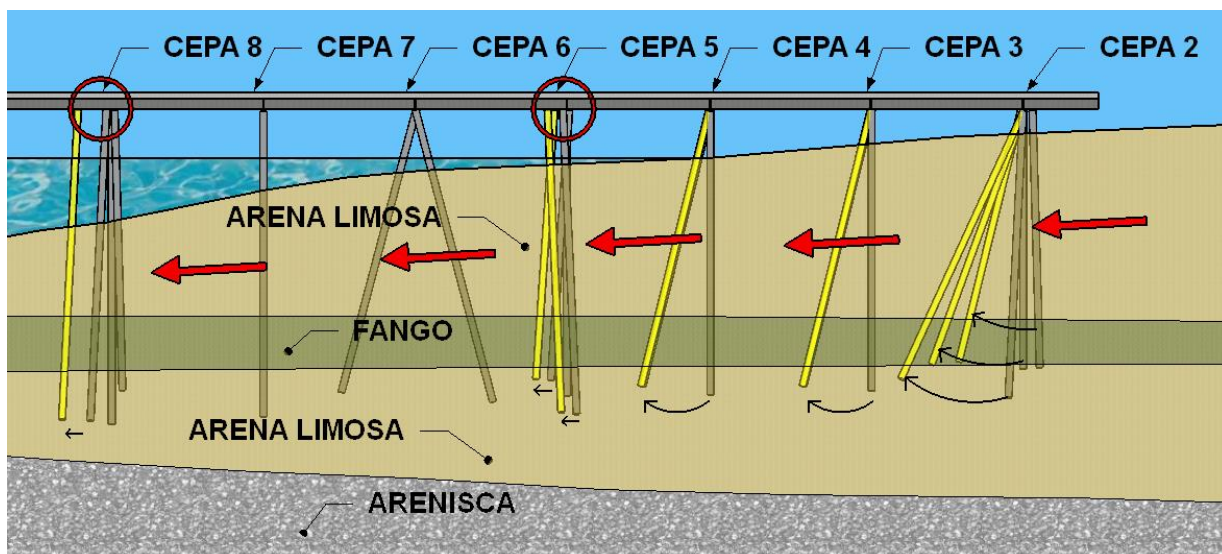


Fig. 6-53 Esquema de daños en los pilotes del Muelle Norte. En amarillo, los pilotes que resultaron inclinados o desplazados. Los círculos en rojo indican los cortes en las conexiones.

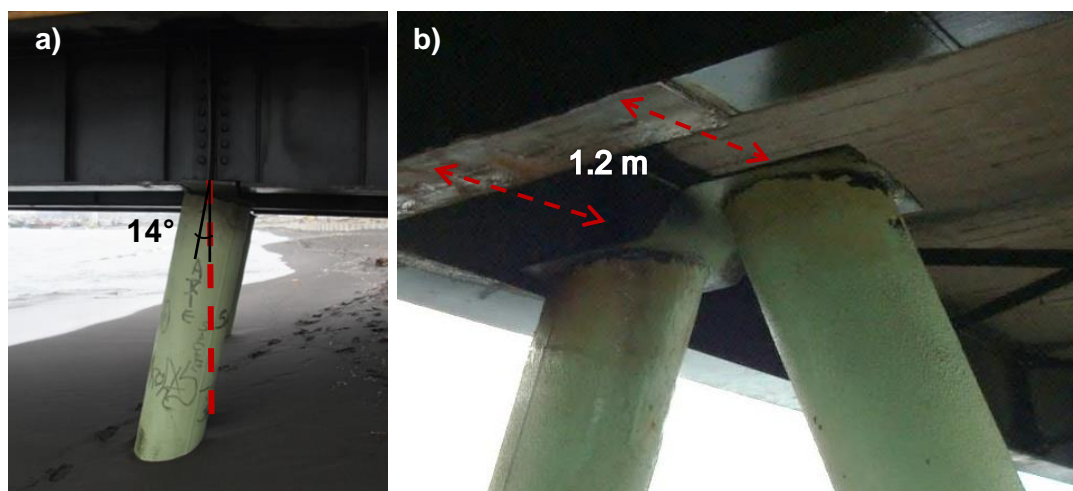


Fig. 6-54 a) Inclinación pilote eje 4 ([www.sirve.cl](http://www.sirve.cl)) y b) separación dupla Cepa 5 (Puerto de Coronel, 2012).

Cabe destacar que la losa del Muelle evidenció signos menores de asentamientos, pero sin daños sustanciales o desplazamientos gracias a que la zona de pilotes hacia el sector del cabezo contribuyó a mantener la estabilidad de dicha losa. Como consecuencia de lo anterior, la mayoría de los pilotes afectados por la falla mantuvieron la cabeza en su posición, restringidos por la supra-estructura, pero su zona inferior se desplazó hacia al mar, haciendo girar el ala inferior de la viga transversal y pandeando los atiesadores. En algunos casos la soldadura que une el pilote a la viga no fue suficiente para soportar el empuje lateral y terminaron por cortarse en su unión y desplazarse, quedando la supra-estructura sin apoyo en estos sitios.

Los pilotes cortados evidenciaron asentamientos menores, por lo que se presume no perdieron su capacidad de soporte en su base y por ende, el material areno-limoso, donde se encuentran fundados, tiene la suficiente compactación para mantener el pilote en su cota. Este hecho se podría explicar porque el estrato donde están fundados es más competente, ayudado por el mejoramiento intrínseco de la densificación del material circundante al pilote cuando fue hincado.

Similar al Muelle Sur, el estribo quedó totalmente destruido al recibir el empuje lateral del terreno. Se destaca el levantamiento del suelo en ese sitio (Fig. 6-55), producto del movimiento de suelo ubicado en el patio del Puerto y frenado por la superestructura.

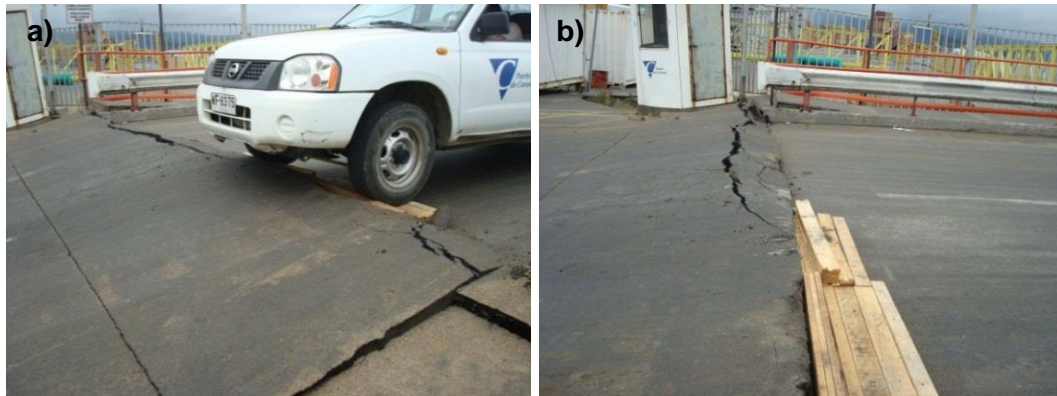


Fig. 6-55 Levantamiento del terreno en estribo Muelle Norte (Puerto de Coronel, 2012).

## 6.11. REPARACIONES

Las reparaciones de patios y bodegas consistieron en el reemplazo de las obras de pavimentaciones existentes que se encontraban en mal estado, agrietados y/o desnivelados producto del desplazamiento o asentamiento del terreno. Además, fue necesaria la sustitución completa de los estribos en ambos muelles.

En particular, los pilotes que resultaron inclinados en el Muelle Norte necesitaron ser soldados con nuevos atiesadores, sumado a la construcción de apoyos laterales. En aquellos pilotes que se desprendieron de su apoyo fue necesario hincar pilotes adicionales (Fig. 6-56).

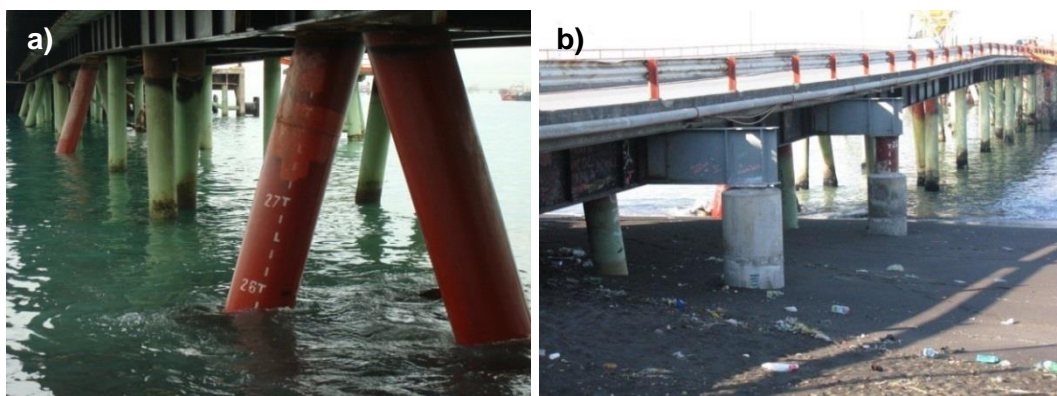


Fig. 6-56. Reparaciones en el Muelle Norte (Puerto de Coronel, 2012 y autor).



## 6.12. MODELACIÓN MUELLE NORTE

### 6.12.1. *Aplicación del Sismo en el Modelo*

El modelo numérico del Puerto de Coronel requiere la incorporación de un registro sísmico, el cual debe ser compatible en términos de aceleraciones con aquellas que debieron generarse en el sector.

Dado que no existe en la región una medición directa de respuesta de aceleraciones en roca, se estima correcto utilizar un registro en roca del 27F y obtener en superficie un nivel de aceleración semejante al medido en suelo en el área.

Los registros sísmicos más cercanos al puerto de Coronel, lo constituyen las estaciones ubicadas en el centro de Concepción y San Pedro. Sin embargo, esta última se localiza en las cercanías de un cerro que eventualmente podría ejercer un efecto topográfico en la respuesta de superficie. Por tanto, la calibración del modelo se efectuará mediante el registro de Concepción.

El acelerógrafo de Concepción se ubica en el Colegio Inmaculada Concepción, en la intersección de las calles Aníbal Pinto y San Martín, a una cuadra de la plaza de armas de Concepción (Fig. 6-57). De acuerdo a la información de la Red de Cobertura Nacional de Acelerógrafos (RENADIC), el equipo es de tipo SMA1 de campo libre análogo, se ubica dentro del Colegio, con un azimut de  $60^\circ$  y tiene canales de medición longitudinal, transversal y vertical.

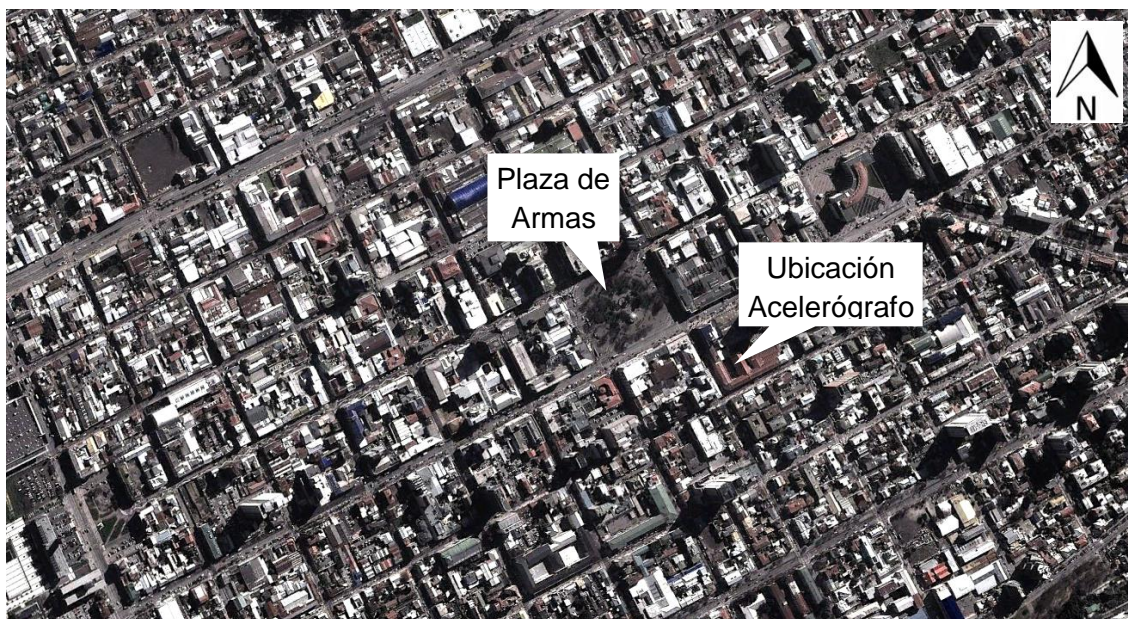


Fig. 6-57 Ubicación acelerógrafo en Concepción (Google Earth).

La Tabla 6-8 resume las aceleraciones máximas registradas por el equipo.



Tabla 6-8 Aceleraciones máximas registradas.

| Canal        | Aceleración Máxima (g) |
|--------------|------------------------|
| Longitudinal | 0.40                   |
| Transversal  | 0.29                   |
| Vertical     | 0.37                   |

Los registros de aceleraciones por cada componente se detallan en la Fig. 6-58. El registro tiene una duración aproximada de 140 s, con su movimiento fuerte concentrado entre los 10 y 40 s.

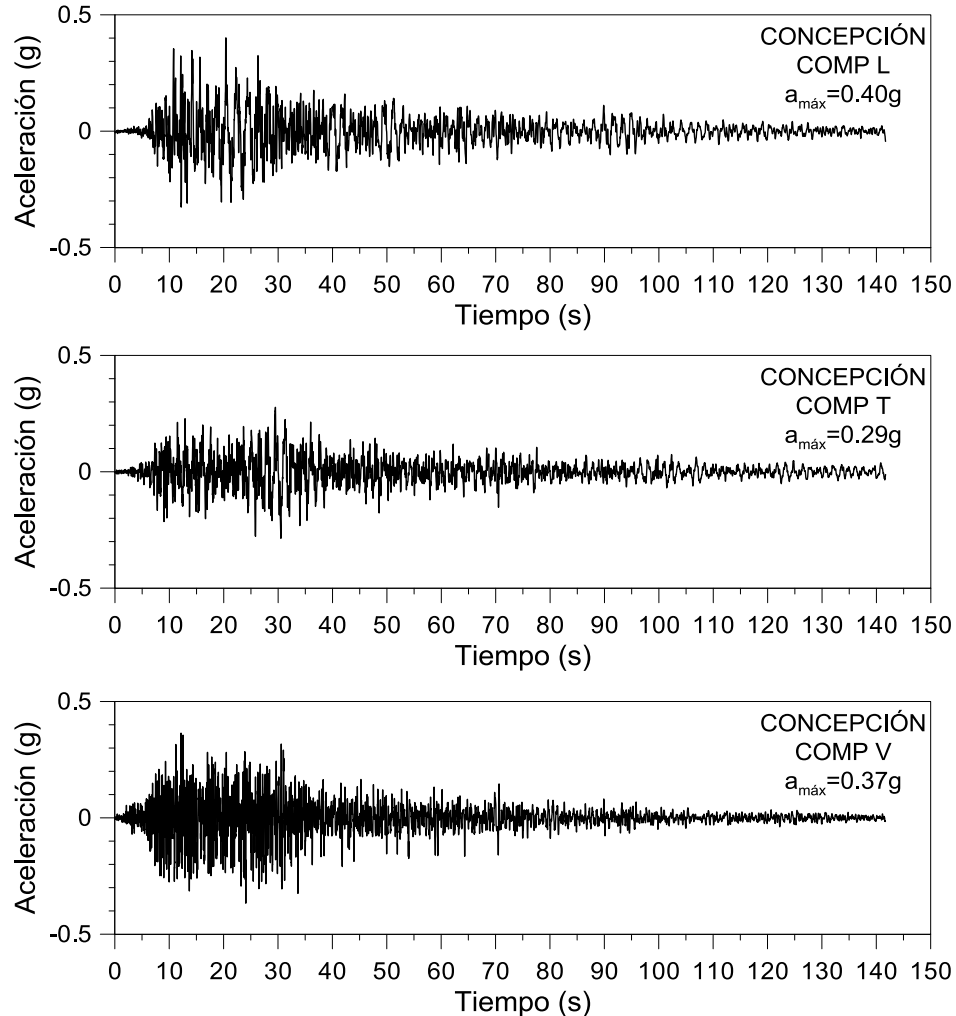
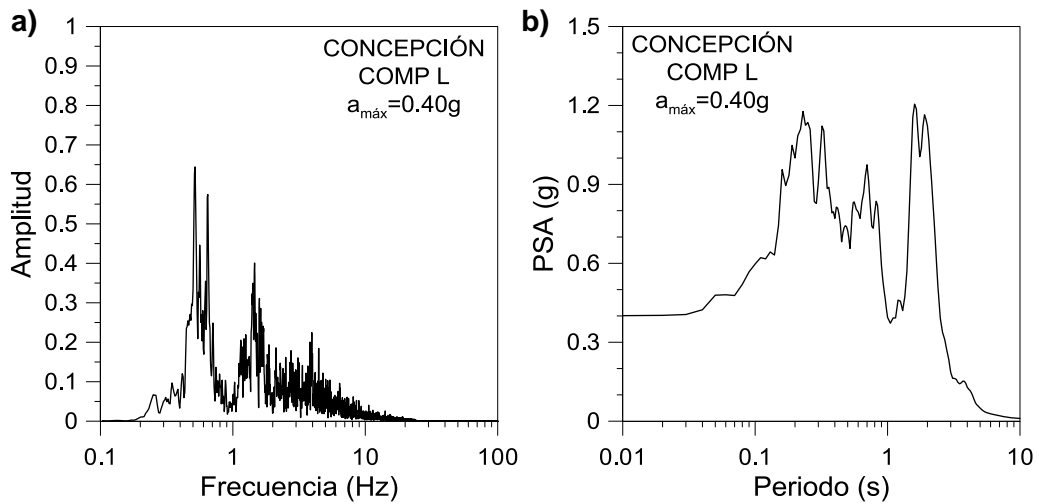
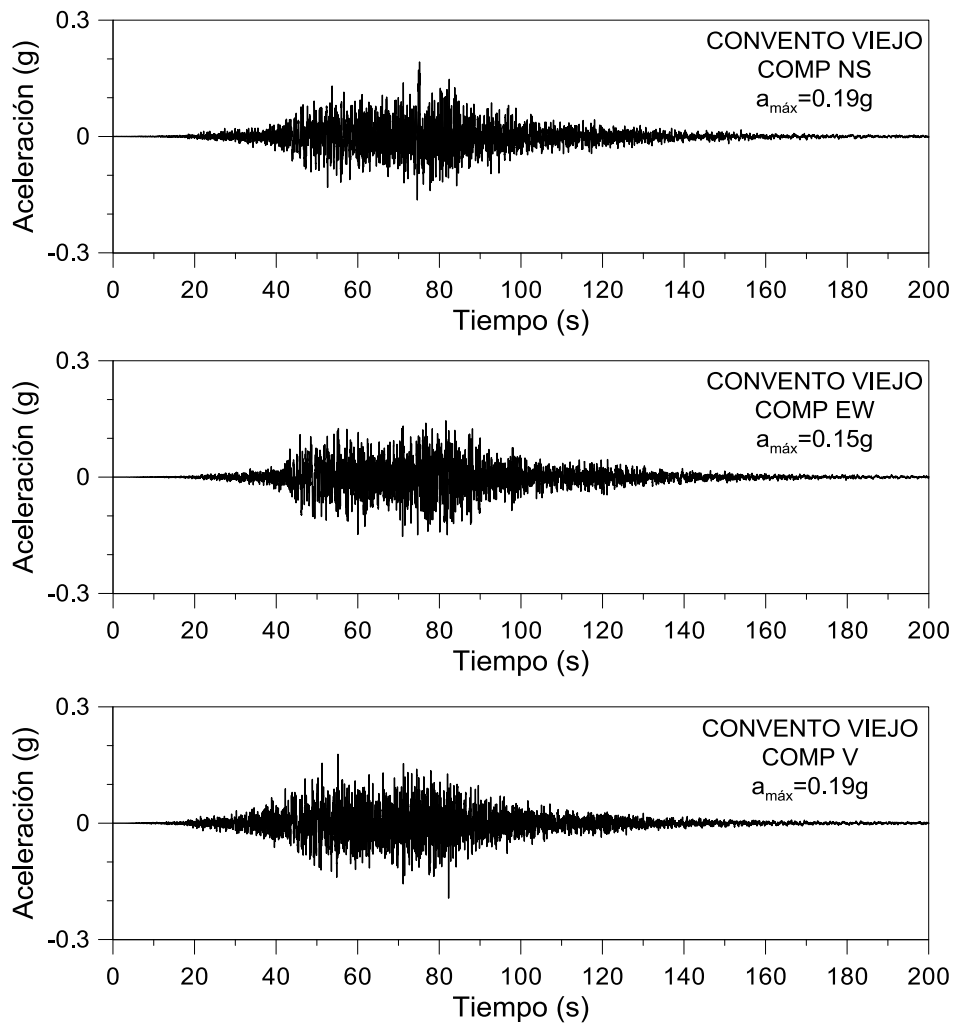


Fig. 6-58 Registro de aceleraciones.

Usando la mayor de las componentes horizontales, en la Fig. 6-59 se presenta la respuesta espectral en superficie. En el espectro de Fourier se observa un peak notorio en frecuencia 0.5 Hz ( $T = 2$  s), mientras que en la gráfica del espectro de respuesta elástico de pseudo-aceleración se tiene este mismo peak a los 2 s más una importante respuesta en torno a los 0.2 s, la que no es advertida en el primer espectro.



Para la modelación numérica se ha optado por utilizar el registro de Convento Viejo, ubicado en Chimbarongo, Región de O'Higgins, a unos 300 km al sur de Coronel. En la Fig. 6-60 se presentan las tres componentes de aceleraciones.



En la Fig. 6-61 se muestran los espectros de la mayor componente horizontal, observándose una frecuencia predominante en torno a 1.8 Hz (0.56 s) en el espectro de Fourier y en torno a 0.3 s para el espectro de pseudo-aceleración.

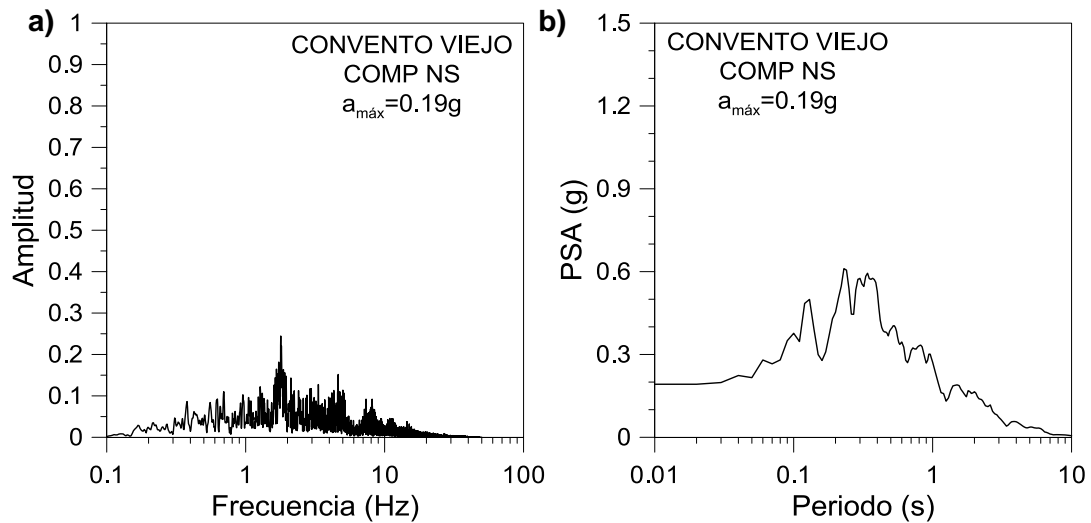


Fig. 6-61 Espectros en roca (Convento Viejo).

La modelación numérica se realiza utilizando el registro de Convento Viejo en la base del modelo y con un factor de escalamiento tal que en superficie se obtenga una aceleración del orden de 0.4g y que es consistente con el valor medido en el centro de Concepción. Es importante señalar que para esta calibración se ha realizado la modelación considerando que el fango responde de forma drenada y el material arenoso no sufre licuación para que las aceleraciones no se vean disminuidas.

### 6.12.2. Discretización de la Malla

Para el Modelo se adoptó un largo de 900 m y un alto de 135 m, de forma que no exista influencia de los bordes en la zona de estudio (Fig. 6-62).

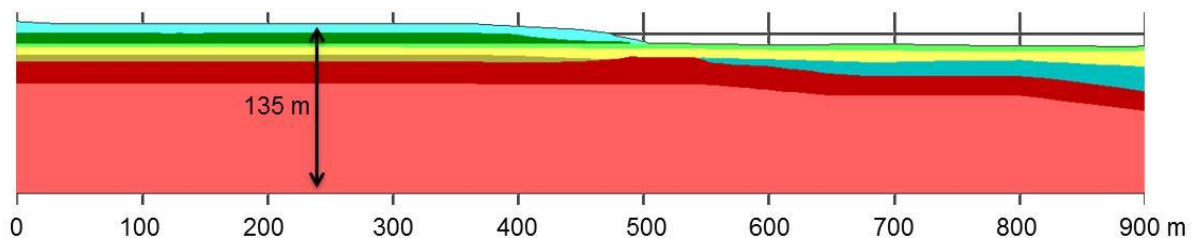


Fig. 6-62 Modelo FLAC Coronel.

En la Fig. 6-63 se presenta un detalle de los estratos de suelos incorporados al modelo numérico, los que consisten en arenas, fango y la roca basal.

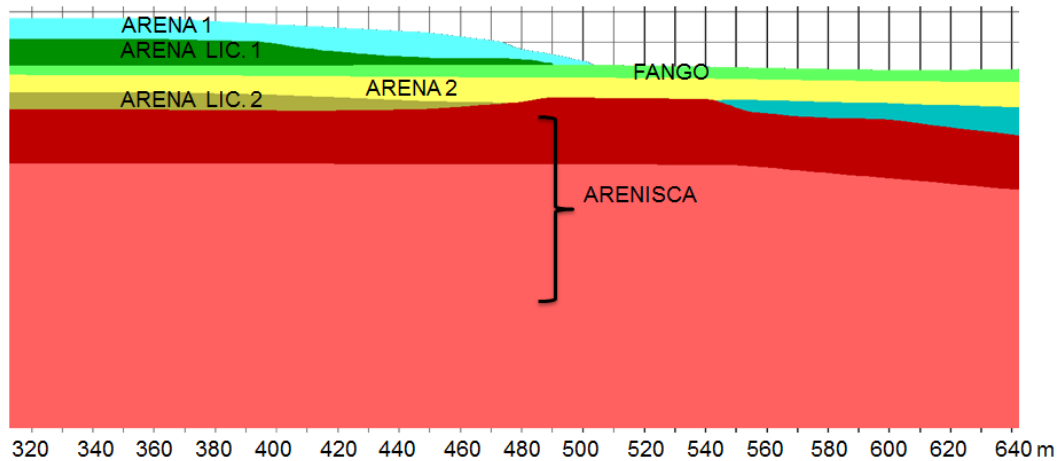


Fig. 6-63 Modelo FLAC de Coronel, detalle de materiales.

En la Fig. 6-64 se presenta la malla de los elementos usados para la numeración numérica, notándose un mayor detalle en el área del talud y elementos de mayor tamaño hacia los bordes y la roca.

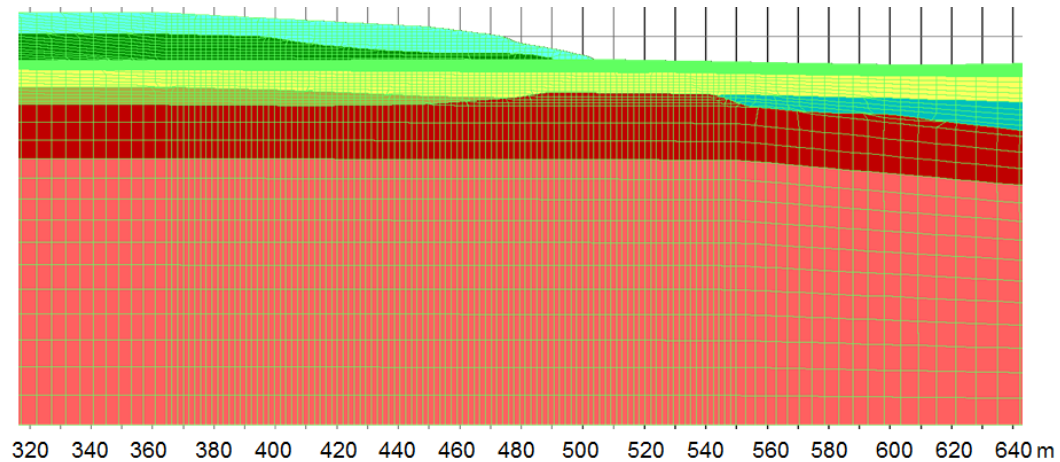


Fig. 6-64 Detalle elementos Modelo Coronel.

Cabe mencionar, que las longitudes verticales de la malla del modelo deben ser tales que permitan la propagación de las ondas de corte en el rango de frecuencias de interés. Kuhlmeier & Lysmer (1973) propusieron que el largo de cada elemento no debe superar  $\lambda/8$ , donde  $\lambda$  es la longitud de onda correspondiente a la máxima frecuencia de interés. Por tanto, la altura de cada elemento viene dada por la siguiente expresión:

$$h < \frac{\lambda}{8} = \frac{v_s}{8 \cdot f} \quad (19)$$

donde,

$v_s$ : velocidad de ondas de corte.  
 $f$ : frecuencia de corte



En la Tabla 6-9 se indican las frecuencias de corte para cada uno de los materiales del modelo, según la velocidad de ondas promedio y el alto del elemento. Cabe mencionar que la frecuencia fue determinada con el módulo de corte degradado, cuyo detalle se entrega en el acápite 6.12.3.

Se observa que las frecuencias se encuentran en general entre los 10 y 26 Hz, superando ampliamente el rango de frecuencias del sismo (bajo 10 Hz).

Tabla 6-9 Alturas máximas de elementos según frecuencia de corte y velocidad de propagación de ondas.

| Material         | $V_{prom}$<br>(m/s) | Alto del<br>elemento (m) | Frec. de corte<br>(Hz) |
|------------------|---------------------|--------------------------|------------------------|
| Arena 1          | 170                 | 1                        | 8.2                    |
| Arena Lic. 1     | 170                 | 1                        | 8.2                    |
| Fango            | 65                  | 0.5                      | 10.5                   |
| Arena 2          | 300                 | 1                        | 25.2                   |
| Arena Lic. 2     | 200                 | 1                        | 41.7                   |
| Limos y arcillas | 150                 | 1                        | 5.9                    |
| Arenisca 1       | 600                 | 6                        | 12.5                   |
| Arenisca 2       | 1000                | 9.5                      | 13.2                   |

Sobre las condiciones de borde, se usaron restricciones de desplazamientos en dirección horizontal para los laterales del modelo, mientras que en la base se impide el movimiento en vertical y horizontal.

### 6.12.3. *Modelo sin Disminución de Resistencia de los Materiales*

Para las primeras pruebas del modelo, se asumió que el fango responde de forma drenada ( $\phi = 30^\circ$  y  $c = 0$ ) y que el material arenoso no sufre licuación. De esa forma, no se alcanza la falla del terreno y las aceleraciones no se ven mermadas por los grandes desplazamientos inducidos por la falla del material.

Se incluyeron tres puntos de control para la medición de las aceleraciones: en la base del modelo, contacto roca-suelo y en la parte superior, como lo indica la Fig. 6-65. Con dichos puntos de control además de determinar las aceleraciones del terreno se realiza la división de los espectros de Fourier en superficie y la base del modelo para determinar la función de transferencia y realizar la verificación del amortiguamiento de Rayleigh que fue utilizado para cada material.

Por otra parte, también es necesario evaluar la distorsión angular en el modelo para la verificación de la degradación de los módulos de corte de cada material. En la Fig. 6-66 se presentan un esquema del perfil de puntos de control de desplazamientos para la obtención de la deformación angular de los materiales.

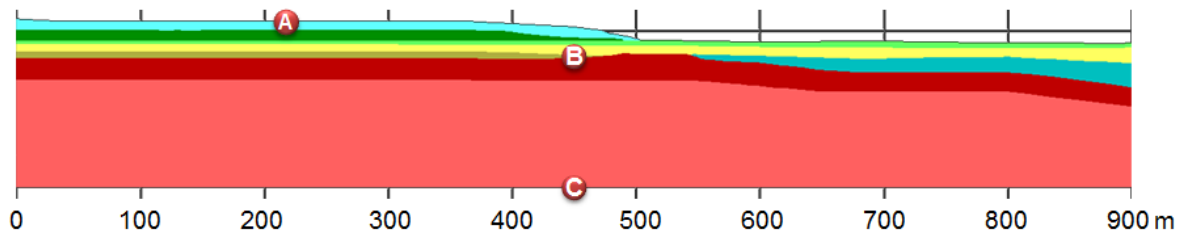


Fig. 6-65. Puntos de Control de Aceleraciones

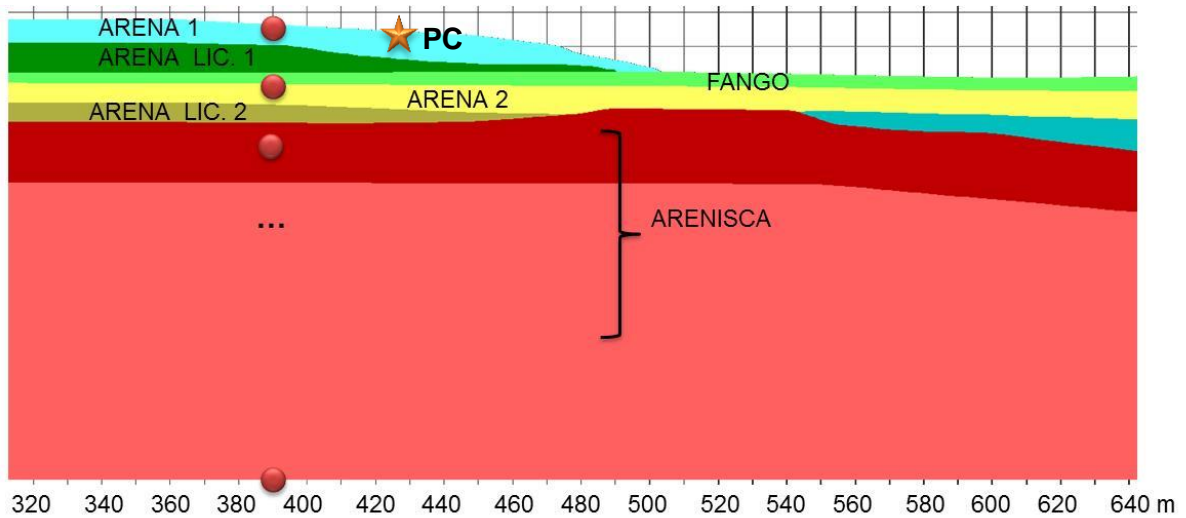


Fig. 6-66 Puntos de Control de Desplazamientos.

El modelo requiere de un proceso iterativo para determinar la degradación de los módulos y la frecuencia que establece el amortiguamiento del modelo. Luego de realizar dichas iteraciones se obtienen los parámetros dinámicos indicados en la Tabla 6-10.

Tabla 6-10 Degradación módulo de corte.

| Material         | G /G0 |
|------------------|-------|
| Arena 1          | 0.15  |
| Arena Licuable 1 | 0.15  |
| Fango            | 0.40  |
| Arena 2          | 0.45  |
| Arena Licuable 2 | 0.55  |
| Limo             | 0.50  |
| Arenisca (1 y 2) | 1.0   |

Cabe destacar que en el caso de la roca se ha considerado que responde de forma elástica, sin la degradación de su módulo de corte.

En la Tabla 6-11 se presentan los amortiguamientos de Rayleigh utilizados por material. En el caso de los materiales que constituyen horizontes de suelo, se utilizó un amortiguamiento de 4%, mientras que en la roca se utilizó un valor más bajo (2%).

Tabla 6-11 Amortiguamiento de Rayleigh.

| Material         | $\xi$ (%) |
|------------------|-----------|
| Arena 1          | 4         |
| Arena Licuable 1 | 4         |
| Fango            | 4         |
| Arena 2          | 4         |
| Arena Licuable 2 | 4         |
| Limo             | 4         |
| Arenisca (1 y 2) | 2         |

El resumen de las aceleraciones máximas por punto de control se detallan en la Fig. 6-67, donde se tiene que la aceleración en la base igual a 0.07g y que se amplifica hasta 0.27g en el contacto roca-suelo. En superficie la aceleración alcanza los 0.40g.

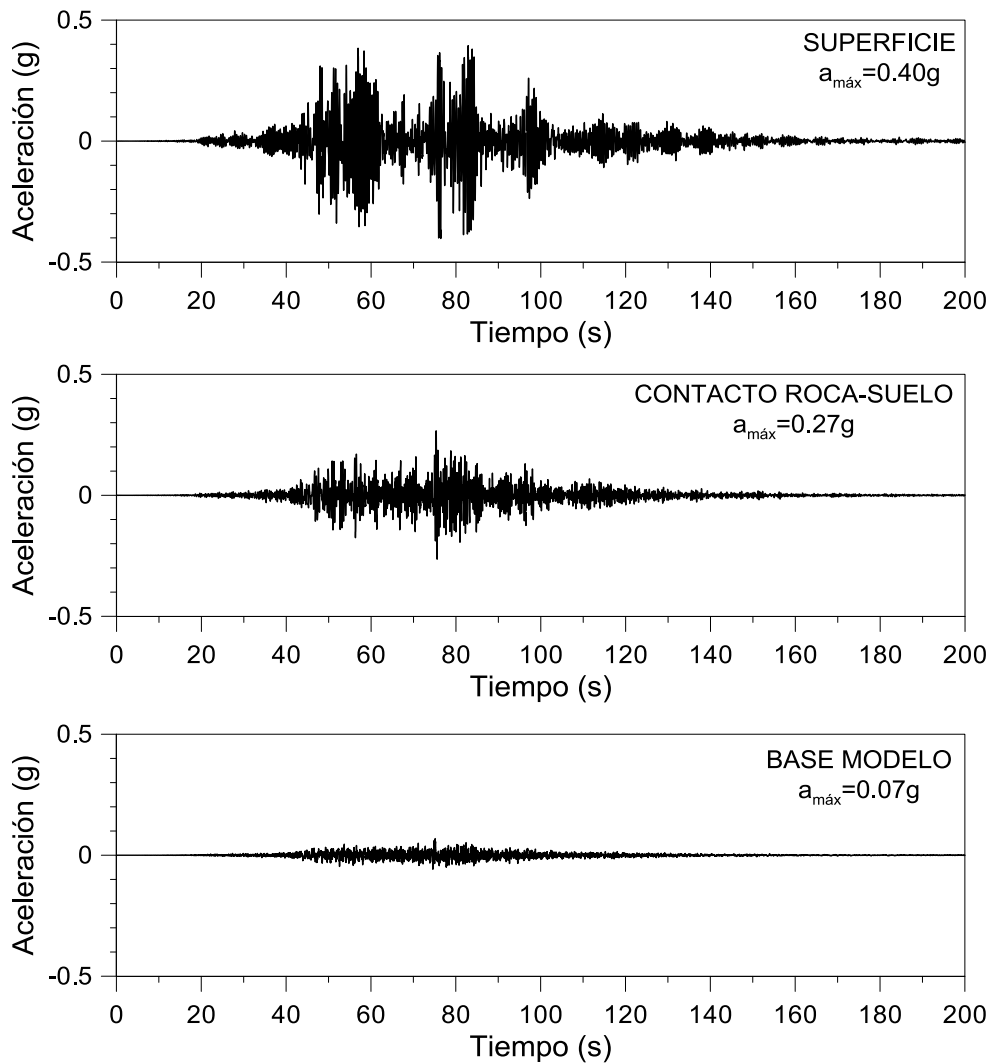


Fig. 6-67. Aceleraciones modelo.

La función de transferencia del terreno indica una frecuencia fundamental en torno a 2.12 Hz, tal como lo indica la Fig. 6-68.

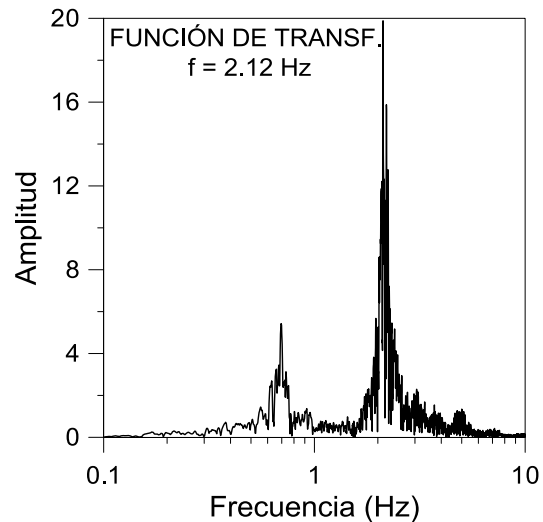


Fig. 6-68. Función de transferencia.

Con los desplazamientos horizontales y conociendo la altura de los elementos, se determinaron las deformaciones angulares por material, a partir de las cuales se verificaron las curvas de degradación indicadas en el acápite 6.8. El perfil de deformación angular se muestra en la Fig. 6-69.

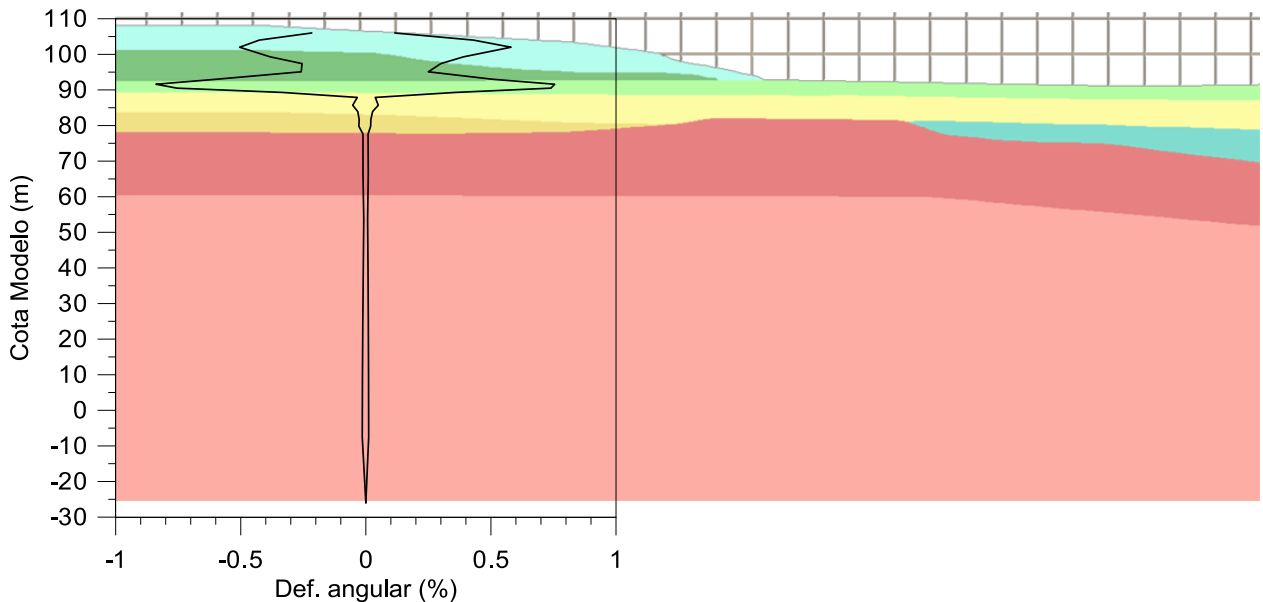


Fig. 6-69. Perfil de Deformación Angular.

De la figura anterior, es claro el bajo nivel de deformación producido en la roca basal en comparación con el suelo y en este último, es el fango el cual alcanza las mayores deformaciones angulares, llegando a valores superiores al 0.8%.

#### 6.12.4. *Modelo con Resistencia No Drenada del Fango y sin Licuación*

De forma preliminar, y basado en la información recopilada, se estima que el fango fue el factor determinante de la deformación horizontal originada en el puerto. Por ende, el



modelo fue corrido sin considerar licuación de las arenas, y asumiendo que el fango responde con una resistencia no drenada desde el inicio del sismo.

Por tanto, se dispuso correr el modelo con resistencias no drenadas del fango entre 0.05 y 0.5 kg/cm<sup>2</sup>, y se midió el desplazamiento en la zona del talud, específicamente en el punto de control señalado en la Fig. 6-66, donde se estiman se desarrollaron desplazamientos de 1.2 m. Los resultados se indican en la Fig. 6-70.

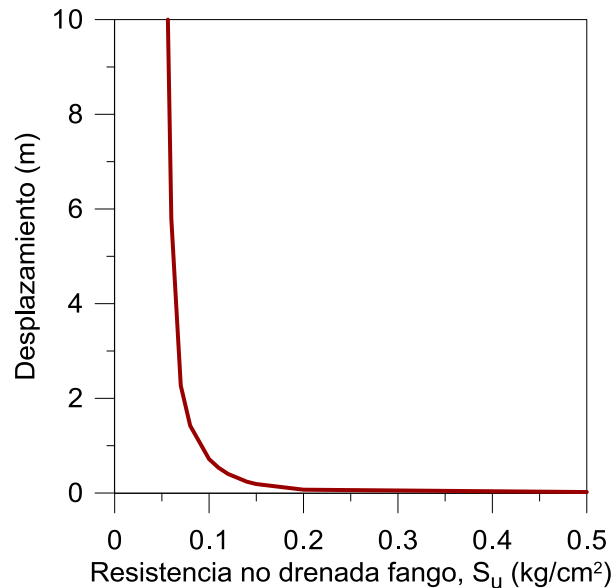


Fig. 6-70 Desplazamiento versus resistencia no drenada del fango.

Se observa que para resistencias no drenadas mayores a 0.2 kg/cm<sup>2</sup>, el talud es estable, con deformaciones por el movimiento sísmico menores a 5 cm. Para las resistencias menores, las deformaciones aumentan de forma exponencial, siendo necesaria una resistencia cercana a 0.08 kg/cm<sup>2</sup> para alcanzar un desplazamiento cercano a los 1.2 m e igual al movimiento medido en el área de pilotes del muelle.

#### 6.12.5. *Modelo con Resistencia No drenada de Fango y Licuación*

La clara evidencia de licuación en la zona hace necesario evaluar el efecto de disminuir la resistencia del material arenoso a la resistencia no drenada post-licuación, la cual fue determinada en la sección 7.6.3. La incorporación de la licuación en el modelo se realizó luego de transcurridos unos 50 s de sismo, momento en que se cambian los parámetros de resistencia drenados a no drenados (Tabla 6-7) y además, se consideró una disminución del módulo de deformación al 60% del módulo estático, de forma de considerar la pérdida de rigidez del material asociada a la licuación del material. Los resultados obtenidos se presentan en la Fig. 6-71.

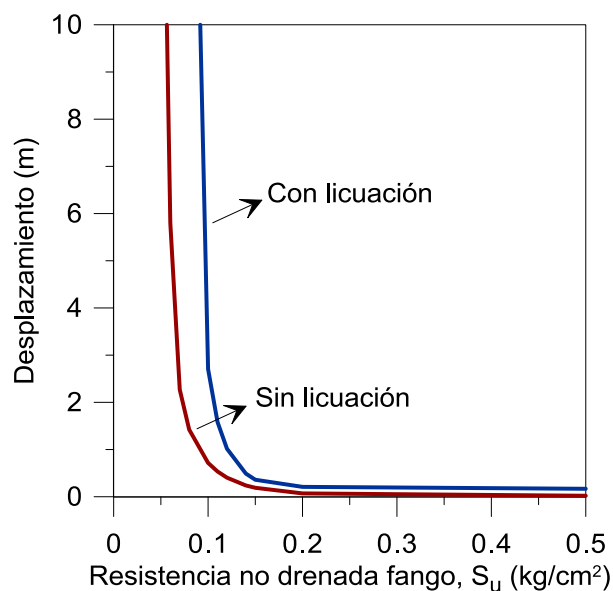


Fig. 6-71 Desplazamiento versus resistencia no drenada con y sin licuar.

Se observa que la licuación de las arenas provoca un aumento considerable en los desplazamientos. Destaca que el efecto de la licuación considerando al fango con una resistencia sobre  $0.2 \text{ kg/cm}^2$  es menor, pues los desplazamientos son reducidos y se alejan de los más de 1 m medidos luego del terremoto. Por tanto, se respalda el hecho que dadas las características del fango y su ubicación bajo la explanada, actúa como un lente de baja resistencia y controla la estabilidad del talud, siendo el elemento gatillante en la falla del terreno en Coronel.

Del análisis anterior se obtiene una resistencia no drenada en el fango igual a  $0.11 \text{ kg/cm}^2$  para obtener un desplazamiento igual a 1.2 m y que se asemeja a los desplazamientos generados en los pilotes.

En las Figs. 6-72 y 6-73 se presentan los vectores de desplazamientos en el talud, los que permiten observar la superficie de falla que desliza sobre el lente de fango.

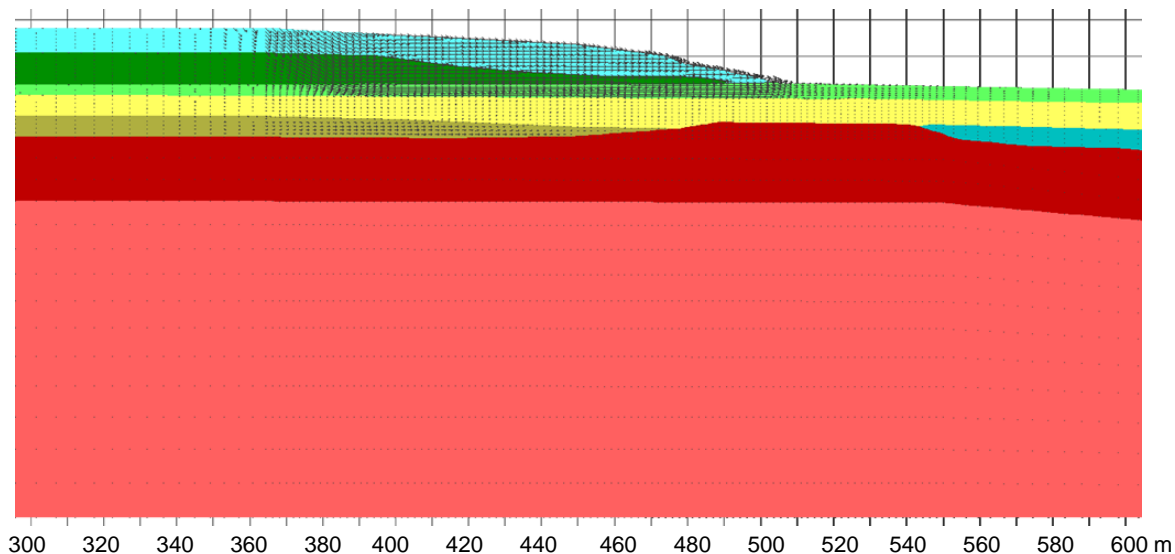


Fig. 6-72 Desplazamientos en talud. Vista General.

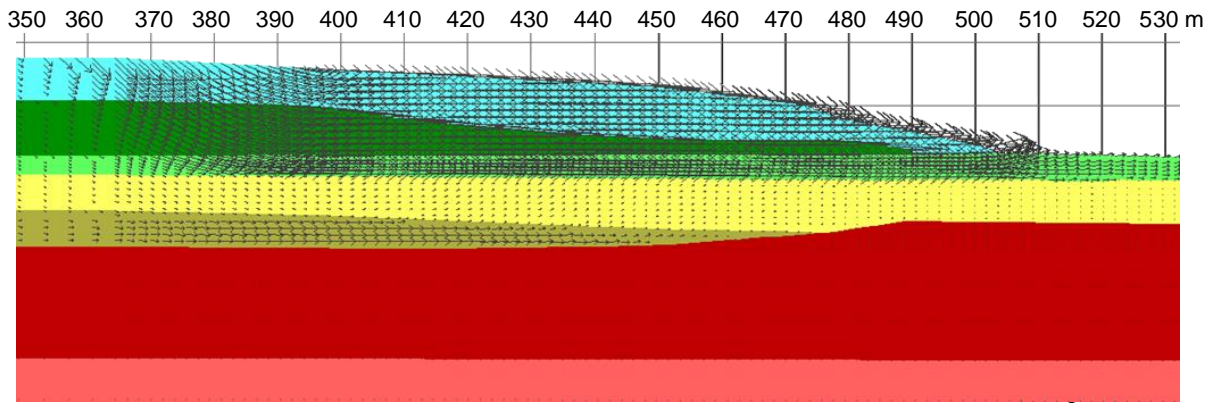


Fig. 6-73. Vectores de desplazamiento de falla de talud  $S_{ufango} = 0.11 \text{ kg/cm}^2$  y licuación de los estratos de arenas Potencialmente Licuables.

#### 6.12.6. *Análisis de Resultados*

Como es posible advertir, el efecto de la licuación de suelos para altas resistencias no drenadas del fango (mayores a  $0.2 \text{ kg/cm}^2$ ) se traduce en desplazamientos menores. Para bajas resistencias no drenadas del fango, las deformaciones permanentes del talud aumentan. Finalmente, para obtener un desplazamiento cercano a los 1.2 m, es necesaria una resistencia no drenada del fango del orden de  $0.11 \text{ kg/cm}^2$ . Este valor coincide bastante bien con el rango indicado por Bowles (1997) para materiales muy blandos, los cuales deben tener una resistencia no drenada menor a  $0.12 \text{ kg/cm}^2$ .

Considerando que el fango se ubica a unos 15 m de profundidad, se obtiene la siguiente relación para la resistencia no drenada normalizada usando los  $0.11 \text{ kg/cm}^2$  obtenidos en la modelación:

$$\frac{S_u}{\sigma'_v} = 0.07$$

## 7. DISCUSIONES

### 7.1 TERREMOTO 27F Y LICUACIÓN EN CHILE

El terremoto del 27F tuvo una magnitud  $M_w = 8.8$ , profundidad de 30 km y una área de ruptura superior a los 500 km a lo largo de la costa entre el sur de Valparaíso y Cañete. Este terremoto dejó como gran lección que nuestro país tiene una gran cantidad de suelos potencialmente licuables, descartándose la infundada creencia, que por ser un país sísmico, los suelos se encuentran en estado suficientemente denso, tal que imposibilita la licuación de los suelos.

La revisión de antecedentes permitió confirmar que existe evidencia de licuación en decenas de sismos pasados en Chile y que no fue advertido, seguramente por lo incipiente del estudio de este fenómeno y porque decenas de esos sitios se ubicaban en sectores no poblados y, por tanto, aumentaba la dificultad en su identificación.

En los terremotos de mayor antigüedad como en los casos de 1570, 1647, 1835 y 1906 se tienen testimonios que indican la formación de grandes grietas y la expulsión de agua desde el subsuelo. En los eventos sísmicos más recientes (1939, 1960 y 1985) se tienen fotografías que reflejan con mayor claridad la ocurrencia de licuación, como grietas en la superficie del terreno, asentamiento de estructuras, flotación de estanques, caída de puentes y formación de volcanes de arenas.

De lo que no había duda en nuestro país era que los tranques de relaves son altamente propensos a sufrir licuación de suelos debido a la presencia de agua y baja densidad del material que constituye los diques. En Chile han ocurrido fallas sísmicas en tranques, siendo las más catastróficas los casos de Barahona (1928) y El Cobre (1965).

Luego del terremoto del 27-F se efectuó un catastro de las zonas afectadas por licuación, encontrándose más de 180 sitios, desde los tranques de relaves Veta de Agua (V región) hasta el lago Llanquihue (X región), en una distancia de más de 950 km. Es decir, una longitud cercana al doble de la zona de ruptura, la que se extiende con mayor preponderancia hacia el sur del país, lo que se explica por el predominio de suelos arenosos y la gran cantidad de ríos, lagos, y napas de poca profundidad, lo que difiere de las características de los terrenos ubicados en la parte centro-norte del país.

No se descarta que hayan existido numerosos sitios adicionales a los presentados en este catastro que sufrieron licuación durante el 27-F, los que probablemente se ubican en lugares de difícil acceso o con baja población y por ende, no lograron gran notoriedad. Otros debieron ser de menor envergadura en relación a los daños, o simplemente no se manifestaron en superficie.

### 7.2 CARACTERÍSTICAS GENERALES DE SITIOS LICUADOS EL 27-F

A partir del catastro de los sitios con licuación se obtiene que la distancia epicentral más lejana corresponde a 550 km y de 350 km si se mide desde el área de ruptura. Estos valores concuerdan sólo para el caso epicentral con las curvas propuestas por



Ambraseys para las distancias de licuación. Por otra parte, la distancia a la línea de ruptura supera en 130 km la curva propuesta, demostrando que en nuestro país este fenómeno puede desarrollarse en una gran extensión.

Aun cuando en líneas generales existe una correspondencia con los datos de Ambraseys, es importante indicar que ya no es del todo adecuado referirse al epicentro del sismo como un punto desde donde se genera la energía del terremoto, sino que se debe considerar la zona de ruptura, pues es en toda esta área desde donde se libera la energía del evento sísmico.

En cuanto a la geología de los sitios, predominan los sedimentos cuaternarios compuestos por depósitos aluviales, coluviales, de remoción en masa, fluviales y marinos, entre otros. En general, en el área afectada por licuación destaca la existencia de material de origen volcánico en las áreas de Talca, Retiro, Angol y materiales volcánicos con depósitos morrénicos y glaciales en Villarrica, Calafquén, Panguipulli, Ranco y Llanquihue.

También son de extrema importancia los depósitos artificiales, cuya licuación causó daños severos a decenas de casas y edificios ubicados principalmente en el área de Concepción.

### 7.3 TIPOS DE LICUACIÓN EN EL 27-F

De acuerdo a las características de los sitios con licuación durante el 27-F, se adoptaron las siguientes categorías: terrenos relativamente planos, desplazamiento lateral (*lateral spreading*), puentes y pasos a desnivel, puertos y muelles, fallas de talud, falla en terraplén de acceso, tranques de relaves, estructuras enterradas y terrenos ganados al mar.

Dentro de los terrenos relativamente planos se tiene el caso de Concepción, donde existe un predominio de material arenoso proveniente principalmente del arrastre de sedimentos del río Bío-Bío, encontrándose muchos sitios en un estado suelto, y que sumado a la fuerte presencia de humedales que aportan a la saturación del terreno en forma superficial, constituyen los factores propicios para la licuación del terreno. Esto provocó daños que afectaron principalmente a varios conjuntos de viviendas de la zona.

El tipo de licuación de mayor extensión fue sin dudas el fenómeno de *lateral spreading*, con la generación de grietas de decenas de metros que se extendieron por las riberas de ríos y lagos, como los casos de los ríos Mataquito, Lebu, Bío-Bío y los lagos Villarrica, Calafquén y Llanquihue, entre otros.

Una de las infraestructuras viales que fue mayormente afectada por la licuación corresponde a los puentes, algunos de los cuales quedaron desplazados en sus losas, con asentamientos de sus fundaciones y especialmente daños en sus terraplenes de accesos. Destacan los daños en puentes del sector de Paine y los del río Bío-Bío.

En el caso de los puertos, se produjo una concentración de daños entre Talcahuano y Lota. De forma análoga a lo ocurrido en el caso de los puentes, el movimiento lateral

del terreno dañó fuertemente los estribos y desplazó pilotes hacia el mar, mientras que aquellos pilotes cuyas bases se ubicaban sobre estratos que licuaron desarrollaron elevados niveles de asentamientos.

También se produjeron varios casos de flotación de estanques, tuberías y sistemas de alcantarillado debido a la licuación del material circundante, siendo los casos más significativos la elevación de los estanques de bencina en Lampa, Chillán y Concepción.

En relación a los tranques de relaves, fueron cinco los que resultaron con falla en sus muros, siendo el más catastrófico el caso de Las Palmas, con el colapso y flujo de relaves que arrasó con una casa, dejando un saldo de 4 víctimas.

#### 7.4 SECTORES CON CONCENTRACIÓN DE SITIOS LICUADOS EL 27-F

Se observó una concentración de licuación en tres sectores a lo largo del país: sur de la Región Metropolitana, Retiro y Concepción-Arauco.

En el primero se produjeron daños en casas, calles y especialmente en la escuela de Champa. Sin embargo, lo que más destaca son los daños ocurridos en cinco pasos a desnivel de la zona (PS Champa, PS Hospital, PI Los Pinos, PI Chada y PI Azufraderos), los que resultaron en su mayoría con importantes corrimientos en vigas, tableros, estribos y asentamientos en terraplenes.

El segundo sector con abundantes sitios licuados se ubica en las áreas de Retiro y Parral. En el centro de Retiro, casas y pavimentos resultaron dañados debido principalmente a asentamientos diferenciales y agrietamientos del terreno. Los casos de mayor envergadura fueron las extensas grietas que se formaron en el fundo Los Álamos, camino a Catillo, Yiyahue y Monteflor.

El tercer sector con abundante sitios afectados a licuación, y con mayores daños, corresponde al área de Concepción y Arauco. Entre los conjuntos de viviendas afectados destacan Brisa del Sol, Condominio Los Presidentes, Condominio Portal del Centro, Población Buena Vista, Condominio Portal del Centro y Bayona, entre otros. También resultaron afectadas por *lateral spreading* las principales lagunas de la ciudad y la ribera del río Bío-Bío.

#### 7.5 SECTORES MÁS ALEJADOS QUE SUFRIERON LICUACIÓN

Los puntos más alejados de la zona epicentral que presentaron licuación se ubican en Valdivia y los lagos Villarrica, Calafquén, Panguipulli, Ranco y Llanquihue, sitios que se caracterizan por presentar suelos arenosos finos de origen volcánico. El sector más austral del que se tiene evidencia de licuación para el 27-F corresponde al sector de Las Cascadas en el Lago Llanquihue, distanciado a más de 350 km desde el borde sur de la zona de ruptura del terremoto.

Dentro del contexto de sitios lejanos, es importante señalar que el acelerógrafo más al sur que registró el movimiento sísmico el 27-F, corresponde al ubicado en Valdivia, que midió un PGA igual a 0.14g. Luego, en sectores más australes, como el lago Llanquihue (distanciado a unos 150 km de Valdivia), es posible inferir que el nivel de aceleración fue incluso menor.

Lo expuesto dejaría en evidencia que en terremotos de gran magnitud, a grandes distancias de la zona epicentral, donde se producen movimientos de baja aceleración y duración (como lo registrado en Valdivia), se puede producir licuación de suelos. Esta situación se ha constatado en otros terremotos de gran magnitud, como el terremoto de Tohoku en Japón el año 2011, donde se observó licuación en sectores con aceleraciones máximas horizontales del orden de 0.15g.

## 7.6 SITIOS CON LICUACIÓN REITERADA

La recurrencia de licuación en un mismo sitio ha sido identificada en varios países y ha sido reportado por diversos autores. En nuestro país se han identificado numerosos sitios con licuación reiterada, y que en su mayoría corresponden a zonas adyacentes a cuerpos de agua, como ríos, lagos y sectores costeros. Los ríos que evidenciaron licuación reiterada son: Maipo, Tinguiririca, Itata, Bío-Bío y Calle Calle en Valdivia, dañando principalmente a los puentes que los cruzan. También se han visto afectados de forma reiterativa los lagos Rapel, Llanquihue y las áreas costeras de los puertos de San Antonio y Valparaíso.

Por tanto, futuras construcciones en aquellos sectores que han sufrido licuación requieren de un estudio del comportamiento dinámico del terreno, pues podrían eventualmente volver a licuar.

## 7.7 CARACTERÍSTICAS SINGULARES DE LA LICUACIÓN EN CHILE

Uno de los fenómenos que llama la atención de la licuación ocurrida en el 27F corresponde a la presencia de cenizas volcánicas, fina y que fue expulsada a través de volcanes de arenas. Esto se explicaría por el predominio de suelos de origen volcánico que caracterizan las zona centro-sur de nuestro país.

El tipo de material observado corresponde a depósitos piroclásticos de tipo cenizas, los que se caracterizan por un tamaño de partícula menor a 2 mm. Éstos son transportados por el viento en nubes de cenizas y se depositan con bajas densidades. Este bajo nivel de energía de depositación genera que este tipo de materiales posean un alto potencial para el desarrollo del fenómeno de licuación.

En otras áreas también hubo evidencia de licuación en suelos de origen volcánico (arenas de color gris oscuro), como en los lagos más australes ya señalados.

Otra característica particular de la licuación en Chile corresponde a que en algunos casos el agua expulsada se encontraba temperada. Esta situación fue observada en el

terremoto de 1960 y en el Lago Panguipulli para el terremoto del 2010. Los testigos de estos acontecimientos lo relacionaron en una primera instancia a procesos volcánicos.

## 7.8 SITIOS ANALIZADOS CON CLARA EVIDENCIA DE LICUACIÓN

### 7.8.1 *Nancagua*

En la localidad de Yáquil se formaron numerosas grietas, las cuales afectaron principalmente la Villa Santa Rosa, una iglesia y la propiedad del centro de recreación Quinta de Recreo La Chabela. Estas aberturas produjeron la rotura de pavimentos y radieres, lo que se sumó al hundimiento de algunas construcciones, inclinación de postes y el colapso de un canal de regadío.

Ensayos de laboratorio indican que el material predominante es una arena arcillosa (SC) con un contenido de finos cercano al 35% y un ángulo de fricción igual a  $34^{\circ}$ . Las muestras presentan una respuesta contractiva y algo de dilatación a mayores deformaciones, resultando una resistencia no drenada normalizada relativamente alta ( $S_u/\sigma_v' = 0.39$ ), lo que no se relacionaría directamente con un material potencialmente licuable de acuerdo a las curvas propuestas por Idriss y Boulanger (2007). Es importante señalar que el ensayo de triaxial en compresión genera mayores valores de  $S_u/\sigma_v'$ , siendo recomendable el uso de ensayos de Corte Simple.

No obstante, los resultados de resistencia cíclica indican un potencial de licuación superior a 1 para aceleraciones superiores a 0.3g, y por tanto, un suelo potencialmente licuable.

### 7.8.2 *Retiro*

A raíz del terremoto del 27-F, las localidades de Retiro y Parral se vieron fuertemente afectadas por licuación de suelos. En el sector de Retiro, los daños incluyen el centro de la localidad y grietas de grandes dimensiones en el Fundo Los Álamos. Hacia Parral, los daños se manifestaron principalmente en el camino a El Ajial, camino a Catillo y Monte Flor.

El tipo de falla con mayor predominio en este sector los constituye el tipo plano, caracterizado por asentamientos del terreno. Sin embargo, también existen sitios con grandes grietas, algunas dispuestas en la ribera de ríos y canales, y otras sin la presencia de alguna clara condición de borde que favorezca el desplazamiento. Se estima que estas últimas se ubican en antiguos canales que transitaban por dichas áreas, generando grietas en un ancho limitado.

El análisis granulométrico de las muestras extraídas en el centro de Retiro indica que clasifica como ML, con un 55% de finos y un ángulo de fricción igual a  $34^{\circ}$ . Los ensayos triaxiales no drenados revelan una respuesta claramente contractiva y con una razón



entre la resistencia no drenada y tensión vertical efectiva igual a  $S_u/\sigma_v' = 0.23$ . Al igual que en el caso de Nancagua es importante indicar que es recomendable utilizar ensayos de Corte Simple ya que los triaxiales en compresión entregan mayores valores de  $S_u/\sigma_v'$ .

El análisis de licuación, a través del Método Simplificado de Seed, indica que el terreno tiene un potencial de licuación superior a la unidad para una aceleración superior a 0.3g, por lo que el terreno es potencialmente licuable.

### 7.8.3 Puerto de Coronel

El subsuelo del Puerto de Coronel está compuesto por depósitos de arenas de compacidad variable y limos de baja consistencia sobre una roca arenisca con cementación variable y fracturas que disminuyen en profundidad. Destaca la presencia de un lente de fango de muy baja resistencia ubicado en la explanada y sobre el lecho marino, y la presencia de arenas potencialmente licuables que predominan en el sector de ingreso al Muelle Norte.

Aun cuando ambos Muelles (Norte y Sur) se vieron afectados por el desplazamiento del terreno, quedando ambos estribos con daños de consideración, la respuesta de los pilotes fue dispar. En el Muelle sur, la conexión entre tablero y pilote se realiza con la enfierradura embebida en la losa y con el posterior hormigonado, impidiendo el giro del pilote y principalmente, evitando la rotura. Por otra parte, en el Muelle Norte la conexión fue realizada mediante soldadura, la que no fue suficiente, produciéndose el giro de varios pilotes e incluso el corte en algunas conexiones.

No está demás señalar que el uso de aisladores sísmicos no evita que los pilotes se vean afectados por la licuación del material de terreno, o una falla por lente de baja resistencia. La tecnología de aislación sólo colabora a que la supra-estructura y los elementos que se ubican sobre ésta, sufran menos sollicitación, pero si se produce un importante daño en las fundaciones, igualmente éste puede tener graves consecuencias.

Destaca que aquellos pilotes que sufrieron la rotura de conexión, pese a que no se encontraban fundados en la arenisca, no evidenciaron importantes asentamientos. En relación al tipo de pilotes que resultaron con mayores daños en el Muelle Norte, éstos son de tipo vertical o duplas en sentido transversal al puente de acceso, es decir, aquellos de menor resistencia al empuje lateral del terreno.

El modelo numérico del Puerto de Coronel indica que es el fango el factor gatillante de la falla de la explanada, pues al efectuar un análisis únicamente incorporando la licuación de arenas, los desplazamientos no superarían los 20 cm.

Al evaluar el modelo con el efecto combinado de resistencia no drenada del fango y licuación de suelos, se obtiene que para obtener un desplazamiento análogo al medido en el Puerto es necesaria una resistencia no drenada del fango de aproximadamente

0.1 kg/cm<sup>2</sup>, que coincide plenamente con los valores establecidos en la literatura para este tipo de materiales.

## 8. CONCLUSIONES

De la realización de esta tesis es posible entregar las siguientes conclusiones:

- En Chile existe una gran cantidad de suelos potencialmente licuables, descartándose la infundada creencia que por ser un país sísmico, todos los suelos se encuentran en estado denso.
- Luego del terremoto del 27-F se encontraron más de 180 sitios desde el tranque de relaves Veta de Agua en La Calera, hasta el Lago Llanquihue, en una distancia de más de 950 km, visualizándose una concentración de licuación en tres sectores a lo largo del país: Sur de la Región Metropolitana, Retiro y Concepción-Arauco.
- Los puntos más alejados de la zona epicentral que presentaron licuación se ubican en Valdivia y los lagos Villarrica, Calafquén, Panguipulli, Ranco y Llanquihue, sitios que en general se caracterizan por presentar suelos arenosos finos de origen volcánico. El sector más alejado corresponde a Las Cascadas en el Lago Llanquihue, distanciado a más de 350 km desde el borde sur de la zona de ruptura.
- Para un terremoto de gran magnitud, sitios que presenten un bajo nivel de aceleración y baja duración del movimiento pueden producir licuación de suelos, como lo evidenciado en Valdivia (0.14g) y los puntos más australes.
- Existe evidencia en Chile de licuación reiterada, como en los casos de los ríos Maipo, Tinguiririca, Itata, Bío-Bío y Calle Calle, lagos Rapel, Llanquihue y en los puertos de San Antonio y Valparaíso. Por tanto, futuras construcciones en aquellos sectores que han sufrido licuación requieren de un estudio del comportamiento dinámico del terreno, pues podrían eventualmente volver a licuar.
- Se observó presencia de ceniza volcánica, fina y que fue expulsada a través de volcanes de arenas, principalmente en el área de Retiro y Parral y los lagos más australes. Adicionalmente, en un caso se reportó agua temperada que fue expulsada a través de orificios.
- Ensayos de laboratorio de muestras extraídas en Nancagua y Retiro dan cuenta de materiales con contenidos de finos de 35 y 55%. Las muestras presentan una respuesta contractiva, con  $S_u/\sigma_v' = 0.39$  y  $0.23$ , respectivamente evaluadas de ensayos triaxiales a compresión. El análisis de licuación en ambos casos a través del Método Simplificado de Seed indica un Potencial de Licuación mayor a 1 para aceleraciones superiores a 0.3g.

- El subsuelo del Puerto de Coronel está compuesto por depósitos de arenas de compactación variable y limos de baja consistencia sobre una roca arenisca con cementación variable. Destaca la presencia de un lente de fango de muy baja resistencia ubicado en la explanada y sobre el lecho marino, y la presencia de arenas potencialmente licuables que predominan en el sector de ingreso al Muelle Norte.
- El modelo numérico del Puerto de Coronel indica que es el fango el factor gatillante de la falla de la explanada, pues al efectuar un análisis únicamente incorporando la licuación de arenas, los desplazamientos no superarían los 20 cm.
- Al evaluar el modelo con el efecto combinado de resistencia no drenada del fango y licuación de suelos, se obtiene que para obtener un desplazamiento análogo al medido en el Puerto es necesaria una resistencia no drenada del fango de aproximadamente  $0.1 \text{ kg/cm}^2$ , valor compatible con los establecidos en la literatura para este tipo de materiales.



## **9. RECOMENDACIONES**

A través de la evidencia expuesta en este trabajo se respalda la idea de que un sitio puede licuar de forma reiterativa, por tanto el catastro de los sitios licuados el 27-F entrega una base de antecedentes importantes para los futuros proyectos que se desarrollen en estos sitios, siendo necesario mayores análisis para evaluar el potencial riesgo de licuación y tomar las medidas de mitigación necesarias para evitar este fenómeno en el futuro.

Se recomienda además, efectuar estudios adicionales, que incluyan ensayos de terreno y laboratorio, en las áreas más australes que presentaron licuación de suelos y que –aparentemente- tuvieron un bajo nivel de aceleración y corta duración de sollicitación, como son los casos de Valdivia y los lagos Villarrica, Calafquén, Panguipulli, Ranco y Llanquihue.

En el caso del Puerto de Coronel se recomienda la ejecución de una campaña de exploración que incluya sondajes y ensayos de laboratorio para ajustar con mayor precisión los parámetros geotécnicos de los materiales del área.

## 10. BIBLIOGRAFÍA

Ambraseys, N. (1988). "Engineering Seismology". Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 17.

Andrade, J., Soto, C. Troncoso, N., Vaccaro, L., Vidal, P. (2010) "Informe de Terreno. Identificación de Riesgo Geológico. Grupo Suelo" Escuela de Geografía. Facultad de Arquitectura y Urbanismo, U. de Chile.

Andrews, D., and Martin, G. (2000). "Criteria for Liquefaction of Silty Soils". *Proc., 12th World Conference on Earthquake Engineering, Auckland, New Zealand.*

Andrus, R. D., and Stokoe II, K. (2000). "Liquefaction Resistance of Soils from Shear-Wave Velocity". *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*, Vol. 126, No. 11, pp. 1015–1025.

Arenas, M., y Mourgues, A (2010). "Efectos Geológicos del Sismo de 27 de Febrero de 2010. Destrucción de Vivienda por Agrietamiento del Terreno en la Localidad de Yiyahue, Comuna de Parral, Región del Maule (Inf-Maule-05)". Sernageomin.

Arias, A. (1970). "A Measure of Earthquake Intensity". In: Hansen RJ, editor. *Seismic Design for Nuclear Power Plants*, pp. 438-483. Cambridge, Massachusetts: MIT Press. 23.

Astroza, M., and Monge, J. (1988). "Effects of Geology and Soils on Damage Central Chile Earthquake of March 3, 1985".

Barrientos, S. (2010). "Informe Técnico Actualizado 27 Mayo 2010. Terremoto Cauquenes 27 Febrero 2010".

Barros Arana, D. (1885). "Historia General de Chile".

Blight, G. E.; Troncoso, J. H.; Fourie, A. B.; Wolski, W.(2000). "Issues in the Geotechnics of Mining Wastes and Tailings". International Conference on Geotechnical and Geological Engineering. *GeoEng 2000*, pp.1253-1285.

Bolt, B. (1969). "Duration of strong motion". *Proceedings of the 4th World Conference of Earthquake Engineering, Santiago, Chile*, pp. 1304-1315.

Boore, D. (1983). "Stochastic simulation of high-frequency ground motions based on seismological models of the radiated spectra". *Bulletin of the Sismological Society of America*, Vol 73, pp 1865-1884.

Boulanger, R. W., Seed, R. B. Chan, C. K., Seed H. B. and Sousa, J. (1991). "Liquefaction Behavior of Saturated Sands Under Uni-Directional and Bi-Directional Monotonic and Cyclic Simple Shear Loading". *Geot. Eng. Report No. UCB/GT/91-08*. University of California, Berkeley.

Bowles J. (1997) "Foundation Analysis and Design". 5<sup>th</sup> Edition. McGraw-Hill.

Brantt, C. (2011). "Microzonificación Sísmica del Sector Sur Poniente de Santiago, Comunas Buin y Paine".

Brunet, S. (2012). "Comportamiento Sísmico de Estructuras de Puerto".

Burgos M., & Samper, F. (2007). "Mejora de unos Fangos muy Blandos Procedentes de Dragado en el Puerto de Valencia".

Chang, F. K. and Krinitzsky, E. L. (1977). "Duration, spectral content, and predominant period of strong motion earthquake records from western United States," Miscellaneous Paper 5-73-1, U.S. Army Corps of Engineers Waterways Experiment Station, Vicksburg, Mississippi.

Darwin, Ch. (1945). "Viaje de un Naturalista Alrededor del Mundo".

Depto. Ing Civil (UCHile). (2012). "Mw = 8.8 Terremoto en Chile".

DGA. (1985). "Catastro de usuarios de aguas del río Longaví y sus afluentes VII región".

DGA. (1986). "Mapa Hidrogeológico de Chile. Escala 1:2.500.000. Texto explicativo".

DGA. (1989). "Mapa Hidrogeológico de Chile".

DGA. (2004). "Diagnóstico y Clasificación de los Cursos y Cuerpos de Agua según Objetivos de Calidad. Cuenca del Río Maule".

Dictuc (2010). "Evaluación Preliminar de Contingencia en Tranque de Relaves Mina Veta del Agua, Sector Cajón El Sauce, Comuna de Nogales, Región de Valparaíso: Fase I, Informe Final".

Dobry, R. (1965). "Efectos del Sismo de Marzo de 1965 en los Tranques de Relaves de El Cobre". Revista IDIEM, 4, pp. 85-107.

Dobry, R., and Alvarez, L. (1967). "Seismic Failures of Chilean Tailings Dams". Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, 93 (SM6), 237-260.

Earthquake Spectra. (1986). "The Chile Earthquake of March, 1985". Earthquake Spectra, Vol. 2, No. 2.

Empresa de los Ferrocarriles del Estado, EFE. (2010). Comunicación Personal.

Espinace, R (2010) "Proyectos de Innovación y su Relación con las Lecciones Preliminares Obtenidas del Terremoto de Febrero 2010". Seminario "Propuestas para la Operación de Depósitos de Relaves, a partir de Experiencias Recientes".

FHWA. (1997). "Geotechnical Engineering Circular No. 3. Design Guidance: Geotechnical Earthquake Engineering For Highways". Vol I- Design Principles."

FHWA. (2011). "Postearthquake Reconnaissance Report on Transportation Infrastructure Impact of the February 27, 2010, Offshore Maule Earthquake in Chile".

Florin, V. A. and Ivanov, P. L. (1961) "Liquefaction of Saturated Sandy Soils". 5th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Proceedings, V. 1, pp 107-111.

Geotechnical Extreme Events Reconnaissance, GEER. (2010). "Geo-Engineering Reconnaissance of the February 27, 2010 Maule, Chile Earthquake".

Geovenor. (1995). "Construcción Puerto de Coronel. Compañía Puerto de Coronel S.A. Facilidades Marítimas".

Geovenor. (2006). "Proyecto Muelle Sur. Investigación Geotécnica".

Ghanat, S. (2011). "Duration Characteristics of the Mean Horizontal Component of Shallow Crustal Earthquake Records in Active Tectonic Regions".

Góngora Marmolejo, A. de (1862). Colección de Historiadores de Chile y Documentos Relativos a la Historia Nacional. Tomo II.

González de Vallejo, L. (2004). "Ingeniería Geológica".

González, V. (2012). "Licuefacción en el área de Paine inducida por el Terremoto 27F". VII Congreso Chileno de Geotecnia.

Hauser Yung, Arturo (1990). "Carta hidrogeológica de Chile: Hoja Rancagua".

Hayes, G. P., Jonson, K., Benz, H., Bergman, E., Meltzer, A. and Brown, L. (2013). "Seismotectonic Framework of the Feb. 27, 2010 Mw 8.8 Maule, Chile Earthquake Sequence".

Hazen, A. (1920). "Hydraulic-Fill dams". ASCE Transactions, Vol. 83, pp 1713-1745.

Harder, L. F., Jr. (1988). "Use of penetration tests to determine the cyclic loading resistance of gravelly soils during earthquake shaking". PhD dissertation, University of California, Berkeley, CA.

Harder, L. F., and Boulanger, R. W. (1997). "Application of  $K_{\sigma}$  and  $K_{\alpha}$  correction factors". In Proceedings of the NCEER Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils, National Center for Earthquake Engineering Research, SUNY, Buffalo, pp. 167–190.

Hardin & Richard. (1963). "Elastic Wave Velocities in Granular Soils". J. Soil Mech. Found.

Hynes, M. E. (1988). "Pore Pressure Generation Characteristics of Gravel Under Undrained Cyclic Loading". PhD Dissertation, University of California, Berkeley, California.

I. Municipalidad de Paine. (2010). "Informe Técnico de Obras". Proyecto Ampliación Escuela Elías Sánchez Ortúzar, Champa. Efectos Producidos por Terremoto".



- I. Municipalidad de Parral. (2011). Comunicación Personal.
- I. Municipalidad de Parral, B & B Consultores (2006) "Plan Regulador Comunal de Parral".
- I. Municipalidad de Retiro. (2011). Comunicación Personal.
- Idriss, I., and Boulanger, R. (2007). "SPT- and CPT- Based Relationships for the Residual Shear Strength of Liquefied Soils". Earthquake Geotechnical Engineering, Proc., 4th Intl. Conf. on Earthq. Geotech. Engrg., Invited Lectures, K. D. Pitilakis, ed., Springer, The Netherlands, pp. 1-22.
- Idriss, I., and Boulanger, R. (2008). "Soil Liquefaction during Earthquakes". Earthquake Engineering Research Institute. Oakland, CA.
- Ishihara, K. (1985). "Stability of Natural Deposits During Earthquakes". Theme Lecture, Proceedings of the 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 1, pp 321-376.
- Ishihara, K., Kokusho, T., and Silver, M. (1989). "Recent Developments in Evaluating Liquefaction Characteristics of Local Soils". State-of-the-Art Report, Proceedings 12th International Conference on Soils Mechanics and Foundation Engineering, Río de Janeiro, Brazil, Vol. 4, pp. 2719-2734.
- Itasca (2006) "FLAC Fast Lagrangian Analysis of Continua. User's Guide".
- Iwasaki, T., Tatsuoka, F. and Takagi, Y. (1978). "Shear Moduli of Sands Under Cyclic Torsional Shear Loadings". Soils and Foundations, JSSMFE, Vol. 18, No. 1, pp. 39-56.
- Kayen, R., Stewart, J. and Ashford, S. (2010). "Advances in Terrestrial Lidar Technology for Earthquake Damage Investigations".
- Kayen, R. E., Mitchell, J. K., Seed, R. B., Lodge, A., Nishio, S., and Coutinho, R. (1992). "Evaluation of SPT-, CPT-, and Shear Wave-based Methods for Liquefaction Potential Assessment Using Loma Prieta Data". Proc., 4th Japan-U.S. Workshop on Earthquake-Resistant Des. of Lifeline Fac. and Countermeasures for Soil Liquefaction, Vol. 1, 177–204.
- Kramer, S. (1996). "Geotechnical Earthquake Engineering". Prentice Hall, INC. 653 P.
- Kramer, S., Sideras, S., and Tohumcu, P. (2011). "Effects of Long Duration Motions on Liquefaction and Slope Stability".
- Kuhlmeyer, R. L. & Lysmer, J. (1973). "Finite Element Method Accuracy for Wave Propagation Problems". Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, vol. 99 n. 5, pp. 421-427.
- Lambe, T. W. and Whitman, R. V. (2004). "Mecánica de Suelos". Editorial Limusa. 582 p.

- Lenz, R. (1912). "Tradiciones e ideas de los Araucanos acerca de los Terremotos". Publicado en los Anales de la Universidad, tomo CXXX.
- Leyton, F., Arenas, M. y Contreras, J.P. (2012). "Geología Superficial, Frecuencias Predominante de Suelos y Observaciones de Licuefacción en Curicó tras el Terremoto del Maule 2010". VII Congreso Chileno de Geotecnia.
- Liao, S. S. C., and Whitman, R. V. (1986). "Catalogue of Liquefaction and Nonliquefaction Occurrences During Earthquakes". Res. Rep., Dept. of Civ. Engrg., Massachusetts Institute of Technology, Cambridge, Mass.
- Maharjan, M. and Takahashi, A. (2012). "Liquefaction centrifuge modeling in non-homogeneous soil deposits", 15th World Conference on Earthquake Engineering, September 24-28, 2012, Lisbon, Portugal.
- Marcuson, W. (1978). "Definition of Terms Related to Liquefaction". Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 104 No. 9, pp. 1197-1200.
- Marcuson, W. F., III, Hynes, M. E., and Franklin, A. G. (1990). "Evaluation and Use of Residual Strength in Seismic Safety Analysis of Embankments". *Earthquake Spectra*, Vol. 6, No. 3, pp. 529-572.
- Mardones, M. (2010). "Procesos de remoción en masa asociados al sismo de 8.8 Mw del 27/F 2010 en el litoral de Concepción, Chile".
- Mendoza, M., Ovando, E., Villalobos, F., Rodríguez, M., and Oróstegui, P. (2011). "Geotechnical aspects of damages in Concepcion, due to the Mw 8.8 Chile earthquake on February 27, 2010".
- Montessus de Ballore, F. (1912). "Historia Sísmica de los Andes Meridionales al Sur del Paralelo XVI".
- Ministerio de Obras Públicas, MOP (2010). Comunicación Personal.
- Muñoz, C. (1956). "Handbook of South American Geology".
- Norambuena, R. (2013). "Corrimiento Lateral de Suelos y su Efecto en Pilotes".
- Olivares, Miguel de (1736-1738). "Historia de la Compañía de Jesús en Chile".
- Park, Y.-J., Ang, A. H.-S., and Wen, Y. K. (1985) "Seismic damage analysis of reinforced concrete buildings, J. Struct. Eng. 111 (4), 740 – 757.
- Poblete, M. (1967). "El subsuelo del Centro de Concepción en relación con el diseño antisísmico. Santiago".
- Puerto de Coronel. (2012). Comunicación Personal.
- Ramírez, N. (2010). "Consecuencias del Terremoto en Depósitos de Relaves de la Zona Central - Sur de Chile y su Relación con el Decreto 248".

Rathje, E., Stokoe, K., Rosenblad, B., and Darendeli, M. (s.f.). "Shear Wave Velocity Profiling by the SASW Method at Selected Strong-Motion Stations from the 1999 Turkey Earthquakes".

Rauld P., R., Leyton F., F.,y Urresty V., C. (2011). "Estudio Fundado de Riesgos. Diagnóstico de Peligros Naturales en la Comuna de Coronel, VIII Región del Bío-Bío".

Real Audiencia (1648). Carta de la Real Audiencia de Chile sobre el Terremoto del 13 de mayo de 1647.

RENADIC. (s.f.). Red de Cobertura Nacional de Acelerógrafos - RENADIC. Obtenido de <http://www.terremotosuchile.cl/>

Riggs, C.O. (1986). "North American Standard Penetration Test Practice". In: Use of In Situ Tests in Geotechnical Engineering, ASCE Geotechnical Special Publication No. 6, pp. 949-965.

Robertson, P., and Wride, C. (1998). "Evaluating Cyclic Liquefaction Potential Using the Cone Penetration Test". Canadian Geotechnical Journal, Vol. 35, No. 3, pp. 442-459.

Rodríguez, A. y Gajardo, C. (1906). "La Catástrofe del 16 de Agosto de 1906 en la República de Chile".

Rollins K.M., Evans M., Diehl N. and Daily W. 1998. "Shear modulus and damping relationships for gravels". J. of Geotechnical and Geoenvironmental Engrg., 124 (5), 396-405.

Rosales, Diego de (1674). "Historia General del Reino de Chile. Flandes Indiano". Escrita en 1674 y publicada en 1877-1878 por Vicuña Mackenna.

Santucci de Magistris, F., Lanzano, G., Forte, G., and Fabbrocino, G. (2013). "A database for PGA threshold in liquefaction occurrence." Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 54, 17-19.

Read More: [http://ascelibrary.org/doi/abs/10.1061/\(ASCE\)GT.1943-5606.0000668](http://ascelibrary.org/doi/abs/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0000668)

Schnabel, P.B. (1973) "Effects of Local Geology and Distance from Source on Earthquake Ground Motions". Ph.D. Thesis, University of Calif., Berkeley.

Seed, H. (1979). "Soil Liquefaction and Cyclic Mobility Evaluation for Level Ground During Earthquakes". Journal of the Geotechnical Engineering. Division., ASCE, Vol.105, No. 2, pp. 201-255.

Seed, H. B. (1983). "Earthquake-Resistant Design of Earth Dams". Proc. Symposium Seismic Design of Earth Dams and Caverns, ASCE, New York, 41-64.

Seed, H. B. (1987). "Design problems in soil liquefaction". Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE 113(8): 827-845

Seed, H.B. and Idriss, I. M. (1970). "Soil moduli and damping factors for dynamic response analyses," Report EERC 70-10, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.

Seed, H. B., and Idriss, I. M. (1971). "Simplified Procedure for Evaluating Soil Liquefaction Potential". Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, 97(9), pp.1249–1273.

Seed, H., and Idriss, I. (1982). "Ground Motions and Soil Liquefaction During Earthquakes". H. Bolton Seed Memorial Symposium Proceeding, Vol. 2, BiTech Publishers Ltd. Vancouver, B.C., Canada.

Seed, H. B., Idriss, I. M. and Arango, I. (1983). "Evaluation of Liquefaction Potential Using Field Performance Data". Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 109, No. 3, pp. 458-482.

Seed, H. B., Idriss, I. M., Makdisi, F., and Banerjee, N. (1975). "Representation of Irregular Stress Time Histories by Equivalent Uniform Stress Series in Liquefaction Analyses". Rep. No. UCB/EERC 75-29, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, California

Seed, H. B. and Lee, K. L. (1966) "Liquefaction of Saturated Sands During Cyclic Loading". Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE Vol. 92, No. SM6, pp. 105-134.

Seed, H. B., Tokimatsu, K., Harder, L.F. and Chung, R.M. (1985). "Influence of SPT Procedures in Soil Liquefaction Resistance Evaluations". Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 111, No. 12, pp. 1425-1445.

Seed, R. B., and Harder, L. F. (1990). "SPT-based Analysis of Cyclic Pore Pressure Generation and Undrained Residual Strength". H. Bolton Seed Memorial Symposium., 2, pp. 351-376.

Seed R.B., Cetin K.O., Moss R.E.S., Kammerer A., Wu J., Pestana J. M., Riemer M. F., Sancio R.B., Bray J.D., Kayen R.E., and Faris A. (2003), "Recent Advances in Soil Liquefaction Engineering: A Unified and Consistent Framework". White Paper for Keynote Presentation, 26th Annual ASCE Los Angeles Geotechnical Spring Seminar, Long Beach, California.

Segerstrom, K., Casertano, L., Galli, C. (1963). "Eruptions of wáter and sand resulting from an earthquake near Concepción, Chile". Art. 35 in U.S. Geol. Survey Prof. Paper 475-B, p. B131-B134.

Seismic Protection Technologies (SIRVE). (2012). Obtenido de [www.sirve.cl](http://www.sirve.cl)

Servicio de Geología y Minería, Sernageomin (2010). Comunicación Personal.

Servicio de Geología y Minería, Sernageomin (2010). "Efectos Geológicos del Sismo del 27 de Febrero de 2010". Informes: Valparaíso-05, O'Higgins-01, O'Higgins-02, O'Higgins-05, Maule-05, Maule-07, Maule-08, Maule-09, Maule-13, Maule-14, Maule-15,



Bíobío-01, Bíobío-05, Bíobío-12, Bíobío-13, Bíobío-14, Bíobío-17, Bíobío-20, Bíobío-29, Bíobío-30, Bíobío-40, Bíobío-41, Bíobío-42, Bíobío-45, Bíobío-47, Bíobío-49, Bíobío-52, Araucanía-02, Araucanía-09, Araucanía-11, Araucanía-17, Los Ríos-02.

Servicio de Geología y Minería, Sernageomin (2003). "Mapa Geológico de Chile: Versión Digital".

Shibata, T. and Taparaska, W. (1988), "Evaluation of Liquefaction Potentials of Soils Using Cone Penetration Tests". Soils and Foundations, JSSMFE, Vol. 28, No. 2, pp. 49-60.

Skempton, A. K. (1986). "Standard Penetration Test Procedures and the Effects in Sands of Overburden Pressure, Relative Density, Particle Size, Aging, and Overconsolidation". Geotechnique, London, 36(3), 425-447.

Stokoe and Rix. (1989). "In Situ Seismic Testing with Surface Waves".

Stokoe et al. (1994). "Characterization of Geotechnical Sites by SASW Method".

Sun, J.I., Galesorkhi, R., and Seed, H.B. (1988). "Dynamic moduli and damping ratios for cohesive soils," Rpt. No. UCB/EERC-88/15, Earthquake Engineering Research Center, Univ. of California, Berkeley

Superintendencia de Servicios Sanitarios, SISS (2010). Comunicación personal.

Susuki, W., Aoi, S. and Sekiguchi, H. (2011). Fault Model and Strong-Motion Observation Station used in the Source Inversion Analysis.

Tokimatsu, K. and Yoshimi, Y. (1983). "Empirical Correlation of Soil Liquefaction Based on SPT N-value and Fines Content". Soil and Foundations Vol. 23, No. 4, pp 56 – 74.

Torres, A. (2014). "Análisis de Falla por Licuefacción Durante el Terremoto 27F en la Bahía de San Vicente".

Trifunac, M.D. and Brady, A.G. (1975). "A Study on the Duration of Strong Earthquake Ground Motion. Bulletin of the Seismological Society of America 65, pp. 581-626.

Troncoso, J. and Verdugo, R. (1985): "Silt Content and Dynamic Behavior of Tailings Sands". XI International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Vol. 3. pp. 1311-1314.

Troncoso, J.H., Avendaño, A. and Vergara, A. (1993). "The Seismic Failure of Barahona Tailings Dam". Proceedings: Third International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering, St. Louis, Missouri, June 1-4, 1993, Paper No. 2.56.

Tsuchida, H. (1970). "Prediction and Countermeasure against Liquefaction in Sand Deposits".

U. de Chile - FCFM. (1986). "El Sismo del 3 de Marzo 1985 - Chile".

- U. de Chile - FCFM. (2012). "Mw=8.8 Terremoto en Chile, 27 de febrero 2010".
- Verdugo, R. (1992). "Characterization of Sandy Soil Behavior Under Large Deformation". Ph.D. Thesis, University of Tokyo.
- Verdugo, R. (2005). "Main Factors that Control Liquefaction of Tailings Sands".
- Verdugo, R. (2006). Curso de Mecánica de Suelos. "Licuefacción de Suelos No-Cohesivos".
- Verdugo, R. (2011). "Seismic Stability Analysis of Large Tailings Dams". 5th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, Santiago, Chile.
- Verdugo, R. (2012). "Comparing Liquefaction Phenomena Observed During the 2010 Maule, Chile Earthquake and 2011 Great East Japan Earthquake" Proceedings of the International Symposium on Engineering Lessons Learned from the 2011 Great East Japan Earthquake, March 1-4, 2012, Tokyo, Japan.
- Vicuña Mackenna, B. (1869). "Historia Crítica y Social de la Ciudad de Santiago".
- Villalobos, F., Ovando, E., Mendoza, M. and Oróstegui, P. (2011). "Damages Observed in the 2010 Concepción Earthquake Related to Soil Phenomena" 5th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering. January 2011, 10-13. Santiago, Chile.
- Villaruel, Fray Gaspar de. (1647) Relación del terremoto que asoló la ciudad de Santiago de Chile.
- Vucetic, M. and Dobry, R. (1991). "Effect of Soil Plasticity on Cyclic Response." J. Geotech. Engrg., 117(1), 89–107.
- Wakamatsu, K. (2012). "Recurrence of Liquefaction at the Same Site Induced by the 2011 Great East Japan Earthquake Compared with Previous Earthquakes". 15 WCEE.
- Wang, W. (1979). "Some Findings in Soil Liquefaction". Water Conservancy and Hydroelectric Power Scientific Research Institute, Beijing, China.
- Xia, H. and Hu, T. (1991) "Effects of Saturation and Back Pressure on Sand Liquefaction". Journal of Geotechnical Engineering. Vol. 117, No. 9, pp. 1347-1362.
- Yasuda S., Verdugo, R., Konagai, K., Sugano, T., Villalobos, F., Okamura, M., Tobita, T., Torres, A. and Towhata, I. (2010) "Description and Analysis of Geotechnical Aspects Associated to the 2010 Chile Earthquake".
- Yoshimine, M., and Ishihara, K. (1998). "Flow Potential of Sand During Liquefaction". Soils and Foundations, Vol. 38, No. 3, pp. 187-196.
- Youd, T. L., Hoose, S. N. (1978) "Historic Ground Failures in Northern California Triggered by Earthquakes".

Youd, T. L. (1984). "Recurrence of Liquefaction at the same site". Eight World Conference on Earthquake Engineering, Proceedings, Vol. 3, pp. 231-238.

Youd, T. L., Idriss, I. M., Andrus, R. D., Arango, I., Castro, G., Christian, J. T., Dobry, R., Finn, W. D. L., Harder, L. F., Hynes, M. E., Ishihara, K., Koester, J. P., Liao, S. S. C., Marcuson, W. F., Martin, G. R., Mitchell, J. K., Moriwaki, Y., Power, M. S., Robertson, P. K., Seed, R. B., and Stokoe, K. H. (2001). "Liquefaction Resistance of Soils: Summary Report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF Workshops on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils". Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 127(10), 817-833.

Youd, T., and Perkins, D. (1978). "Mapping Liquefaction-Induced Ground Failure Potential". Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 104, pp. 433-446.

Zegers, L. (1906). "El terremoto del 6 de agosto". Revista Anales U. de Chile. Tomo 119, jul.-dic., pp 1-33.

## **ANEXOS**

### **A. Catastro de sitios afectados por licuación de suelos en el terremoto del 27-F.**

A continuación se presentan fichas de información de los puntos que presentaron licuación el 27-F. Cada una de las fichas incluye el nombre del sitio, coordenadas, fotografías y una reseña de los daños. Cabe mencionar que para una mejor referencia de las fotografías se usan las letras U, C, D, L y R para indicar si la foto señalada se encuentra arriba, centro, abajo, izquierda o derecha.



FT-001

CHAMPA – R. METROPOLITANA

33.85° - 70.76°



U: Google Earth // C, D: autor





U, DL: flickr/Paulina Orellana Quinteros // DR: I. Municipalidad de Paine

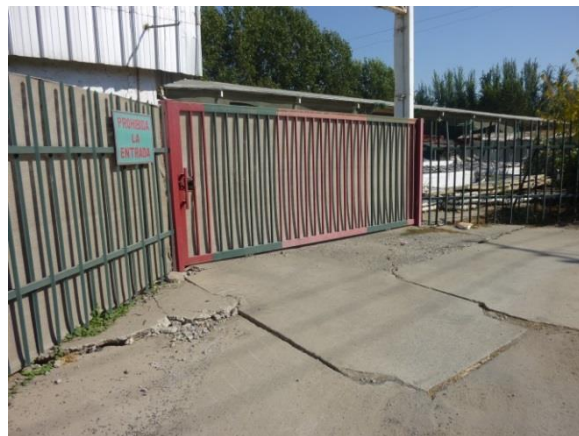
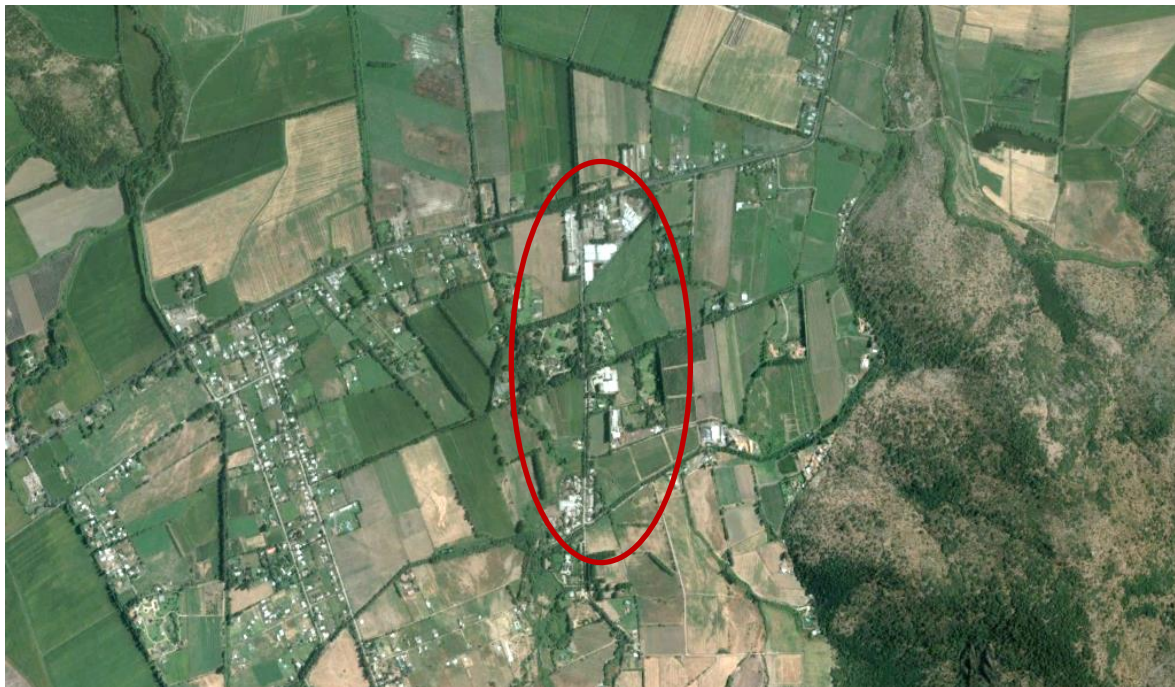
De acuerdo a la Ilustre Municipalidad de Paine, en la localidad de Champa se formó una grieta con sentido suroriente-norponiente, destruyendo casas, torres de acumulación de agua, caminos, etc. Esta abertura alcanzó una profundidad de 5 m y un ancho de 20 cm.

La escuela Elías Sánchez Ortúzar sufrió cuantiosos daños por la penetración de esta grieta en su pabellón sur, la que partió la estructura (fundaciones, sobrecimientos, radieres, muros y vigas) y generó un asentamiento diferencial. El pabellón A de la escuela también fue atravesado por esta grieta en su sector surponiente. Al pasar los días, el edificio comenzó a inclinarse, descendiendo hasta 20 cm en una semana y apareciendo nuevas fisuras.

El estudio de Mecánica de Suelos, confeccionado por Ruz & Vukasovic Ingenieros Asociados Ltda. y entregado a la Municipalidad de Paine, incluyó la excavación de 5 calicatas en las dependencias de la Escuela. Éstas revelan la presencia de un material fino arcilloso hasta los 3 m de profundidad, subyacente por una capa de arena limosa con espesor entre 1 y 3 m. El nivel freático se ubica en torno a los 2.4 m.

Esta localidad se ubica de forma cercana a los pasos Hospital, Champa, Los Pinos, Chada y Azufraderos (BR-004 a 008), que también resultaron con daños.





U: Google Earth // C, D: autor



U: gentileza de vecinos // D: I. Municipalidad de Buin

Las casas del sector de Abrantes, materializadas en su mayoría de adobe, sufrieron daños por el intenso agrietamiento del terreno, fisuras que también afectaron el camino principal y produjeron la inclinación de algunos postes del tendido eléctrico.

La compañía de Champiñones Abrantes debió cerrar sus puertas a causa de los graves daños en sus instalaciones, afectando principalmente sus galpones.

Destacan los importantes daños con que resultó la iglesia de la localidad, debido a lo que se estima corresponde al asentamiento de sus fundaciones en aproximadamente 50 cm, causando la destrucción del piso y cerámicos. Esta misma situación fue advertida en otras edificaciones aledañas.

Adicionalmente, vecinos del sector relataron que durante el terremoto se produjo la salida de vapor y agua a través de las grietas.





Google Earth

De acuerdo a Brantt (2011), varias casas del sector de Pintué quedaron dañadas a causa del agrietamiento del terreno e importantes hundimientos, los que se podrían asociar a licuación de suelos.

En particular, la comisaría de Carabineros de Pintué, edificada de adobe, se destruyó completamente, mientras que algunas casas cercanas también resultaron dañadas debido al asentamiento y agrietamiento del terreno.



U: Google Earth // DL: EFE, 2010 //DR: autor

En la zona de San Francisco de Mostazal se produjo la desalineación y el asentamiento de la línea férrea.

Además, se formaron grietas en el terreno de una casa ubicada colindante a la línea del tren.





U: Google Earth // D: Gino en [www.nytimes.com](http://www.nytimes.com)

En el sector de La Vinilla en Machalí, se generaron numerosas grietas que dejaron intransitable un camino rural.





U: Google Earth // C, D: Sernageomin, 2010





Sernageomin, 2010

Cocalán se ubica a 14 km al noreste de Las Cabras, en el valle del estero Las Palmas. Según Sernageomin, en el sector hay depósitos fluviales antiguos del estero, el que se ubica a unos 400 m al norte de la principal zona afectada por el terremoto. Además, el nivel freático del sector se encuentra entre 0.8 a 1.0 m.

De acuerdo a Sernageomin (2010), la Escuela Osvaldo Correa quedó con daños producto de la formación de abundantes grietas en el terreno, que afectaron el edificio y patios. La principal dirección de las aberturas fue N15-20W, las que en algunos lugares se encontraban dispuestas en escalón y con saltos de hasta 15 cm.

En el sector norte de la multicancha de la escuela, aparecieron pequeños orificios por los cuales surgió un material areno-limoso de color gris claro. De acuerdo a Sernageomin, esta área correspondería a un terreno de menor compactación debido a la existencia de antiguos pozos sépticos de la escuela.

Una de las copas de agua cayó hacia una propiedad vecina, mientras que una segunda experimentó un asentamiento de 25 a 30 cm, y en sus alrededores afloró agua mezclada con material arenoso fino de color gris claro.

A 200 m al norte de la escuela, se encuentra la calle Los Trigales, cuyas casas edificadas en su mayoría de albañilería y madera, fueron afectadas por la generación de grietas de dirección general N80W y N15-20W. Las casas de madera construidas sobre antiguos radieres resultaron ser las más dañadas.



U: Google Earth // D: Sernageomin, 2010

El pueblo de Rarín se ubica en la comuna de Vichuquén, al sur del estero del mismo nombre. El terreno se caracteriza por la presencia de una vega, lo que deja en evidencia lo superficial del nivel freático.

De acuerdo a Sernageomin (2010), se formaron grietas con aberturas de hasta 20 cm y desplazamientos de hasta 40 cm. Se destaca que un material del tipo arena arcillosa, fino y de color blanco, fue expulsado a través de estas aberturas, formando varios depósitos.

Un invernadero fue atravesado por una extensa grieta y además, se produjo el descenso en 2 m de uno de los postes eléctricos ubicado junto a un camino interior.



FT-008

MOLINA – R. DEL MAULE

35.13° - 71.34°



U: Google Earth // D: EFE

Al sur de Molina, entre los kilómetros 204 y 205, se produjo el hundimiento del terraplén de la línea férrea en hasta 2 m y la inclinación de los postes en una extensión de 200 m.



Google Earth

En un predio del sector de Cerrillos cercano a Cumpeo, se formaron leves grietas en el terreno, de 5 cm de abertura y longitudes de hasta 3 m, abarcando un área de 10 m y con orientación N60°W.

Desde estas grietas afloró un material limoso blanquecino en forma de fluido viscoso, el que se acumuló en espesores de 4 cm y se extendió por algunos metros a través de los surcos de regadío. En un corte perpendicular a una de las grietas, se observa este material formando vetillas verticales e irregulares, de pocos milímetros de espesor. Este material emitido, es similar a las antiguas cenizas de origen volcánico que constituyen el sustrato de gran parte de la zona (Sernageomin, 2010).





U: Google Earth // CL: Plaza de Retiro, Facebook/Retiro una comuna de gente linda 7ª Reg // CR: Bomberos, autor // DL: I. Municipalidad de Retiro y autor // DR: autor

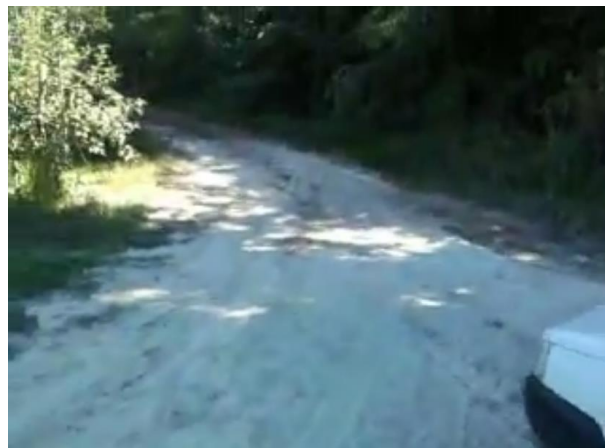




U: Daños en vereda y calle Alessandri, autor // C: Colapso silo y grieta en cancha de arrocera, eqclearinghouse // D: Pozo por donde emergió material tipo ceniza y daños en calle Independencia con Errázuriz, Andrade y otros, 2010

| FT-010  | RETIRO – R. DEL MAULE (cont.) | 36.05° - 71.76° |
|---|-------------------------------|-----------------|
| <p>Una gran cantidad de edificaciones sufrieron considerables daños estructurales en la localidad de Retiro, esto debido a que la mayoría de las construcciones tienen bastantes años de antigüedad y fueron levantadas con adobe, el cual no respondió de buena forma ante el movimiento sísmico. La falla de este tipo de edificaciones fue muy notoria, dejando un saldo de varias manzanas completas con sus casas gravemente dañadas. La iglesia, ubicada en la Av. Errázuriz, muestra en su exterior, el colapso de parte de uno de sus muros y múltiples grietas. La plaza de Retiro resultó con numerosas grietas en su parte sur, las cuales pese a no tener grandes aberturas ni profundidades de consideración, poseen múltiples ramificaciones.</p> <p>A unos metros hacia el noreste de la plaza, se encuentra el cuartel de bomberos de Retiro. Su estructura quedó gravemente dañada por grietas en muros y pisos, lo cual se asociaría a asentamientos diferenciales del terreno. Los daños dejaron a la construcción no apta para ser utilizada.</p> <p>El gimnasio municipal, ubicado cruzando la Av. Errázuriz, quedó con asentamientos en la fundación perimetral. Su pozo, ubicado en la parte trasera, quedó tapado a causa de la salida de material de tipo ceniza.</p> <p>Más al norte se ubica un extenso sitio, donde se encontraba una casa de un piso, la cual sufrió un importante asentamiento diferencial en su perímetro, que produjo una notoria pérdida de geometría de la estructura. Al igual que el edificio de bomberos, esta casa no quedó en condiciones de ser habitada. En este mismo sitio, se encontraban dos tanques de agua potable, uno de los cuales colapsó.</p> <p>La línea del tren quedó desalineada en varios metros debido al hundimiento y desplazamiento del terreno. Además, se formaron algunas grietas adyacentes a la línea de tren y frente a un portón de un camino de tierra.</p> <p>Se formaron algunas grietas en la intersección de las calles Independencia con Errázuriz, en el sector antiguo de Retiro (parte norte). En la parte sur, se ubica un conjunto habitacional de reciente construcción, algunas de estas viviendas sufrieron significativos daños en pisos y muros por agrietamientos.</p> <p>La calle Alessandri, ubicada en la continuación del Paso Inferior que cruza la ruta 5 sur, sufrió de un hundimiento de ambas veredas, resultando los pavimentos con una inclinación y una separación en la mitad de la calle. Además, la vereda norte, que no tenía mucha antigüedad de pavimentación, quedó totalmente destruida por el intenso agrietamiento.</p> <p>Adyacente a este sector se ubica la Arrocería Tucapel, la cual sufrió el colapso de uno de los silos, además de agrietamiento en una cancha de recreación. No hay certeza de que la caída del silo haya sido causada directamente a un problema de suelos.</p> <p>Algunas de las casas ubicadas en la vereda sur, sufrieron asentamientos y aparición de grietas en sus patios. Además del pozo del gimnasio, otros dos ubicados hacia la carretera expulsaron un material arenoso que quedó depositado en su contorno.</p> |                               |                 |

|        |                                 |     |
|--------|---------------------------------|-----|
| FT-011 | CAMINO A CATILLO – R. DEL MAULE | S/I |
|--------|---------------------------------|-----|



youtube/30carab

En un sitio de plantaciones camino a Catillo, ocurrió una gran cantidad de expulsión de material de tipo ceniza, la cual se esparció por los canales de regadíos.

Este material fue expulsado a través de cuantiosas grietas y orificios que se formaron en el suelo.



FT-012

RUTA 5 SUR, PARRAL – R. DEL MAULE

36.16° - 71.82°



U: Google Earth // D: youtube/kotanufe



U: km 344, youtube/talopez; youtube/Priscila Neira // D: Mendoza et al., 2011

Varios tramos de la Ruta 5 desde la altura de Retiro hasta el sur de Parral quedaron con severos daños por asentamientos, agrietamientos y desplazamientos del camino, afectando principalmente a las bermas de la ruta.

En algunas zonas el daño fue de mayor envergadura, causando agrietamiento del asfalto y dejando intransitable la ruta. En general las grietas generadas fueron longitudinales, con largos de decenas de metros, profundidades de hasta 1 m y en algunos casos, emergió un material arenoso.





U: Google Earth // C, D: <http://www.eula.cl/>

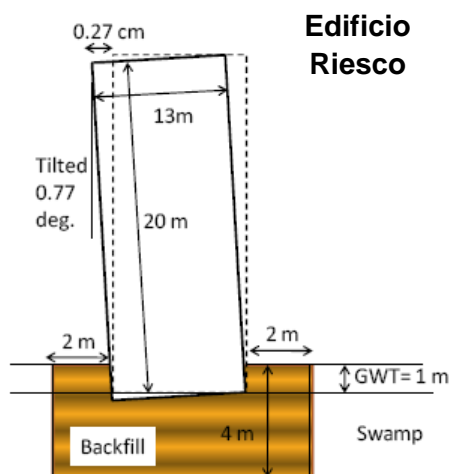
De acuerdo a la Superintendencia de Servicios Sanitarios (SISS), una caseta de bomba de aguas servidas sufrió un leve alzamiento a causa de la licuefacción del suelo. Además, según vecinos del sector, el terreno del área se asentó alrededor de 40 cm, causando daños a algunas construcciones y pavimentos.

Este sector se ubica cercano a la ribera del Canal Ifarle, donde se produjo el desplazamiento del terreno (LS-036) y el levantamiento de alcantarillados (BS-003).



U: Google Earth // CL: R. Verdugo // CR, D: Roberto Ponce Abarca





Yasuda et. al, 2010

El Condominio Los Presidentes, ubicado en la comuna de Hualpén, está compuesto por una serie de edificios similares de 8 pisos de altura, con fundaciones superficiales de 1.2 m de ancho y 1 m de profundidad (Yasuda et al., 2010). A la fecha del terremoto, estaban construidas cuatro de las seis torres que en total conformarían el Condominio.

Los edificios fueron construidos en un relleno de 4 m en reemplazo del material areno limoso suelto propio de humedales del sector. Su nivel freático se ubica en torno a los 0.5 m.

La licuación del terreno afectó principalmente el sector noreste del Edificio Riesco, con la evidencia de surgimiento de material arenoso de color gris. Según GEER (2010), la torre descendió cerca de 40 cm en dicho extremo y 10 cm en su parte sur, cuya diferencia provocó la inclinación en aproximadamente 1° hacia el norte y este. Además, el terreno del lado sur se hundió entre 19 a 24 cm.

Yasuda et al. (2010) estima en base a resultados de ensayos de penetración estándar que el terreno natural (entre 4 y 11 m de profundidad) tiene Densidades Relativas menores al 60% y factores de seguridad contra licuación bajo 1.

El edificio Bulnes, ubicado al norte de la torre Riesco, no mostró daños asociados a asentamientos ni de la estructura ni del terreno colindante. Por su parte, GEER (2010) estima que las torres Errázuriz y Montt mostraron un hundimiento uniforme de 10 cm en su estructura y entre 5 y 10 cm adicionales para el terreno de alrededor.

Adicionalmente, también resultaron inclinadas la reja perimetral del condominio y la cabina de conserjería.

Los asentamientos diferenciales descritos, ocurridos especialmente en la torre Riesco, indujeron un severo daño estructural en los edificios, con la aparición de grietas de corte debido a que los elementos estructurales fueron altamente solicitados por la deformación de las torres.

FT-015

AV. O'HIGGINS – R. DEL BÍO-BÍO

36.79° - 73.08°



U: Google Earth // D: Geer, 2010

A 700 m al norte del condominio Los Presidentes (FT-014) calles y pavimentos resultaron dañados con el sismo.



FT-016

LÍNEA FÉRREA KM 74 – R. DEL BÍO-BÍO

36.79° - 73.08°



U: Google Earth // D: EFE

A unos 350 m al suroeste del condominio Los Presidentes (FT-014) se ubica el tramo de la línea del tren correspondiente al PK 74 P27 a P32, en donde se produjo el hundimiento del terreno en hasta 3 m, en un tramo de unos 120 m (EFE, 2010).



FT-017

SANTA LEONOR – R. DEL BÍO-BÍO

36.79° - 73.08°

U: Google Earth // D: <http://www.eula.cl/>

A unos 280 m al noreste del condominio Los Presidentes (FT-014) y en el límite con un extenso terreno con características de humedal, se ubica la Planta Santa Leonor.

De acuerdo a la Superintendencia de Servicios Sanitarios, el pozo de bombas de la Planta Elevadora de Aguas Servidas de Santa Leonor sufrió licuación del suelo, siendo necesaria su reconstrucción.

Los daños incluyen el agrietamiento del terreno y la inclinación de casetas y de un estanque.





U: Google Earth // D: <http://www.eula.cl>

De acuerdo a la Superintendencia de Servicios Sanitarios, el pozo de bombas de la Planta Elevadora de Aguas Servidas Hualpencillo, ubicada adyacente a un canal, sufrió licuación de suelos, girándose considerablemente su estructura.

Se estima que la planta se ubica sobre los antiguos depósitos del canal, el cual fue desviado de su curso un par de metros hacia el sur (ver imagen satelital).





U: Google Earth // C: Sernageomin, 2010; D: Begoña en <http://www.chilesoluciones.cl>





youtube/tito aedo

El Condominio Portal del Centro se emplaza sobre un relleno en el cauce antiguo del río Bío-Bío. Durante el terremoto, los edificios sufrieron un importante asentamiento, quedando dos bloques, ubicados en el extremo noroeste, con una inclinación de aproximadamente 3° hacia el noroeste. Además, se produjo el colapso total del sistema de alcantarillado y de cañerías de los edificios (Sernageomin, 2010).

En las áreas comunes se formaron grietas por donde se observa un material arenoso fino que fue expulsado.

Este Condominio se ubica unos metros al oriente de la calle 21 de Mayo y que sufrió importantes asentamientos del terreno (SF-005) y del paso colapsado (BR-015).





U: Google Earth // C, D: EFE





flickr/Chileno "octava región"

Un tramo del ramal ferroviario que cruza la ciudad de Concepción resultó con severos daños en una longitud aproximada de 550 m, con hundimientos de hasta 2.5 m.

Destaca el hundimiento del terreno en el km 71, postes 5 al 18, a la altura de la intersección de las calles Manuel Rodríguez y Veintiuno de Mayo (SF-005), de forma cercana a la caída del Paso Superior Alberto Hurtado (BR-015).

Más al norte y llegando a la Laguna Redonda (LS-048), específicamente en el tramo km 71, postes 21 a 36, se registró una importante pérdida de alineación de la vía del tren, la cual quedó con forma zigzagueante en varios metros.



U: Google Earth // D: autor

De acuerdo a la Superintendencia de Servicios Sanitarios, la Planta Elevadora de Aguas Servidas Las Torres, ubicada aledaña al humedal del estero Los Batros, sufrió licuación de suelos que se manifestó en un importante asentamiento del terreno, siendo necesaria su reconstrucción.





U: Google Earth // D: EFE

A 100 m al sur del paso nivel de la entrada a Lota se produjo un asentamiento del terraplén que provocó 2 socavones de 40 m de largo, con un desnivel de 70 cm aproximadamente.

Este sector se ubica a unos metros del intenso agrietamiento del terreno, también en la vía del tren (LS-065) y una importante falla de talud en el acceso norte a Lota (SF-007).





U: Google Earth

La Planta Elevadora de Aguas Servidas Cochrane se ubica en la parte nororiente de Arauco, colindante con los terrenos de humedal y de forma cercana a la Villa Las Araucarias (LS-067).

De acuerdo a la Superintendencia de Servicios Sanitarios, la planta sufrió licuación de suelos, quedando con una inclinación de consideración y siendo necesaria su reconstrucción.





U: Google Earth // D: autor

La Planta Elevadora de Aguas Servidas Eduardo Frei se ubica en el sector poniente de Arauco, colindante con los terrenos de humedal que caracterizan la región.

De acuerdo a la Superintendencia de Servicios Sanitarios, la planta sufrió licuefacción de suelos, siendo necesaria su reconstrucción.

Además, las calles cercanas presentaron daños por asentamientos del terreno al igual que una plaza, donde fue posible constatar la inclinación de postes.





U: Google Earth // D: Sernageomin, 2010

En el sector surponiente de la ciudad de Los Ángeles, se ubica la Villa Galilea, cuyas casas fueron edificadas de albañilería. De acuerdo a Sernageomin (2010), el terreno está compuesto por 40 cm de relleno antrópico con gravas, arenas y escombros mal compactados, seguido por terreno natural compuesto por arcillas limosas de color oscuro y alta plasticidad y limos arcillosos de color gris claro derivados por suelos volcánicos.

Las viviendas más dañadas se ubican entre los pasajes San Nicolás, San Ernesto, Av. Poniente y Baquedano, algunas de las cuales sufrieron un gran nivel de colapso, quedando inhabitables por los agrietamientos de muros y pisos.

| <b>FT-025</b>   | <b>VILLA GALILEA (cont.) – R. DEL BÍO-BÍO</b> | <b>37.48° - 72.37°</b> |
|---|---|------------------------|
| <p>Los daños estructurales provocados en las viviendas corresponden al descuadre de muros, pisos y techos, con grietas en pisos, muros y patios, y asentamientos diferenciales de hasta 50 cm en el piso de las viviendas respecto a los muros. También se observaron golpes de agua con formación insipiente de volcanes de arena (Sernageomin, 2010).</p> |   |                        |

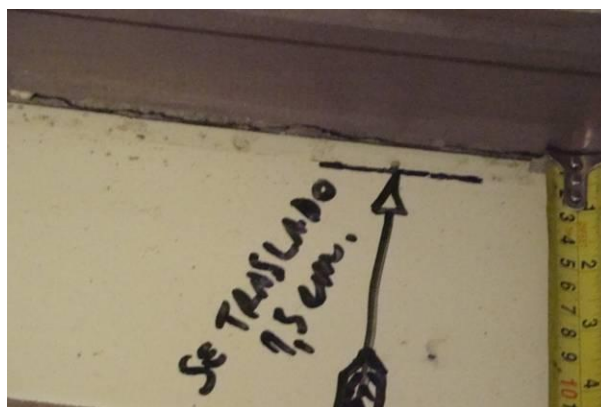




U: Google Earth // D: EFE

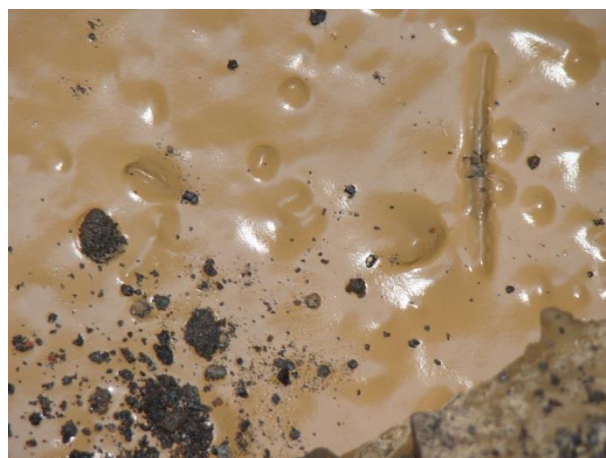
A unos 300 m antes del ingreso a las instalaciones de la Planta Santa Fe, en las cercanías de Nacimiento, se produjo un importante asentamiento del terreno, que dejó grietas de varios metros, afectando las vías del tren.





U: Google Earth // D: Sernageomin, 2010

La Villa San Andrés II se emplaza en el límite norte de Temuco, sobre rellenos depositados en las antiguas vegas de Chivilcán. Con el terremoto, se produjo el descenso de numerosas casas en hasta 6 cm y grietas en pisos y paredes (Sernageomin, 2010).



[eqclearinghouse.org](http://eqclearinghouse.org)

De acuerdo a un testimonio extraído del sitio [eqclearinghouse.org](http://eqclearinghouse.org), en la orilla del lago Villarrica se abrieron orificios por donde emergió un material, diferente al presente en las playas, de color café claro y muy fino. El autor de las fotografías, que las registró unas 5 horas posteriores al terremoto, relata que se formaban burbujas que al aflorar en superficie se reventaban, dejando agujeros circulares.

LS-001

RÍO MAIPO – R. METROPOLITANA

S/I



Geer, 2010

El reconocimiento aéreo efectuado por Geer (2010) constató la formación de grietas de *lateral spreading* en algunos sectores de la ribera del río Maipo.



LS-002

SECTOR INTERIOR CHAMPA – R. METROPOLITANA

S/I



[youtube/126333277](https://www.youtube.com/watch?v=126333277)

En un sitio aledaño a un curso de agua en Champa, se formaron grietas por donde aparentemente emergió un material arenoso de color blanquecino.





U: Google Earth // D: Brantt, 2011

Algunas grietas de desplazamiento lateral se formaron en un sector cercano al condominio Alto Laguna (Laguna Aculeo), con aberturas de 30 cm y profundidad de hasta 1 m y distantes a 5 m de la laguna (Brantt, 2011).

LS-004

RUTA H-10, MOSTAZAL – R. O’HIGGINS

34.00° - 70.72°



U: Google Earth // DL: flickr/fgm-13 // DR: flickr/Paulo Morales Valdebenito

En la Ruta H-10, cercano a Mostazal, se formaron grietas en pleno camino en una gran extensión, las que provocaron la ruptura de los pavimentos. Dentro de algunas de estas aberturas fue posible visualizar agua en su interior.



LS-005

LAGO RAPEL – R. O’HIGGINS

34.15° - 71.45°



U: Google Earth // C: youtube/acevedovaldebenito //  
D: sector Cabañas Doña Ivonne (youtube/hgarcia1581)

| <b>LS-005</b>   | <b>LAGO RAPEL – R. O’HIGGINS (cont.)</b> | <b>34.15° - 71.45°</b> |
|---|--|------------------------|
| <p>En la orilla sur del lago Rapel (sectores Las Balsas, El Estero y El Manzano), se formaron grietas, las que afectaron principalmente los campings de la zona.</p> <p>En el camping El Ensueño, ubicado en camino El Estero km 6.5, se generaron grietas que afectaron una longitud aproximada de 100 m, paralelas al lago, las que sólo fueron detectadas en la orilla misma, sin mayor proyección hacia el interior. Las grietas desarrollaron aberturas de más de 1 m y alcanzaron profundidades de hasta 80 cm. Dentro de algunas de ellas, se formaron volcanes de arena fina, de color blanquecino.</p> <p>Además, los asfaltos de las calles en Rapel también quedaron dañados por la formación de grietas, siendo importante el caso del camino a la altura de cabañas Doña Ivonne.</p> <p>En el lago rapel también resultaron con daños el Puente El Durazno (EA-002) y la ruta 66 (LS-006).</p> |  |                        |



LS-006

RUTA 66 – R. O'HIGGINS

34.13° - 71.37°



U: Google Earth // DL: youtube/SebastianUrtubia // DR: MOP

En un tramo de aproximadamente 2 km de la Ruta 66 entre los puentes El Durazno (EA-002) y Alhué, se produjo un intenso agrietamiento de la ruta.



U: Google Earth / D: autor

En la ruta que une Pichilemu y Punta de Lobos (I-500) se produjo un hundimiento de al menos 30 cm del pavimento y un agrietamiento longitudinal que se extendió por aproximadamente 300 m (Sernageomin, 2010).

También se formaron grietas en las riberas de las lagunas El Perrito y Los Lobos.



LS-008

CAHUIL – R. O'HIGGINS

34.48° - 72.02°



U: Google Earth // C, D: Sernageomin, 2010

| <b>LS-008</b>  | <b>CAHUIL – R. O’HIGGINS (cont.)</b> | <b>34.48° - 72.02°</b> |
|--|--------------------------------------|------------------------|
| <p>De acuerdo a Sernageomin (2010), los suelos del sector de Cahuil están constituidos por arenas de terrazas de inundación del estero y de la laguna. Asimismo, por la cercanía a estos cursos de agua, el nivel de la napa es relativamente somero.</p> <p>El puente Cahuil sufrió daños menores con la aparición de algunas grietas en su base y el descenso en 13 cm del terraplén norte.</p> <p>Por otra parte, grietas de gran envergadura se formaron de forma paralela a la ribera norte del estero Nilahue, las cuales alcanzaron decenas de metros de longitud y anchos de hasta 2.5 m aproximadamente. Éstas cruzaron una casa del sector, ocasionando asentamientos diferenciales y que afectaron la Ruta I-520 (Sernageomin, 2010).</p> |                                      |                        |





Google Earth

A lo largo del estero Nilahue, se visualizaron diversos sectores con grietas de *lateral spreading* paralelas a la dirección del cauce.

LS-010

VALLE HERMOSO, PALMILLA – R. O’HIGGINS

S/I



U: Google Earth // D: youtube/Luis Eduardo Lizana Caroca

En el sector de Valle Hermoso en El Huique, perteneciente a la comuna de Palmilla, un camino de tierra quedó con numerosas grietas, dentro de las cuales fue posible visualizar agua.





U: Google Earth // C,D: <https://sites.google.com/site/valledeapalta>





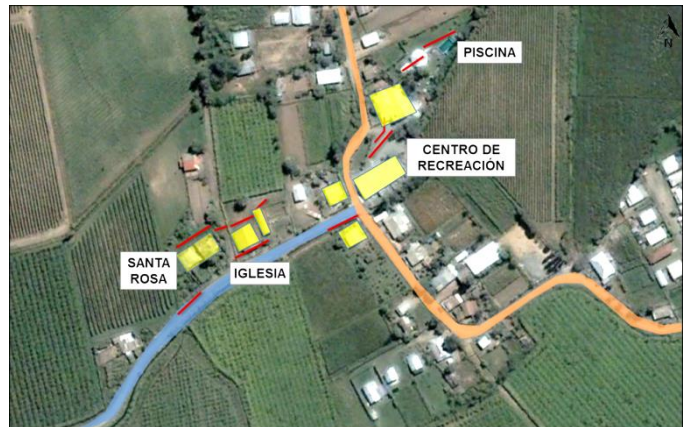
U: [https://sites.google.com/site/valledeapalta //](https://sites.google.com/site/valledeapalta//)  
 DL: [https://sites.google.com/site/valledeapalta //](https://sites.google.com/site/valledeapalta//) DR: MOP

En la Ruta I-350, que une Apalta con Santa Cruz, se produjeron importantes daños en tres tramos del camino debido a la formación de grietas paralelas a la ruta, causando el colapso de terraplenes y el pavimento.

De acuerdo a José Miguel Torres, en el primer tramo, ubicado en el sector de Cóndor de Apalta, las grietas se extendieron un largo de 150 m, con profundidades cercanas a los 2.5 m. En el segundo tramo (sector de Millahue), las grietas se extendieron por 80 m y profundidades de hasta 1.5 m. Finalmente, en el tercer tramo, ubicado en San José de Apalta fue el más dañado, con grietas que se extendieron por 720 m y profundidades superiores a 3.5 m. Cabe destacar que dentro de las grietas fue posible apreciar la presencia de agua.

De acuerdo al diario La Tercera, el terremoto produjo el desplazamiento de los muros de contención a lo largo de 10 km por el río Tinguiririca, indicativo de que probablemente también ocurrió *lateral spreading* en su ribera.





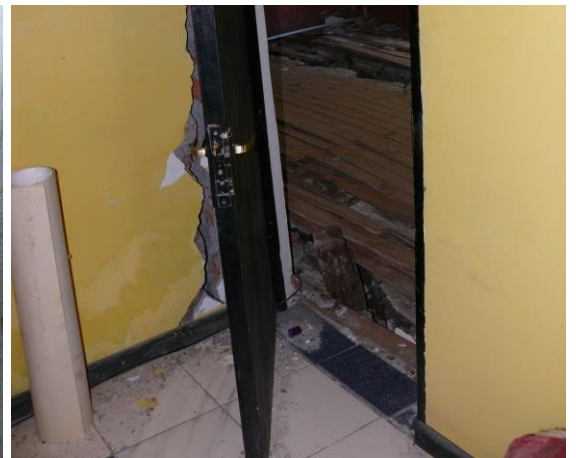
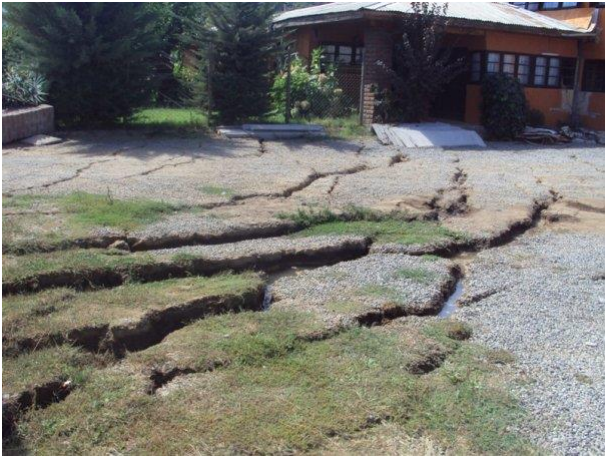
U: Google Earth // Resto: I. Municipalidad de Nancagua



LS-012

NANCAGUA (cont.) – R. O’HIGGINS

34.62° - 71.17°



U: I. Municipalidad de Nancagua // C, D: Paula Fuentes

| LS-012   | NANCAGUA (cont.) – R. O’HIGGINS | 34.62° - 71.17° |
|--|---------------------------------|-----------------|
| <p>Numerosas grietas se formaron en el sector de Yáquil, las cuales afectaron principalmente la Villa Santa Rosa, una iglesia y la propiedad del centro de recreación Quinta de Recreo La Chabela. Estas aberturas produjeron la rotura de pavimentos y radieres, lo que se sumó al hundimiento de algunas construcciones, inclinación de postes y el colapso de un canal de regadío</p> <p>En el patio trasero de la Villa Santa Rosa se formaron abundantes grietas paralelas que generaron bloques escalonados con dirección principal N50E, y descendiendo hacia el sector sur. Los saltos de estos bloques alcanzaron los 50 cm y con aberturas de hasta 30 cm (Sernageomin, 2010). El agrietamiento del terreno no causó daños importantes en la casa principal, que resistió apropiadamente la falla del terreno. Sin embargo, una bodega de albañilería ubicada a unos metros de la casa, quedó con severos daños producto del derrumbe de la pared trasera. Por su parte, en la parte delantera del sitio, una palmera quedó con una inclinación de 30° hacia el sur.</p> <p>Colindante al sitio anterior, se encontraba la Capilla Santa Teresa de Los Andes, cuya moderna estructuración hace suponer una fecha de construcción relativamente reciente. La capilla colapsó en su totalidad por la falla de muros y pilares, siendo necesaria su demolición. Rodeando a la capilla se formaron grietas paralelas, las que se concentraron en el frente de la construcción y en el costado este.</p> <p>Al costado oriente de la iglesia, se encuentra una bodega de albañilería. Las grietas atravesaron esta edificación, produciendo la trizadura de las paredes del extremo norte y la inclinación de la construcción, quedando con una separación en su parte central. Las grietas en el terreno de esta bodega son una extensión de las formadas en la Villa Santa Rosa, caracterizadas por formar bloques escalonados con caídas hacia el sur.</p> <p>En la calle principal también se registraron grietas. La más importante desarrolló una dirección N15W, con 20 metros de longitud, una abertura de 50 cm, y más de 1 m de profundidad. Además, de forma adyacente a la calle, se ubica un canal de regadío de 1 m de ancho, y 50 cm de profundidad, el que quedó completamente destruido, y se cubrió en su totalidad con escombros.</p> <p>En el extremo noreste de Yáquil, se ubica una propiedad donde tiene funcionamiento un centro de eventos (Quinta de Recreo La Chabela). El terremoto dejó una gran cantidad de grietas en los patios, con una tendencia direccional similar a la observada en los puntos anteriores. No obstante, en este sector no se formaron bloques escalonados tan claros como en Villa Santa Rosa. Sin embargo, destaca la presencia de agua dentro de las aberturas.</p> <p>Se produjo además, el hundimiento del perímetro de las construcciones, lo que indica que el peso de la estructura, traspasado a las fundaciones, no fue resistido por el terreno. Esto, sumado a que en una de las habitaciones un tronco emergió del subsuelo, son claros indicios de que el terreno tuvo una falla por licuación.</p> |                                 |                 |



LS-013

SECTOR SIN INFORMACIÓN – R. DEL MAULE

S/I



[youtube/14359029](https://www.youtube.com/watch?v=14359029)

De forma adyacente a un río, se formaron extensas grietas paralelas y con más de un metro de profundidad.

LS-014

LAGO VICHUQUÉN – R. DEL MAULE

34.79° - 72.08°



U: Google Earth // D: Sernageomin, 2010





U, C: Geer, 2010 // DL: youtube/Wayman Alfredo Luy //DR: Geer;  
DR: youtube/bafmey

A orillas del Lago Vichuquén se produjo el desplazamiento lateral del terreno, lo que provocó grietas de grandes dimensiones que afectaron un camino y el terreno colindante a la laguna.

Las grietas alcanzaron aberturas mayores a los 50 cm, visualizándose agua en su interior y abarcaron un área de hasta 30 m desde la ribera del lago (Sernageomin, 2010).

Además, más de 15 m de la costa se sumergió y hubo evidencia de deslizamientos submarinos, quedando bajo el agua árboles, muelles y dañando varias cabañas ubicadas en la orilla del lago (Geer, 2010).



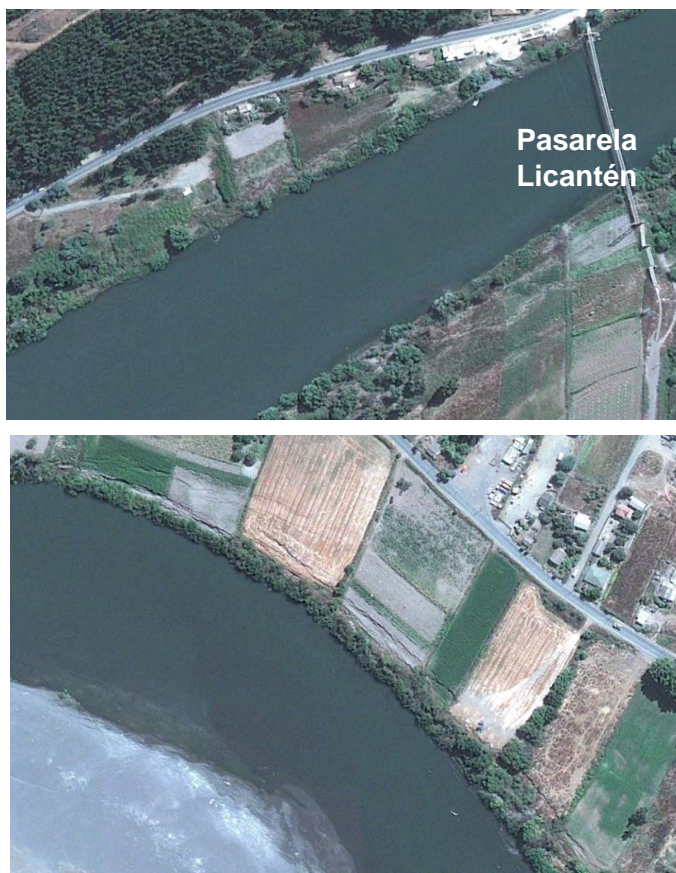
LS-015

RÍO MATAQUITO – R. DEL MAULE

34.98° - 71.99°



U: Google Earth // C, D: Geer, 2010



Google Earth

El río Mataquito manifestó una amplia área afectada por licuación, presentando grietas de *lateral spreading* de vastas proporciones y expulsión de material arenoso a lo largo de las riberas norte y sur. Los terrenos de la zona están compuestos por arenas arcillosas depositadas por el río Mataquito.

Los daños afectaron principalmente al sector del puente Mataquito (EA-004), ubicado cercano a la costa y la localidad de Licantén.

En el área de Licantén, a 20 kilómetros de la desembocadura del río Mataquito, por medio del uso de imágenes satelitales, se logró registrar grietas en ambas riberas del río, afectando a un área de 3 km a lo largo del cauce y con anchos hasta de 75 metros, desarrollando bloques escalonados que se trasladaron y rotaron en dirección al río.

Dada la limitación de registros satelitales actualizados, no es posible identificar completamente las áreas agrietadas, pero por las características de gran magnitud de las grietas y la presencia tanto en desembocadura del río como en algunas zonas interiores, se presume que este fenómeno se desarrolló de igual modo a lo largo de río, entre estas dos zonas (desembocadura del río y Licantén) y presumiblemente también hacia el interior.





U: Google Earth // D: Sernageomin, 2010

En la Escuela F-320, ubicada en la ribera norte del estero que cruza la localidad de Curepto, se observaron numerosas grietas paralelas al estero (orientación N50°E), en algunas zonas dispuestas en escalón, con saltos de 10 cm y aberturas de hasta 20 cm (Sernageomin, 2010).

Las grietas afectaron una distancia de 30 m desde la ribera del río, causando daños en pisos y muros de la Escuela, además de provocar el desplazamiento parcial de los muros de estabilización del estero.



LS-017

ROMERAL – R. DEL MAULE

34.98° - 70.97°

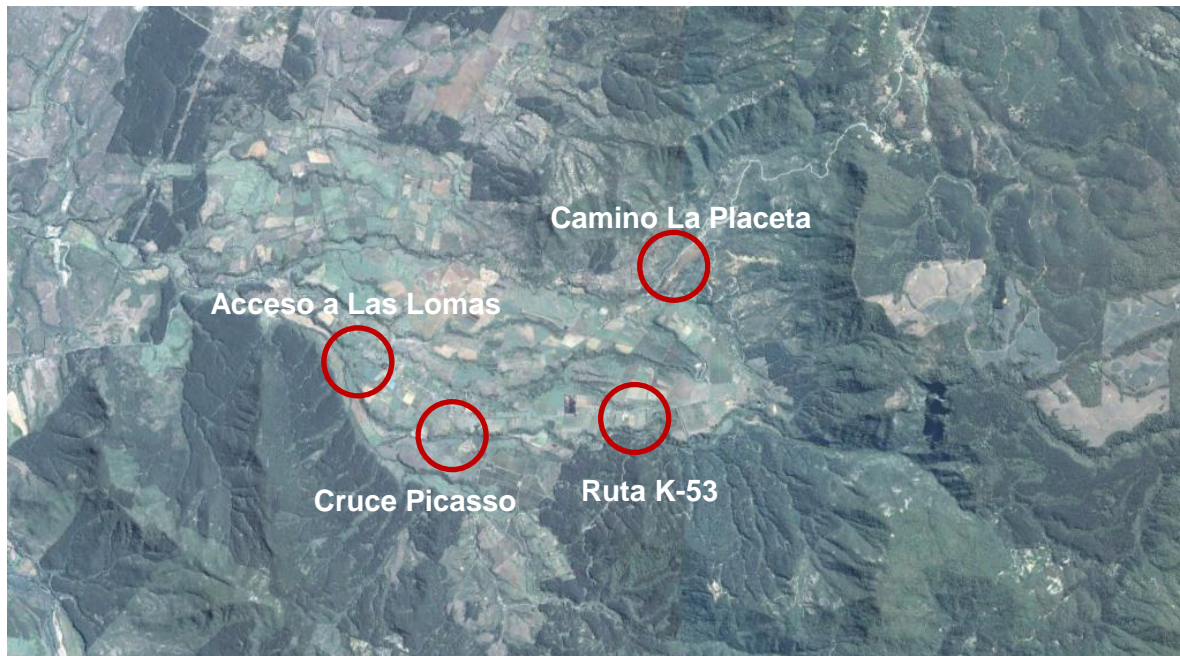


Google Earth

Se formaron grietas en el terraplén del camino hacia Los Queñes, a unos 15 km al este de Romeral.

De acuerdo a Sernageomin (2010), las grietas tienen una orientación N80W, cóncavas hacia el sur, un largo aproximado de 50 m y con espaciamiento de 2.5 m.





Sernageomin, 2010

| <b>LS-018</b>   | <b>SAN CLEMENTE – R. DEL MAULE (cont.)</b> | <b>35.49° - 71.20°</b> |
|---|--|------------------------|
| <p>A unos 30 km al noreste de San Clemente, se ubica el sector de Las Lomas. De acuerdo a Sernageomin (2010), en el camino de acceso a Las Lomas se observó un conjunto de grietas con orientación NS y aberturas de hasta 2 cm, las cuales se propagaron hacia el norte, dañando una vivienda.</p> <p>Más hacia el este, en el cruce Picasso, se observaron grietas y asentamientos del terreno en laderas aledañas a un estero. Estas grietas alcanzaron hasta 50 cm de separación y escarpes de profundidad cercana a 1 m.</p> <p>Adentrándose hacia la cordillera, se produjo la falla en una ladera cercana a un curso de agua menor, cuyas grietas tenían saltos superiores a 1 m. Hacia el norte, rumbo a La Placeta, se observaron grietas de menor magnitud.</p> |  |                        |



LS-019

PENCAHUE – R. DEL MAULE

35.37° - 71.79°



U: Google Earth // D: youtube/maca espinosa

En un tramo de aproximadamente 200 m de la ruta que une Pencahue y Tapihue, en las cercanías de Talca, se produjo un intenso agrietamiento y asentamiento del camino.





U: Google Earth // DL: R. Verdugo /// DR: panoramio/pablo montecinos

En la ribera sur del río Maule, sector de la costanera de Constitución, se produjo el desplazamiento lateral del terreno, lo que afectó los pavimentos de la calle y produjo la inclinación de postes.

Además, de acuerdo a Sernageomin (2010), en la ribera poniente del estero ubicado en forma paralela a la calle Los Canelos, se generaron grietas que en su extensión afectaron las calzadas, al menos cuatro casas y una cancha recreacional. Las grietas alcanzaron profundidades de hasta 1.6 m, con aberturas de hasta 40 cm y desplazamientos verticales de hasta 50 cm. Según Sernageomin, el sector está compuesto por un relleno artificial sobre sedimentos finos y saturados, asociados a llanuras de inundación.



LS-021

MAULE – R. DEL MAULE

S/I



U: Google Earth // C, D: Fesan

En terrenos ubicados en Maule se generaron numerosas grietas escalonadas, evidenciándose también la presencia de un material fino de color gris.





U: Google Earth // D:Sernageomin, 2010

Numerosas grietas paralelas al río Purapel se formaron en las cercanías del Puente Rastrojo. Con aberturas de 15 cm, 50 m de longitud y profundidades superiores a los 2 m, afectaron una distancia cercana a 60 m desde la ribera del río hacia el interior. Adicionalmente, se produjo la expulsión de un material conformado por arenas finas blancuecinas, que formaron varios depósitos de 3 cm de espesor, llegando a cubrir un área de 40 m<sup>2</sup> (Sernageomin, 2010).



LS-023

MELOZAL – R. DEL MAULE

S/I



U: Google Earth // D: youtube/Felipe Andre Saavedra Tapia

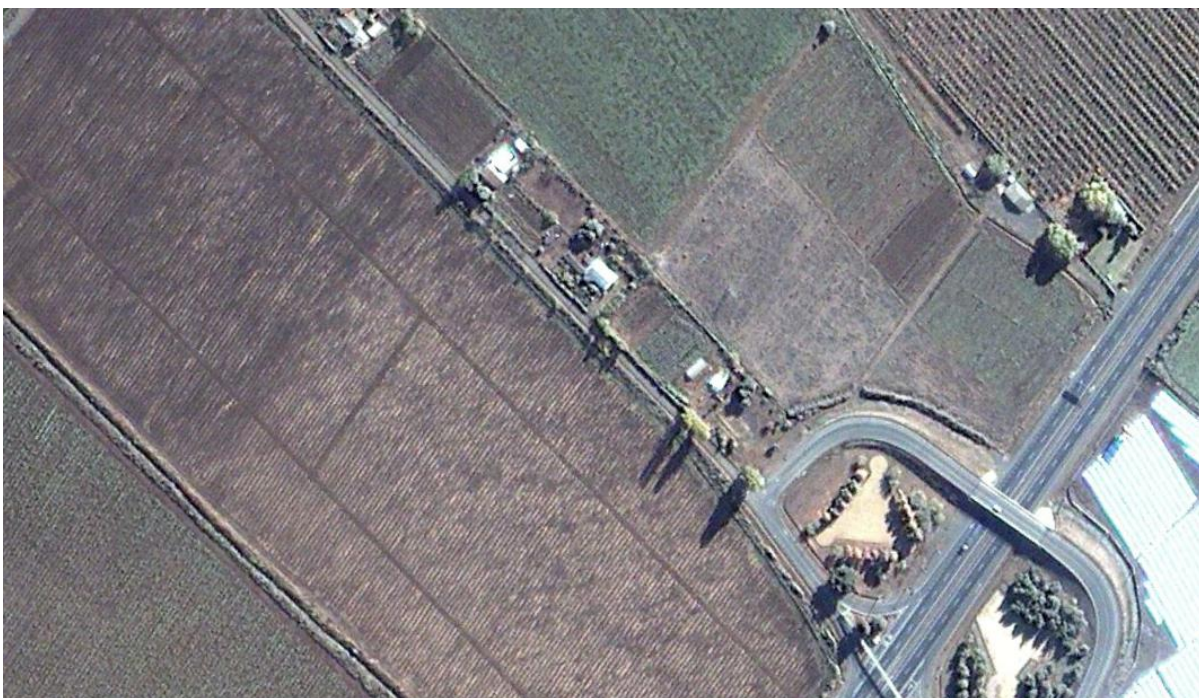
En las cercanías de Melozal un camino rural quedó destruido por el agrietamiento del terreno. Se observa un claro hundimiento del terreno en más de un metro y grietas con aberturas cercanas a 50 cm y profundidad de 1 m.



LS-024

CAMINO SANTA TERESA – R. DEL MAULE

36.05° - 71.77°



U: Google Earth // D: I. Municipalidad de Retiro

Cruzando la ruta 5 hacia el poniente de Retiro (FT-010), se ubica un camino de tierra hacia Santa Teresa, el cual quedó con grietas con profundidades mayores a 1 m y aberturas de hasta 50 cm.



LS-025

FUNDO LOS ÁLAMOS – R. DEL MAULE

36.07° - 71.75°



U: Google Earth // C; D: I. Municipalidad de Retiro

**LS-025****FUNDO LOS ÁLAMOS – R. DEL MAULE (cont.)****36.07° - 71.75°**

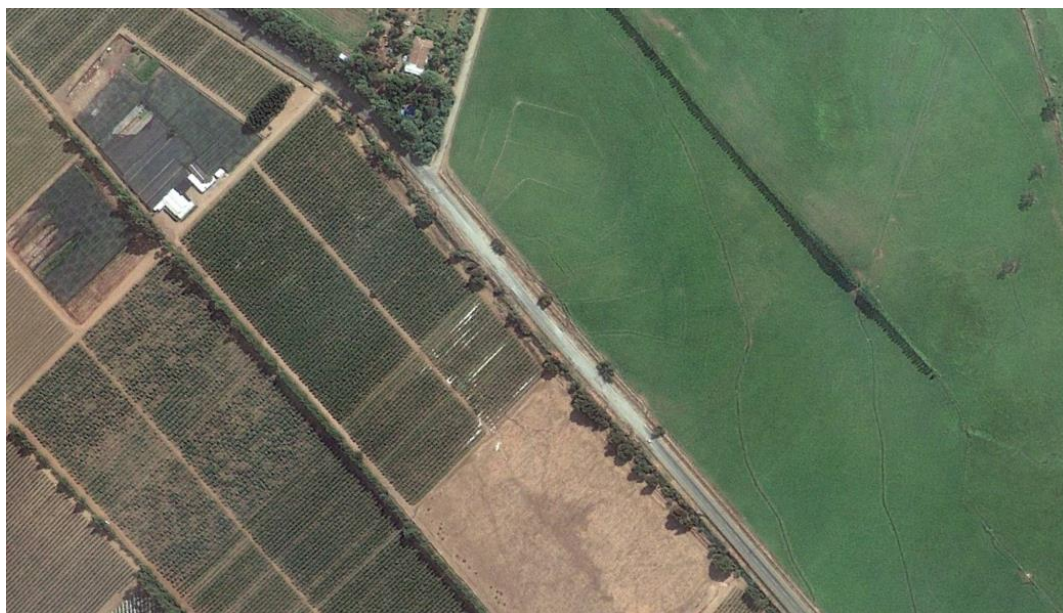
I. Municipalidad de Retiro

El fundo Los Álamos se ubica a más de 2 km al sureste de la zona urbana de Retiro (FT-010). En medio de la plantación de Álamos, se originaron grietas con orientación norte-sur, de más de 4 m de profundidad, las que formaron bloques escalonados que aparentemente descendían hacia el este, coincidiendo con la ubicación del estero Piguchén.

Estas inmensas grietas provocaron la caída o inclinación de un gran número de álamos, lo cual es visible a través del registro satelital, donde se observa la total pérdida de alineación de la plantación de árboles.

A través de las grietas emergió agua y un material tipo ceniza fina de color gris claro. Éste formó varios volcanes de arenas y se esparció por los canales de regadío del fundo, dejando de manifiesto el gran volumen de material expulsado.





U: Google Earth // D: Andrade y otros, 2010

En el borde del camino a El Ajial, al sur de Retiro (FT-010) y al interior de Parral, se formaron extensas grietas paralelas, de bloques escalonados. También resultó con daños el camino adyacente.



LS-027

CAMINO A CATILLO – R. DEL MAULE

36.17° - 71.80°



U: Google Earth // C: youtube/ppdaza // D:cortesía vecino del sector



cortesía vecino del sector

En las cercanías del cruce de Parral con Catillo y de forma adyacente al canal fiscal, se encuentra un sector donde se formaron extensas grietas escalonadas y se produjo un desplazamiento del terreno que redujo el ancho del canal.

Una vivienda ubicada en esa zona resultó con graves daños, debido al cruce de las grietas y el hundimiento del terreno.

A través de las grietas y orificios fue expulsado un material de tipo ceniza de color blanquecino.



LS-028

BOCATOMA CAMINO A CATILLO – R. DEL MAULE

36.26° - 71.69°



L: youtube/murielsalvo; R: youtube/Jose Guzman

En el camino a Catillo, sector de Remulcao y cercano una bocatoma, se produjo una importante falla del terreno, dejando intransitable la ruta.





Grietas en Yiyahue, sector rural de Parral



Grietas en Yiyahue, sector rural de Parral

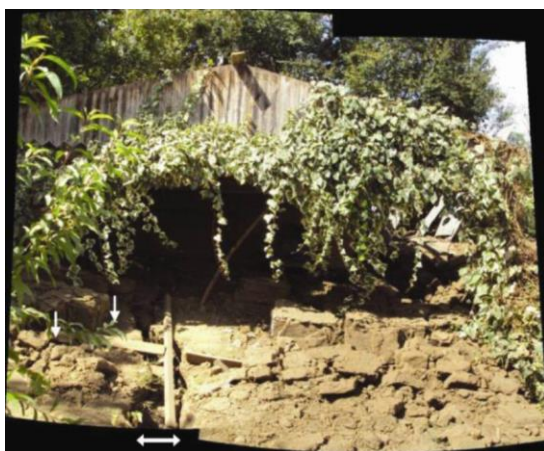


Grietas en Yiyahue, sector rural de Parral



Entrega de Agua en Yiyahue, sector rural de Parral

U: Google Earth // C, D: youtube/ppdaza



Sernageomin, 2010

De acuerdo a Sernageomin (2010), en Yiyahue se observaron dos zonas de grietas paralelas, extendiéndose la mayor en unos 100 m de largo. Las grietas tenían una orientación noroeste-sureste y provocaron hundimientos del terreno en hasta 1 m, lo cual dañó casi en su totalidad una casa ubicada hacia el sur.

A unos 500 m al noroeste se observaron cinco depósitos de un limo arenoso de color blanquecino, el cual se esparció en un área aproximada de 10 m<sup>2</sup> cada uno. Este material fue expulsado a través de orificios y grietas, las que tenían dirección este-oeste y largos de hasta 75 cm y aberturas de 3 cm.

Una gran cantidad de pozos se secaron producto del terremoto. En algunos casos, quedaron con vestigios de ceniza de color blanquecino.

Sernageomin (2010) indica además, que en un sector precordillerano se observó un fenómeno similar ocurrido en el lecho de un estero: material limoso fue expelido por un orificio de unos 15 cm de diámetro y se formaron grietas de 2 m de largo con 10 cm de abertura. En torno al orificio, se generó un cono de unos 20 a 30 cm de alto y 1 m de diámetro.



LS-030

MONTEFLOR, PARRAL – R. DEL MAULE

S/I



[youtube/Nelson López Leiva](https://www.youtube.com/watch?v=Nelson_Lopez_Leiva)

Al suroeste de Parral, se ubica Monte Flor. En este sector se formaron extensas grietas, con más de 1 km de longitud, de forma paralela a un curso de agua.



LS-031

RÍO ITATA – R. DEL BÍO-BÍO

36.38° - 72.81°



U, C: Google Earth // D: youtube/Mauricio Lillo

LS-031

RÍO ITATA – R. DEL BÍO-BÍO (cont.)

36.38° - 72.81°



panoramio/basketmania

En Puhun, ubicado a 16 km de Trehuaco y en las cercanías de la desembocadura del río Itata, se produjo el fenómeno de *lateral spreading* en la ribera norte del río.

Las cuantiosas grietas, que se formaron en un sector de cultivo de hortalizas, desarrollaron una geometría escalonada, con aberturas de hasta 2 m de profundidad y anchos de hasta 5 m, afectando una longitud de 1 km aproximadamente. Además, se aprecian algunos depósitos de material fino dentro de las grietas.

De acuerdo al testimonio de los autores de las fotografías entregadas, también se generaron grietas a orillas del camino del sector.





U: Google Earth // D: <http://elvecinalcl4.blogspot.com/>

De acuerdo a [elvecinalcl4.blogspot.com](http://elvecinalcl4.blogspot.com), en la ribera norte del río Itata, a la altura de Ñipas, se formó una grieta de más de 3 m de profundidad en un tramo de más de un kilómetro de longitud.

Cabe destacar, que el puente Ñipas que cruza el río Itata en este sector, ya había sufrido daños atribuibles a licuación en el terremoto de 1939.





U: Google Earth // C, DL: youtube/wiiv2 // DR: youtube/Guiloish

En la ruta que une Chillán con Coihueco, se formaron extensas grietas longitudinales, quedando varios tramos del camino intransitables y algunos postes inclinados. Destaca una grieta formada en el eje de la calzada y el desmoronamiento del terreno hacia las bermas. También se produjeron grietas transversales al camino y el levantamiento de los asfaltos.

Además, dentro de algunas grietas fue posible divisar un material arenoso fino de color claro.



LS-034

SELVA NEGRA, SAN IGNACIO – R. DEL BÍO-BÍO

36.86° - 72.15°

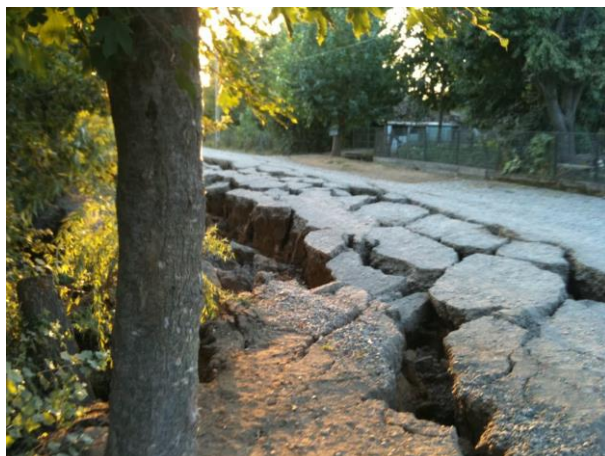


U: Google Earth // C, D: panoramio/patrimonium.cl

LS-034

SELVA NEGRA – R. DEL BÍO-BÍO (cont.)

36.86° - 72.15°



[panoramio/patrimonium.cl](http://panoramio/patrimonium.cl)

En un camino de tierra, ubicado a unos 12 kilómetros al suroeste de San Ignacio, al sur de Chillán, se produjeron cuantiosas grietas longitudinales, las que se extendieron por aproximadamente 300 m y presentaron profundidades mayores a 1m.



LS-035

CALETA LENGA – R. DEL BÍO-BÍO

36.77° - 73.17°



U: Google Earth // D: Sernageomin, 2010



U: youtube/Jaime Alexis // C: www.hualpenciudad.cl // D: Roberto Morales Muñoz

Caleta Lenga se ubica en la bahía de San Vicente, a unos 5 km del centro de Hualpén. Se emplaza a orillas del mar, adyacente a la desembocadura del estero Lenga.

A raíz del terremoto, diversas viviendas y calles resultaron dañadas por el agrietamiento del terreno de fundación. Éstas se encuentran construidas sobre rellenos del Humedal Lenga.

Además, una planta de tratamiento de aguas servidas resultó con daños por asentamientos diferenciales, quedando incluso un poste inclinado.



LS-036

AV. CLAUDIO GAY 1, THNO – R. DEL BÍO-BÍO

36.75° - 73.08°



U, DL: Google Earth // DR: panoramio/Luis Enrique Fritz

La Av. Claudio Gay en Talcahuano se ubica de forma contigua al canal Ifarle, el cual desemboca en la Bahía de Concepción.

Se produjo el asentamiento del pavimento en varios tramos de la Avenida a causa del desplazamiento lateral del terreno en dirección al canal.

En esta misma área se produjo el levantamiento de una tapa de alcantarillado (BS-003) y daños en una planta de tratamiento (FT-013).





U: Google Earth // D: Roberto Morales Muñoz

La carretera Interportuaria, que une Talcahuano con Penco, corresponde a una ruta construida sobre los terrenos del humedal Rocuant.

Esta ruta resultó con graves daños en pavimentos y terraplenes a causa de un considerable asentamiento y agrietamiento del terreno.



U: Google Earth // DL: [prontus.diariosregionales.cl](http://prontus.diariosregionales.cl) // DR: Yasuda et al., 2010

El Condominio Brisa del Sol, se ubica en Talcahuano y corresponde a un conjunto de viviendas emplazadas en un sector limitado en la parte oriente por el canal del Casino Marina del Sol, y encajonado en la parte poniente por un terreno eriazos con características de humedal. El sector está compuesto por depósitos sueltos y blandos del humedal, además de presentar un nivel freático somero.

Entre el condominio y los terrenos del humedal, se encontraba un pequeño canal de regadío, que anteriormente al terremoto había sido desviado y rellenado. Este es un factor importante que influyó en el nivel de daños de las viviendas que están colindantes a éste.

A raíz del sismo, hubo un desplazamiento de aproximadamente 2 m de los terrenos por una grieta que se abrió en la antigua cuenca del canal, en un largo aproximado de 35 m, afectando a 5 casas. Esta deformación del material, removió el suelo de fundación de las casas, causando un giro considerable en una de ellas.





U: Google Earth // D: Sernageomin, 2010

En el borde suroriente de una laguna ubicada en Villa Hermosa (Hualpén) se formaron grietas con aberturas de 5 cm y hundimientos de 30 cm de profundidad debido al desplazamiento del terreno en dirección hacia la laguna.

De acuerdo a Sernageomin (2010), el terreno está compuesto por rellenos donde fueron construidas las casas del sector, las que no resultaron dañadas.





U: Google Earth // C, D: Sernageomin, 2010

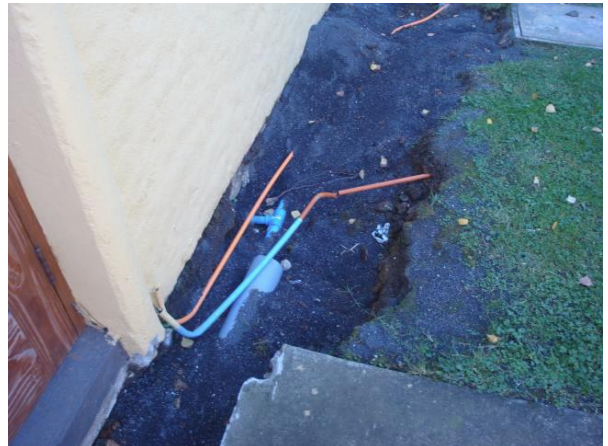
La Población Parque Central se ubica en el límite con un sector de vegas que antiguamente pertenecían a un brazo del río Bío-Bío (Sernageomin, 2010). En este sector, se observaron 4 casas afectadas por grietas y asentamientos de terreno.



LS-041

LOMAS DE SAN ANDRÉS – R. DEL BÍO BÍO

36.79° - 73.05°



U: Google Earth // C, D: Sernageomin, 2010



LS-041

LOMAS DE SAN ANDRÉS (cont.) – R. DEL BÍO-BÍO

36.79° - 73.05°



Sernageomin, 2010



| LS-041  | LOMAS DE SAN ANDRÉS (cont.) – R. DEL BÍO-BÍO | 36.79° - 73.05° |
|---|--|-----------------|
| <p>El condominio Lomas de San Andrés, se emplaza sobre rellenos depositados en antiguos humedales y quebradas en el sector norte de Concepción. Con el terremoto, se produjo el asentamiento del material de relleno y el agrietamiento de calles, veredas y casas.</p> <p>De acuerdo a Sernageomin (2010), en la Calle 8 se originaron abundantes grietas de dirección preferencial N65E con hundimientos y desplazamientos de muros y casas, además de cortes de cañerías. Una de las casas presentó un hundimiento y desplazamiento lateral en aproximadamente 40 cm hacia el humedal vecino. En los patios se produjo el surgimiento de agua subterránea, dejando volcanes de arena en la superficie. Dentro de las grietas se observó agua a una profundidad de 50 cm.</p> <p>Sernageomin (2010) también señala que en las calles Alonso García de Ramón y García Hurtado de Mendoza, se observaron graves daños en 5 viviendas por agrietamiento y asentamiento del terreno. Las grietas generadas tuvieron orientaciones N20-50W y N65E, con profundidades de hasta 2 m, 25 cm de abertura y que atravesaron las viviendas. Se observó además, que el asentamiento de las viviendas provocó el desplazamiento del material de fundación por el contorno, alzando el terreno del perímetro en más de 1 m.</p> <p>En el Barrio Los Españoles, dos viviendas ubicadas en el límite con el humedal, resultaron con graves daños, siendo necesaria su demolición. Los daños registrados corresponden a hundimientos de hasta 40 cm y desplazamientos de las viviendas en dirección al humedal. Se aprecian grietas con orientación N63E, de hasta 15 m de largo, profundidad de hasta 2 m y aberturas entre 5 y 50 cm. Además, se observa la formación de volcanes de arenas.</p> |  |                 |



U: Google Earth // C: Rodolfo Núñez // D: Sernageomin, 2010



Sernageomin, 2010

La Población Buena Vista se ubica en la parte nororiente de Concepción, a 150 m del río Andalién, Fue construida en rellenos sobre los depósitos de la llanura de inundación, compuestos principalmente por arenas finas. El nivel freático se ubica a menos de 5 m de profundidad (Sernageomin, 2010).

La población está conformada por viviendas de uno y dos pisos de altura, algunas de las cuales quedaron con grietas en pisos y muros, mientras que los asentamientos del terreno provocaron la rotura de matrices de agua potable y alcantarillado.

Además, algunos postes del sector quedaron inclinados.

En diversos puntos de la parte norte de la población, se formaron volcanes de arenas. Uno de ellos, dejó un forado de 40 cm de diámetro aproximado.

Este sector se ubica a menos de 400 m de la Villa CAP (LS-043) y a unos 600 m del Puente Andalién (BR-014), los que también resultaron con importantes daños por el terremoto.



LS-043

VILLA CAP – R. DEL BÍO-BÍO

36.80° - 73.03°



U: Google Earth // D: Sernageomin, 2010

**LS-043****VILLA CAP – R. DEL BÍO-BÍO****36.80° - 73.03°**

Sernageomin, 2010

El Condominio Andalién se ubica al costado surponiente del río Andalién, y se encuentra en rellenos emplazados sobre la llanura de inundación del río. Los suelos en este sector están compuestos por arenas finas, con un nivel de las aguas subterráneas somero, no superior a 3 m (Sernageomin, 2010).

De acuerdo a Sernageomin (2010), se formaron grietas paralelas al río, en una extensión de más de 200 m, con profundidad de hasta 0.8 m, aberturas de 0.15 m y desplazamiento vertical de hasta 0.4 m, con orientación principal N50W.

Testimonios indican que se generaron golpes de agua y surgimiento de arena, con una altura del chorro de agua de aproximadamente 2.5 m, posterior a un sonido parecido al de “*un papel celofán arrugándose*”.

Las viviendas sufrieron importantes alzamientos, hundimientos, desplazamientos, lo cual causó grietas que incluso dejaron inhabitable una de las casas. Una de ellas sufrió un alzamiento de 20-30 cm, mientras que otra se hundió 15-20 cm y desplazó hacia oeste en más de 10 cm.

Además, se produjo el corte de cañerías en varios sectores del condominio.

Este sector se ubica a menos de 400 m de la Población Buena Vista (LS-042) y a unos 180 m del Puente Andalién (BR-014), los que también resultaron con importantes daños por el terremoto.





U: Google Earth // C, D: Mardones, 2010



| <b>LS-044</b>  | <b>LAGUNA LO GALINDO (cont.) – R. DEL BÍO-BÍO</b> | <b>36.80° - 73.04°</b> |
|--|---|------------------------|
| <p data-bbox="235 243 1461 352">La Laguna Lo Galindo se emplaza en la llanura de Concepción, en una rinconada en el margen oriental de los cerros de Lo Galindo. La laguna tiene forma alargada, mide aproximadamente 570 m de longitud y 120 m de ancho promedio.</p> <p data-bbox="235 373 1461 514">De acuerdo a Mardones (2010), la estratigrafía del terreno se compone por material de escombros, arenas y arcillas sobre maicillo. Producto del terremoto, se generó el desplazamiento de bloques de sedimentos en dirección a la laguna, en un área de 155 m de largo y 13 m de ancho, con un movimiento vertical de más de 1 m.</p> |   |                        |

LS-045

LAGUNA LO MÉNDEZ – R. DEL BÍO-BÍO

36.80° - 73.05°



U: Google Earth // DL: Sernageomin // DR: panoramio/Plinio perez

En la Laguna Lo Méndez se produjo un intenso agrietamiento de su orilla, en una extensión de 180 m y en una distancia de influencia de 35 m hacia el interior. Estos daños afectaron las áreas verdes aledañas y algunas viviendas.





U: Google Earth // D: <http://losandes-concepcion.blogspot.com/p/danos-en-la-laguna-los-custodios.html>)

Grietas y asentamiento de terreno se produjeron en casi la totalidad de la ribera de la Laguna Lo Custodio, en una extensión aproximada de 160 m. Estos daños afectaron varias viviendas, centros educacionales y calles cercanas.





U: Google Earth // C, D: Geer, 2010

| LS-047   | LAGUNA TRES PASCUALAS 1 – R. DEL BÍO-BÍO | 36.82° - 73.05° |
|--|--|-----------------|
| <p>Una de las lagunas del centro de Concepción que resultó con más daños en cuanto a la envergadura y extensión de las grietas que se formaron, fue la Laguna Tres Pascualas. Esta laguna se ubica en el sector del Barrio Norte y corresponde a la de mayor superficie de la comuna.</p> <p>En su extremo noroeste, una cancha de tenis y pavimentos quedaron con severos daños por el desplazamiento del terreno, mientras que en el área noreste los daños fueron menores.</p> <p>En el área sur fue donde se registraron los mayores daños: hacia el sureste las grietas afectaron de forma importante algunas viviendas, mientras que en la orilla suroeste se produjo el desplazamiento lateral del terreno en una extensión de 100 m de largo y 85 m de ancho, con grietas de aberturas de más de 1 m, las cuales afectaron un parque, un sitio desocupado y algunas viviendas.</p> <p>En algunos sectores fue expulsado un material arenoso fino a través de grietas en el terreno.</p> <p>En las cercanías de la laguna se ubica una estación de bencina, la cual sufrió la elevación de uno de sus estanques (BS-004).</p> |  |                 |





U: Google Earth // D: flickr /spaudo

En la ribera de la laguna Redonda se formaron grietas debido al desplazamiento lateral del terreno.



LS-049

VALLE NOBLE – R. DEL BÍO-BÍO

36.82° - 73.01°



U: Google Earth // C, D: Sernageomin,2010

LS-049

VALLE NOBLE (cont.) – R. DEL BÍO-BÍO

36.82° - 73.01°



Yasuda et al., 2010

Las viviendas de Valle Noble se ubican en el extremo oriente de Concepción y fueron construidas en un relleno sobre un antiguo brazo del río Andalién, llamado Pichiandalién y sobre humedales adyacentes al río (Sernageomin, 2010).

Un total de ocho viviendas resultaron con daños asociados a asentamientos y agrietamiento del terreno.

Además, en algunos patios y dentro de dos casas, se produjo la expulsión de un material fino arenoso. Resulta interesante señalar que en una de las ventanas de estas casas los dueños escribieron un cartel que indica: “¿Por qué brotó agua en mi living y comedor?”.



LS-050

PARQUE RESIDENCIAL COLLAO – R. DEL BÍO-BÍO

36.82° - 73.02°



U: Google Earth // C, D: Sernageomin, 2010

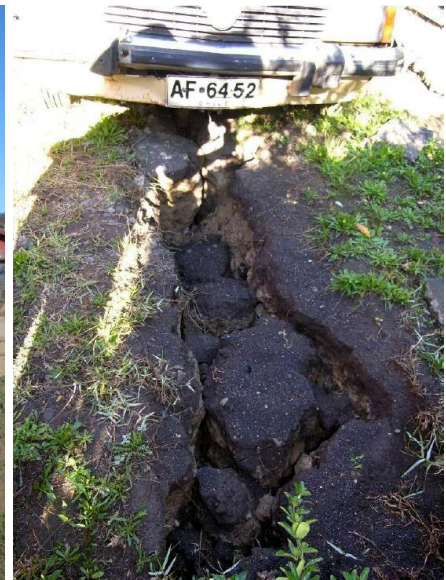


| <b>LS-050</b>  | <b>P. RESIDENCIAL COLLAO (cont.) – R. DEL BÍO-BÍO</b> | <b>36.82° - 73.02°</b> |
|--|---|------------------------|
| <p>A unos 800 m al suroeste de las viviendas de Valle Noble (LS-049), se ubica el conjunto de viviendas del Parque Residencial Collao. Estas casas fueron construidas sobre rellenos en la llanura de inundación del estero Nonguén y en antiguos humedales. Los suelos naturales del sector corresponden a arenas finas, donde el nivel de las aguas subterráneas se encuentra a menos de 5 m de la superficie del terreno (Sernageomin, 2010).</p> <p>De acuerdo a Sernageomin (2010), se produjeron grietas en los terrenos que afectaron directamente las viviendas ubicadas más cercanas al estero, con asentamientos de hasta 20 a 30 cm. Además, vecinos y guardias indicaron que se produjeron cortes en las cañerías de agua y gas.</p> |   |                        |

LS-051

VILLA LONCOPÁN – R. DEL BÍO-BÍO

36.82° - 73.02°



U: Google Earth // D: Sernageomin, 2010

| LS-051  | VILLA LONCOPÁN (cont.) – R. DEL BÍO-BÍO | 36.82° - 73.02° |
|---|---|-----------------|
| <p>A unos metros del Parque Residencial Collao (LS-050), y también de forma colindante al estero Nonguén, se ubica la Villa Loncopán. Los terrenos corresponden a llanuras de inundación del estero y humedales, compuestos por arenas finas, con un nivel freático somero (Sernageomin, 2010).</p> <p>De acuerdo a Sernageomin (2010), se formaron grietas paralelas al estero, con dirección aproximada N5E, las que provocaron hundimientos en algunas viviendas. Una de las grietas desarrolló casi un metro de profundidad, 45 cm de abertura y desplazamiento vertical de 12 cm con bloques escalonados hacia el estero. A través de esta grieta surgió un material arenoso fino de color gris.</p> <p>Los daños corresponden principalmente al agrietamiento de calles, veredas y viviendas. Las casas que resultaron con más daños fueron las que ubican en el límite de la Villa y de forma más cercana al estero.</p> |   |                 |



LS-052

COSTANERA RÍO BÍO-BÍO – R. DEL BÍO-BÍO

36.83° - 73.07°



U: Google Earth // D: Gustavo Peters

LS-052

COSTANERA RÍO BÍO-BÍO (cont.) – R. DEL BÍO-BÍO

36.83° - 73.07°



U: Google Earth // C: Sernageomin, 2010 // D: Yasuda et al., 2010





Importantes daños se generaron en varios sectores de la costanera del río Bío-Bío, con grietas y hundimiento del terreno en pavimentos peatonales, ciclovías, jardines, etc.

En el sector de acceso al Puente La Mochita (BR-020), las grietas se extendieron por 150 m a lo largo de la orilla del río y 100 m hacia el este desde la ribera. Presentaron saltos de hasta 60 cm, aberturas de 50 cm y profundidad cercana a 1 m, extendiéndose por más de 150 m.



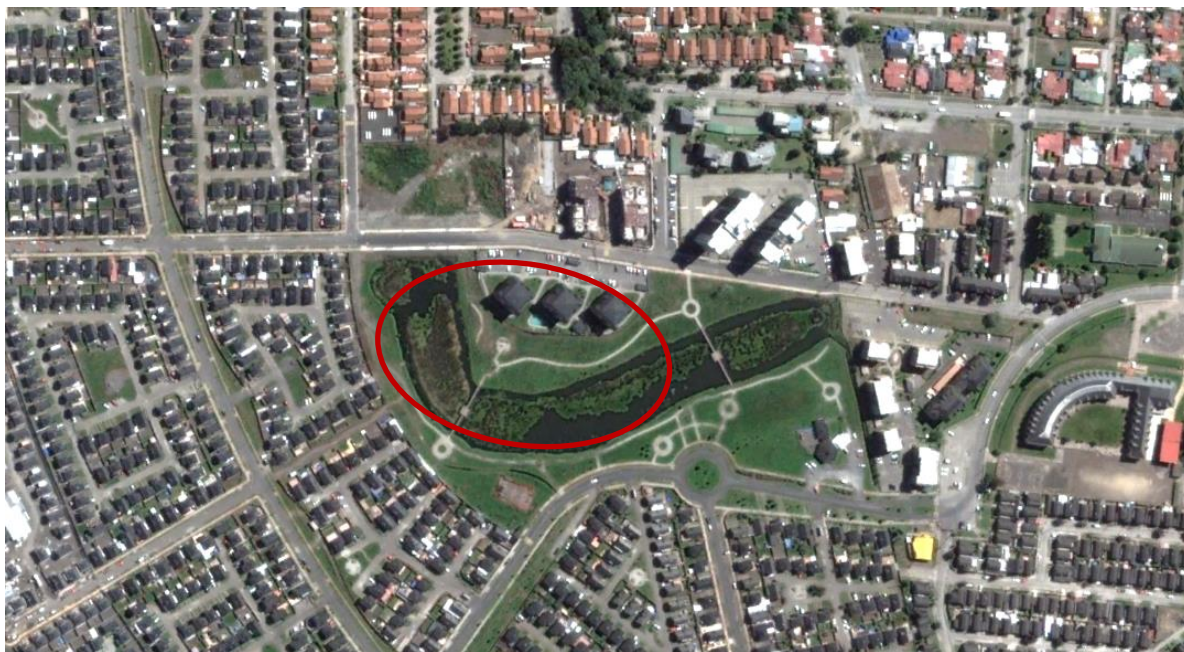


U: Google Earth // D: Mendoza et al., 2010

El Colegio San Ignacio, en San Pedro de la Paz, se ubica en la Av. Laguna Grande, de forma adyacente al Humedal Los Batros.

Se formaron una gran cantidad de grietas, que afectaron patios y pavimentos, pero que aparentemente no dañaron al edificio principal. Se estima que los asentamientos producidos en el terreno alcanzan los 60 cm.





U: Google Earth // D: flickr/annais

En la Av. Bayona en San Pedro, se ubica una gran área verde correspondiente al antiguo humedal del sector. Con el terremoto se generaron grietas de grandes dimensiones a causa del desplazamiento del terreno en dirección al sur. Dentro de las grietas fue posible visualizar la presencia de agua.



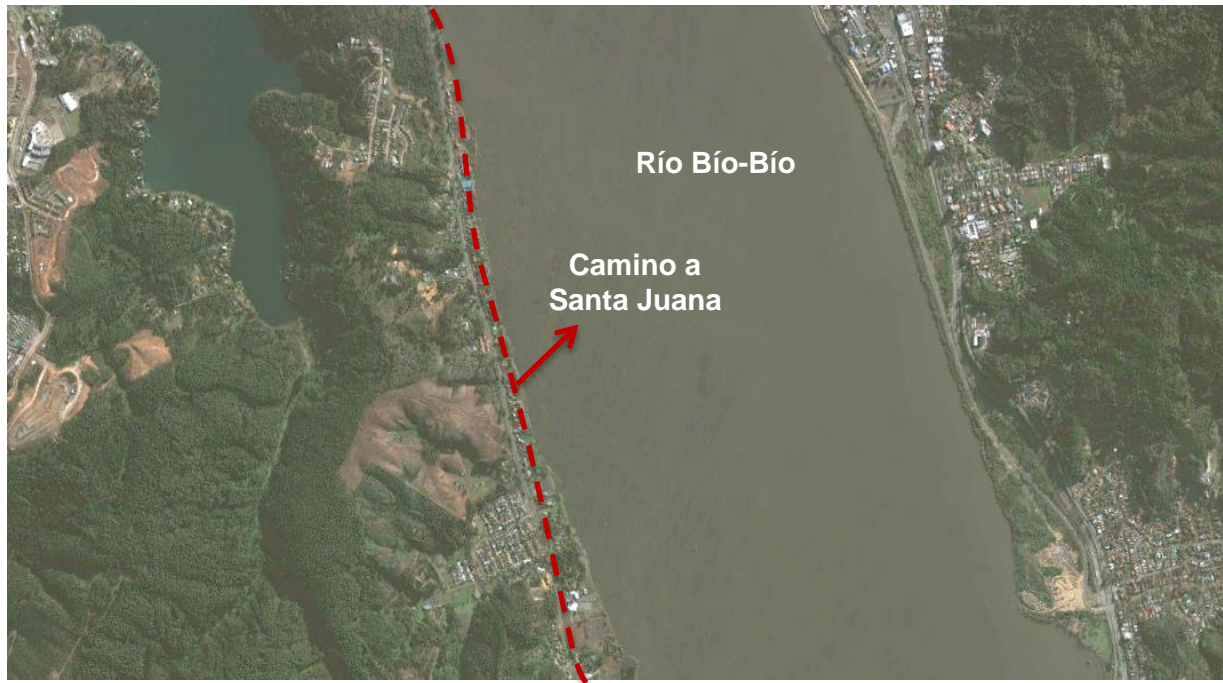
U: Google Earth // D: Yasuda et al., 2010

Las viviendas de Bayona corresponden a un grupo de casas construidas en la década de los 90, entre el Humedal Los Batros y la ribera de la Laguna Grande en San Pedro.

De acuerdo a Yasuda et al (2010), el tipo de suelo está compuesto por la transición entre suelos residuales provenientes de los cerros y el antiguo humedal Los Batros. Las casas fueron edificadas sobre un relleno de arena compactada que reemplaza los terrenos blandos y orgánicos del sector.

Alrededor de 20 casas sufrieron asentamientos de hasta 17 cm. Este hundimiento no fue uniforme, sino que se concentró en el área de las zapatas de las edificaciones, quedando las losas con una concavidad, lo cual gatilló el quiebre de pisos y pavimentos. Además, hubo evidencia de expulsión de material fino desde el subsuelo.





U: Google Earth // D: Mendoza et al., 2011

Se formaron grietas de desplazamiento lateral por cientos de metros a orillas del río, en la Ruta 156 (camino a Santa Juana). Esto causó severos daños a un restaurant, el cual quedó con un apreciable hundimiento.

De acuerdo a Mendoza et al. (2011), los terrenos están compuestos por una capa de arena uniforme de color gris oscuro, con abundantes micas provenientes de la erupción del volcán Antuco, y cuya granulometría queda dentro de los límites indicados por la literatura para suelos propensos a licuar. Sobre este suelo, se ubica una capa de arena con matriz arcillosa que encapsularon al estrato subyacente.



U: Google Earth

Numerosas grietas se formaron en la Av. Pedro de Valdivia, a la altura del límite comunal entre Concepción y Chiguayante. De acuerdo a Sernageomin (2010), una de las aberturas presentó 40 m de largo, 60 cm de desplazamiento vertical, 90 cm de profundidad y 60 cm de ancho máximo.

Además, un edificio de 14 pisos resultó con daños estructurales a causa de la inclinación en 4° hacia el río, lo que se asociaría al asentamiento del terreno.



LS-058

LONCO – R. DEL BÍO-BÍO

36.88° - 73.04°



Google Earth

De acuerdo a Sernageomin (2010), en el sector Lonco, entre Concepción y Chiguayante, se formó una grieta de 57 m de largo en la ruta.

Además, media calzada en sentido norte-sur se hundió alrededor de 30 centímetros y con una extensión de 100 metros (<http://chilesiguenpie.blogspot.com/>)



LS-059

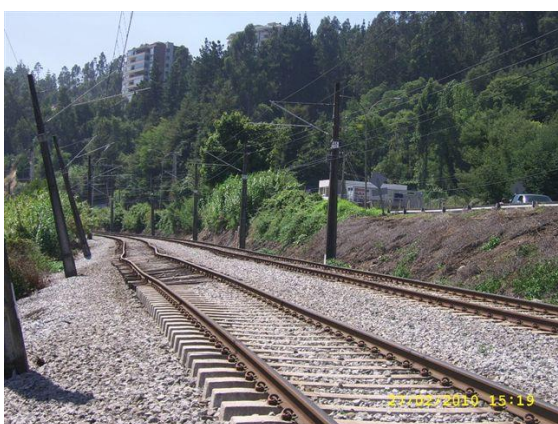
LÍNEA FÉRREA CHIGUAYANTE – R. DEL BÍO-BÍO

36.89° - 73.04°



U: Google Earth // D: Km 61 a 63 (EFE)





Km 63 a 65 (U: EFE // C: EFE // D: autor)

En varios tramos ubicados entre los kilómetros 61 a 65 del ramal San Rosendo – Talcahuano, se generaron importantes hundimientos de la vía férrea en hasta 1.5 m y longitudes de hasta 250 m.

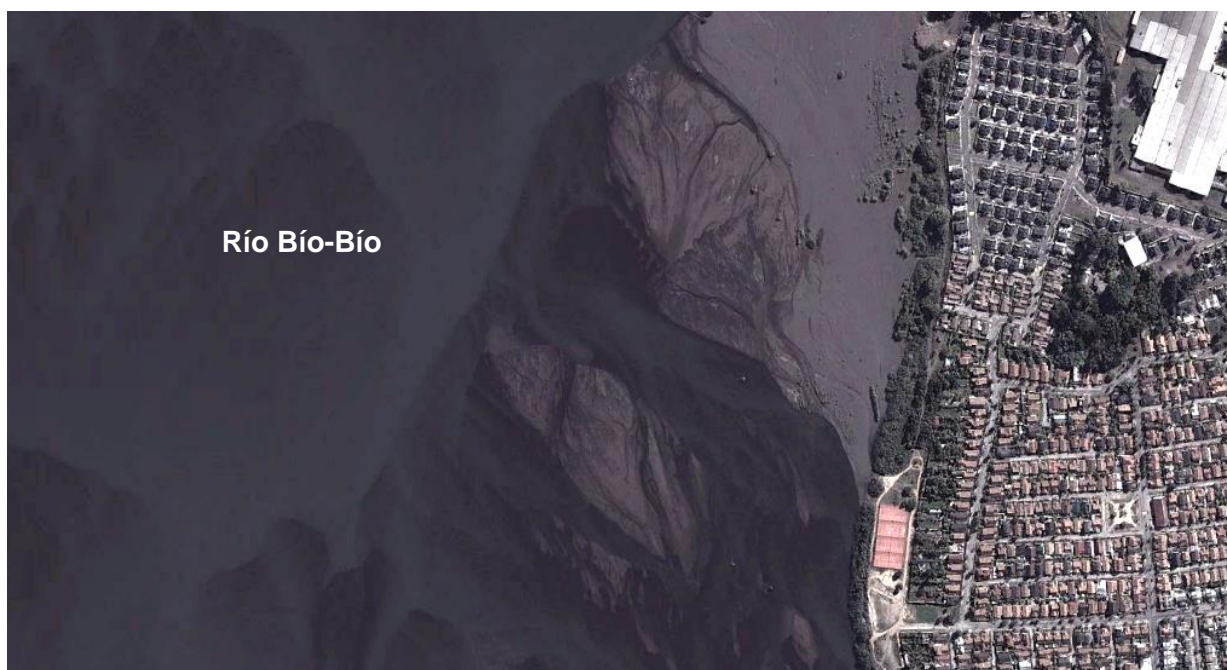
De acuerdo a entrevistas con los vecinos, en los sectores cercanos a la orilla del río, el terreno del sector bajó alrededor de 1 m y se formaron grietas escalonadas paralelas y descendientes en dirección al río, con agua en su interior.



LS-060

ALTOS DE CHIGUAYANTE – R. DEL BÍO-BÍO

36.92° - 73.04°



U: Google Earth

En el sector de Altos de Chiguayante, se formaron grietas paralelas al río que ocasionaron daños en el conjunto de viviendas, las que resultaron con agrietamientos y asentamientos.





U: Google Earth // D: Diario La Cuarta

La Población Santo Domingo se ubica en Chiguayante, en un antiguo sitio de vegas que fueron rellenados para la construcción del conjunto de viviendas. Con el terremoto, se produjeron deslizamientos de laderas que se ubican hacia el oriente de la población, mientras que las viviendas fueron afectadas por abundantes grietas con direcciones principales N15W y N28E, con desplazamiento vertical de aproximadamente 15 cm, aberturas entre 5 y 10 cm y una profundidad mayor a 2 m. También se produjo la inclinación de viviendas en 4° en dirección al río y el surgimiento de agua a través de las grietas (Sernageomin, 2010).

Testimonios indican que el agua que afloró inundó las casas y salió olor a azufre.



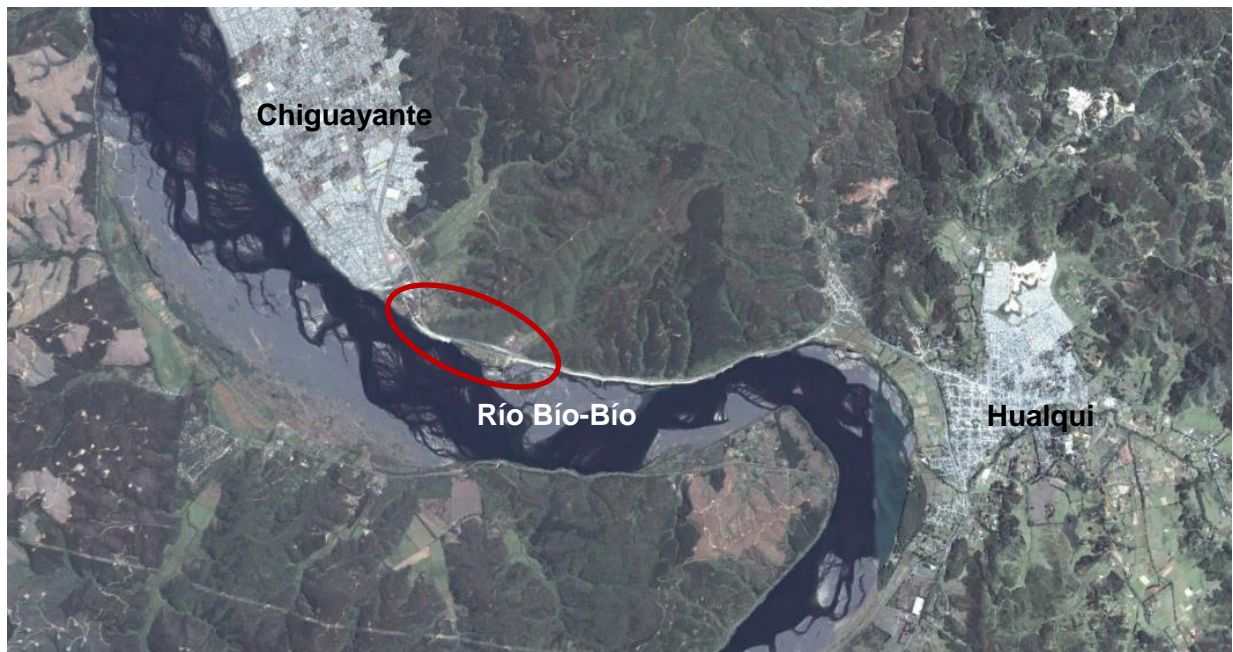
U: Google Earth //D: autor

De acuerdo a Sernageomin (2010), la Villa se emplaza sobre arenas que forman las terrazas fluviales del río Bío-Bío, en cuya ribera se formaron numerosas grietas paralelas.

Los edificios de departamentos sufrieron grietas en muros, cortes de escaleras y asentamientos en dirección al río, resultando con un alto grado de inclinación, y siendo necesaria su demolición.

Además, una cancha de recreación y plaza presentaron asentamientos y grietas que rompieron los pavimentos.





Google Earth

De acuerdo a Sernageomin (2010), a lo largo de todo el camino entre Chiguayante y Hualqui se observaron grietas paralelas al río Bío-Bío. La mayor de las grietas, se ubica sobre el pavimento, con 50 cm de abertura, desplazamiento vertical centimétrico y más de 1.5 m de profundidad.

Además, se aprecia un asentamiento del terreno natural.



LS-064

P. GABRIELA MISTRAL, CORONEL – R. DEL BÍO-BÍO

36.98° - 73.15°



U: Google Earth // C, D: youtube/rsanhue1973



UL: youtube/rsanhue1973 // UR, D: Sernageomin, 2010

La Población Gabriela Mistral se ubica al norte de Coronel, en el sector denominado Lagunillas. De acuerdo a Sernageomin (2010), este conjunto de viviendas fue construido a mediados de la década de los 90, de forma adyacente a un estero y sobre una capa de 2 m de relleno de arenas negras emplazadas sobre un humedal.

Con el terremoto, se produjo un aparente desplazamiento lateral de las viviendas más cercanas al estero. Este movimiento se sumó a un importante hundimiento del terreno en más de 1.5 m, lo cual ocasionó graves daños en las viviendas, grietas en las calles, inclinación de postes, caída de árboles y rotura de matrices de agua potable y sistemas sanitarios.

De acuerdo a entrevistas de Sernageomin con los vecinos (Sernageomin, 2010), éstos indican que junto con el terremoto se observó la emanación de agua subterránea en un sector de la plaza (ubicada en el centro de la población), la cual cesó horas después y que se sumó al hundimiento del terreno en 70 cm en dicha área.

De acuerdo al diario La Estrella de Concepción, dueños de las casas indican que el terreno fue mal compactado y que unas 100 casas se vieron afectadas por el terremoto, concentrándose los daños en las viviendas de la calle El Arrayán.

Una de las casas, presumiblemente ubicada en el límite del terreno desplazado, quedó dividida en dos y la casa vecina con una clara inclinación.

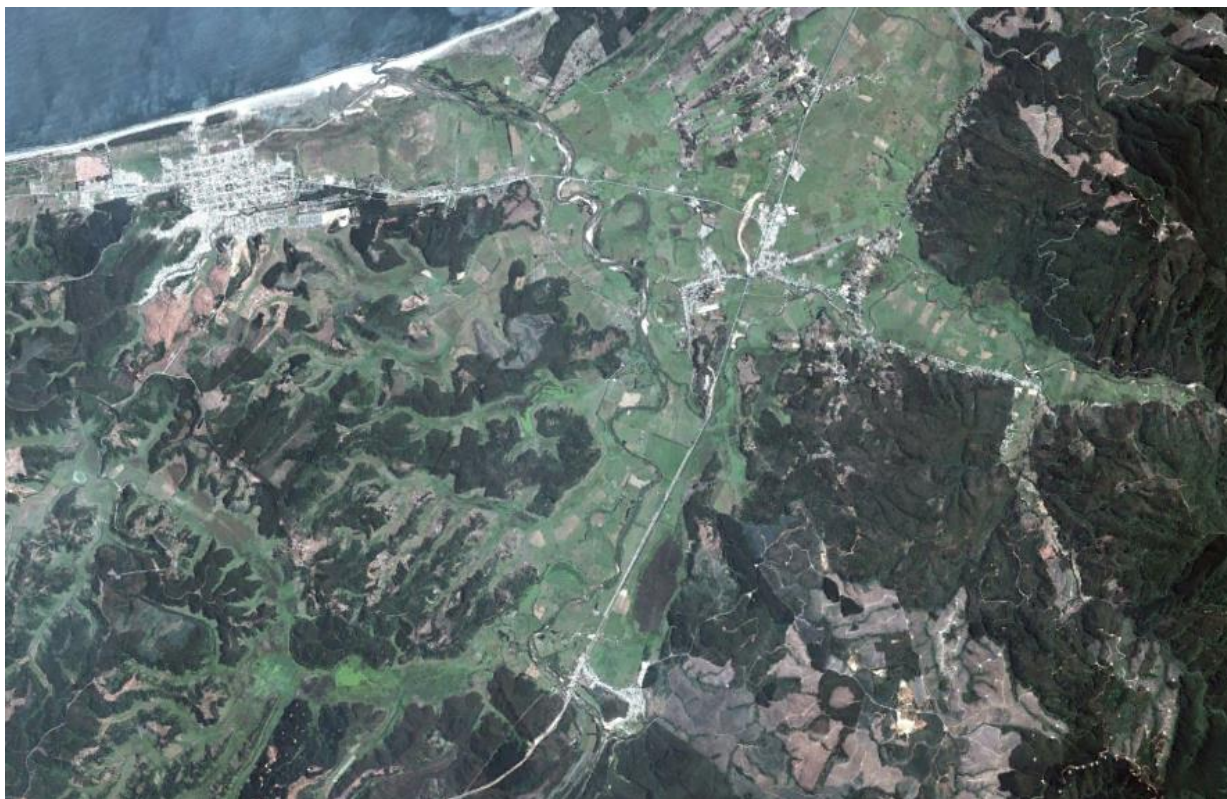




U: Google Earth // D: panoramio/chelotur

En la parte norte de Lota se produjo una falla en la línea férrea. Se formaron grietas y se produjo el asentamiento del terreno.





U: Google Earth // DL: Geer, 2010 // DR: Sernageomin, 2010

Grietas de desplazamiento lateral se formaron en diversos puntos de la ribera del río Carampangue, en las cercanías de Arauco. Este desplazamiento ocasionó la caída de árboles hacia el río, estrechando su curso.





U: Google Earth // D: Sernageomin, 2010

La Villa Las Araucarias se ubica en el acceso norte de Arauco, colindante a la red de canales y el humedal de la desembocadura del río Carampangue. El terreno de fundación de la villa está conformado por un relleno de aproximadamente 1 m sobre humedales (Sernageomin, 2010).

De acuerdo a Sernageomin (2010), se produjo el asentamiento del terreno de fundación, lo que ocasionó el agrietamiento de calles, calzadas y viviendas, algunas de las cuales resultaron inclinadas. Las casas más severamente afectadas corresponden a las ubicadas en la periferia de la villa y de forma adyacente al humedal. En algunas de las grietas formadas fue posible observar agua en su interior luego del sismo.





U: Google Earth // D: EFE

En un tramo de la línea férrea entre Talcamávida y Unihue, se produjo el hundimiento del terreno en 1.8 m de profundidad y en una extensión de unos 150 m, debido al aparente desplazamiento del terreno hacia una laguna adyacente. Esto provocó la inclinación de varios postes y la caída de dos de ellos al interior de la laguna.





Sernageomin, 2010

En la calle Aníbal Pinto de Yumbel, a la altura del estadio Municipal, se produjo el colapso parcial de los gaviones ubicados en la ribera occidental del estero Cabrales, formándose grietas que se extendieron por aproximadamente 80 m. De acuerdo a Sernageomin (2010), se observaron restos de arena negra que afloraron entre los adoquines. En la ribera oriente también se formaron grietas al borde del estero.

Más hacia el norte, en el sector de un puente que cruza el estero Cabrales (calles Goycolea y Balmaceda), se formaron profundas grietas que abarcaron una distancia de hasta 10 m desde el borde occidental del estero y en una longitud de aproximadamente 60 m hacia el sur del puente, con aberturas de 30 cm, saltos de 40 cm y profundidad de hasta 90 cm. En el sector del puente, se produjo el asentamiento de la calzada. En la ribera oriental, se observa agrietamiento paralelo al estero y que afectó el patio de una vivienda. Hacia el norte, las grietas se extienden por más de 100 m (Sernageomin, 2010).



LS-070

LAJA – R. DEL BÍO-BÍO

37.28° - 72.71°



U: Google Earth // C, D: Sernageomin, 2010

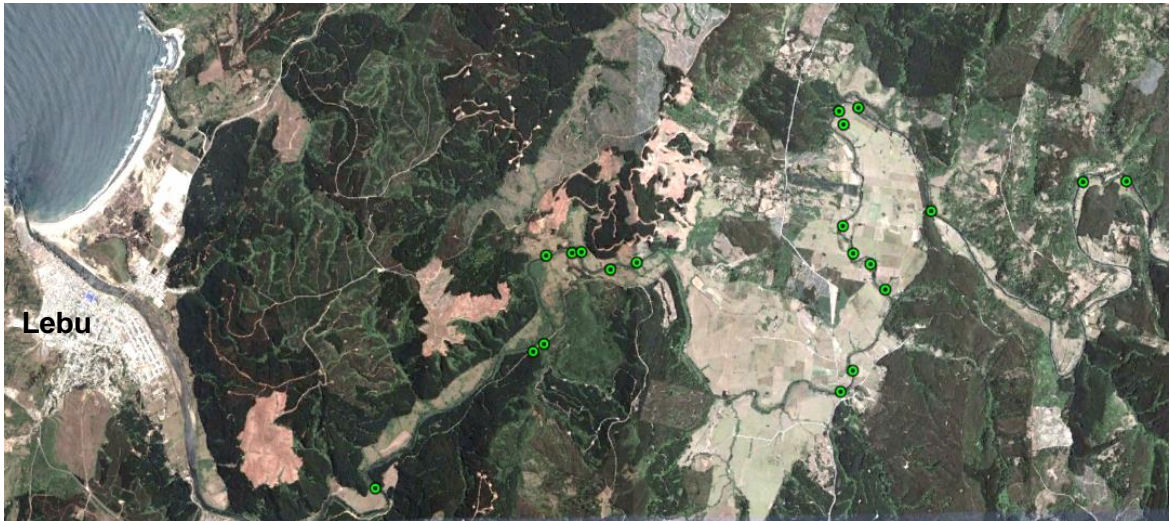
| LS-070  | LAJA (cont.)– R. DEL BÍO-BÍO | 37.28° - 72.71° |
|---|------------------------------|-----------------|
| <p>En la ribera norte de la laguna Señoraza en Laja, se formaron grietas escalonadas paralelas a la laguna y en una extensión de hasta 40 m desde el borde de la laguna, las que afectaron principalmente el relleno artificial y la calzada de la costanera. Presentan saltos de hasta 120 cm, aberturas de 50 cm y profundidades de hasta 80 cm. Además, se produjo el afloramiento de agua del subsuelo en el sector de contacto entre el terraplén de la calzada y el relleno que bordea la laguna (Sernageomin, 2010).</p> <p>De acuerdo a Sernageomin (2010), el terreno está conformado por un relleno artificial de espesor entre 20 a 200 cm que sobreyace un estrato de arenas limosas de color gris oscuro, de origen fluvial y saturadas.</p> <p>Sernageomin (2010) efectuó una visita al área, constatando daños en los siguientes sectores cercanos a la laguna:</p> <ul style="list-style-type: none"><li>- Un grupo de casas ubicadas en la subida Gabriela Mistral resultaron con un gran nivel de destrucción por el deslizamiento de la ladera en dirección a la pendiente.</li><li>- La Población Nuevo Amanecer, ubicada a poco más de 100 m de la Laguna Señoraza, presentó daños en algunas de las viviendas que se encontraban a menos de 7 m del estero El Barranco.</li><li>- En la Población Midequetén se produjo la destrucción de cuatro viviendas por asentamientos del terreno.</li></ul> |                              |                 |



LS-071

RÍO LEBU – R. DEL BÍO-BÍO

37.61° - 73.56°



U: Google Earth // C, D: Sernageomin, 2010





Sernageomin, 2010

Hacia el interior del río Lebu se observó el fenómeno de *lateral spreading*, reflejado en el desplazamiento del suelo en ambas riberas del río, siendo detectado este fenómeno en varios puntos del río y hasta unos 30 km desde la desembocadura.

De acuerdo a Sernageomin (2010), los daños consistieron en la formación de grietas paralelas al cauce, desarrollando bloques escalonados en dirección al río. Estas zonas de grietas presentaron extensiones de más de 1 km.

Además, producto del desplazamiento del terreno, la vegetación cubrió algunos sectores del río, lo que redujo el ancho del cauce.

Se presume que el tipo de material que licuó en estos sectores corresponde al mismo encontrado en la parte urbana, por lo que estarían conformados por arenas fluviales de compacidad suelta.



LS-072

LEBU – R. DEL BÍO-BÍO

37.60° - 73.65°



U: Google Earth // CL: panoramio/ReFeGu // CC: panoramio/MC Belmonte //  
CR: panoramio/Abarzua // DL: youtube/dianfiga // DC y DR: Alfonso Ulloa



| LS-072  | LEBU (cont.) – R. DEL BÍO-BÍO | 37.60° - 73.65° |
|---|-------------------------------|-----------------|
| <p>De acuerdo a Sernageomin (2010), el terreno en Lebu está constituido por rellenos (gravas, arenas y residuos mineros) de baja compactación, sobre un estrato de arenas fluviales del río.</p> <p>Lebu resultó con importantes daños en ambas riberas del río. En la ribera sur, se formaron importantes grietas paralelas, algunas de las cuales superaban el metro de ancho, las que afectaron a viviendas, pavimentos, el salón de eventos Costanera, la multicancha, la plaza Auditorio y el complejo gastronómico (Sernageomin, 2010).</p> <p>También resultaron con daños el muro de contención del río, área portuaria y el muelle (PR-018), sumado a que en sectores interiores del río fue posible constatar el fenómeno de <i>lateral spreading</i> (LS-071).</p> |                               |                 |

LS-073

LAGO LANALHUE – R. DEL BÍO-BÍO

S/I



U: Google Earth // C: youtube/jgarrydo // D: youtube/familiavideoscaseros

En el camino que une Cañete con Contulmo y que rodea el Lago Lanalhue, se formaron extensas grietas longitudinales, con aberturas mayores a 1 m y profundidades de hasta 2 m.





U: Google Earth // C, D: Sernageomin, 2010



**LS-074****ANGOL (cont.) – R. DE LA ARAUCANÍA****38.80° - 72.70°**

Sernageomin, 2010

Sernageomin (2010) realizó una visita a la ciudad de Angol, donde constató diversos daños y que se detallan a continuación:

En el área de intersección de las calles Caupolicán con Chorrillos y hasta Colima, se produjo el hundimiento de al menos 6 edificaciones y el agrietamiento de pavimentos en dirección EW, con hundimientos hacia el sur. Dentro de las casas, queda en evidencia un cauce natural parcialmente canalizado, cuyas riberas presentan grietas de tipo escalonadas con aberturas de hasta 20 cm y saltos mayores a 15 cm.

En el extremo sur de la calle Chorrillos y próximo al río Picoiquén, se generaron daños parciales en una vivienda y en el Internado de Niñas Ilusión de los Confines. Se observó la presencia de una familia de grietas con orientación N70°E, paralelas a la ribera norte del río, de tipo escalonadas, con aberturas entre 10 a 15 cm, saltos de hasta 30 cm en dirección al río y con una extensión de más de 50 m. Este agrietamiento ocasionó la inclinación parcial de una vivienda, el fracturamiento de la esquina sureste del muro del Internado y afectó a varias viviendas en las calles Arturo Prat con Ilabaca.

En el extremo suroeste del Parque Río Rehue se produjeron daños en pavimentos, aceras, árboles y alumbrado público. En este sector, se formaron grietas paralelas a la ribera norte del río, escalonadas, con aberturas entre 10 a 40 cm, saltos de hasta 40 cm y que se extendieron por más de 200 m.

En el extremo sur y suroeste de la Calle Traiguén, se formaron grietas con orientación noroeste, paralelas a la ribera del río Picoihuén. Las grietas son escalonadas, con aberturas entre 2 y 5 cm, saltos de hasta 20 cm hacia el río y que se extendieron en aproximadamente 30 m. Grietas menores se observaron hacia el oeste, en el área habilitada como camping.

En la intersección de las calles Yeili con Aulén (sector Huequén) se destruyeron los pavimentos en un radio de 10 m en torno a una tapa de alcantarillado.



LS-075

BOYECO, PURÉN – R. DE LA ARAUCANÍA

38.02° - 73.06°



U: Google Earth // C: Sernageomin, 2010 // D: luiseeses.blogspot.com

| LS-075  | BOYECO, PURÉN (cont.) – R. DE LA ARAUCANÍA | 38.02° - 73.06° |
|---|--|-----------------|
| <p>En las cercanías de Purén se formaron extensas grietas con el terremoto, una de las cuales cruzó desde los cerros de Boyeco y atravesó la zona urbana causando daños a algunas viviendas.</p> <p>Los moradores de un predio indican la siguiente situación: “Cuando estábamos en pleno terremoto, escapamos al patio e inmediatamente, mientras todavía la tierra se movía, sentimos un fuerte olor a azufre, muy potente” (luiseeses.blogspot.com).</p> <p>De acuerdo a Sernageomin (2010), se observaron grietas en la ribera norte del estero Viluco, con aberturas de hasta 30 cm y profundidades de hasta 1.2 m, las que se extendieron por aproximadamente 30 m, en un ancho de 8 m.</p> <p>Sernageomin (2010) también señala que en la confluencia de los esteros Viluco y Molleco se observó un área con numerosas grietas, con aberturas promedio de 5 a 15 cm en una superficie de 50 por 30 m. En esta área, tanto en torno a las abundantes grietas, como en las zonas deprimidas del área de cultivo, se observó un delgado depósito (menor que 1 cm) consistente en suelos finos de color gris. Según el relato de los moradores de la zona, cuando salieron de sus casas en pleno terremoto, sintieron un fuerte olor a azufre.</p> <p>Asimismo, la ruta que une Purén con Los Sauces también evidencia una grieta que se extiende por al menos cuatro kilómetros y divide en dos la calzada. También resultaron dañados los puentes Viluco y Tranamán.</p> |  |                 |



LS-076

PUERTO SAAVEDRA – R. DE LA ARAUCANÍA

38.81° - 73.40°



U: Google Earth // D: Constanza Chacón Iturra

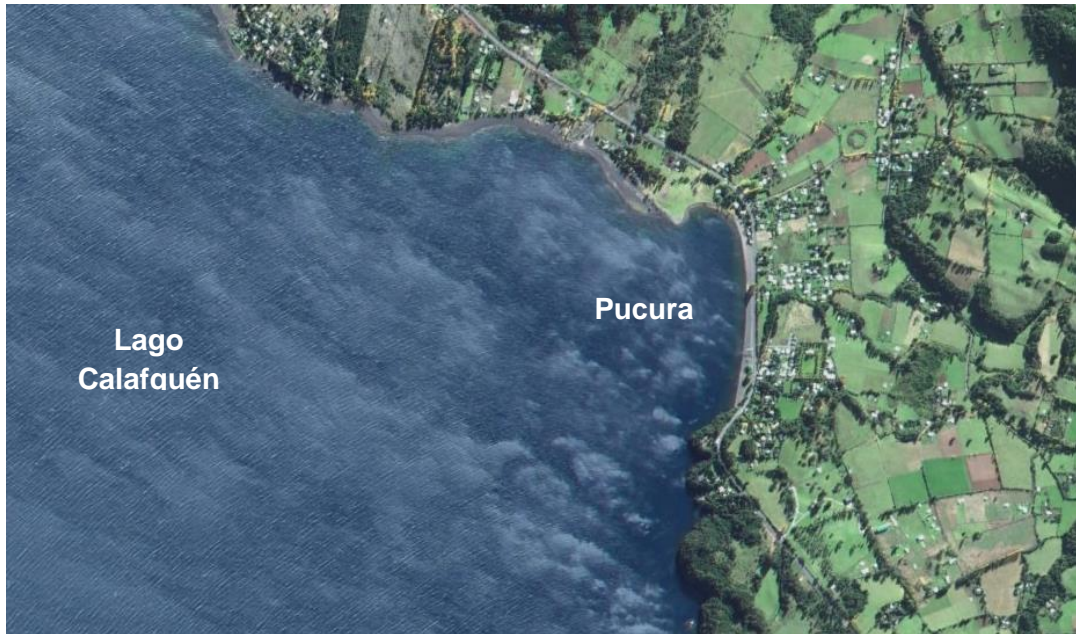
Puerto Saavedra se ubica en la costa, entre el río Imperial y el lago Budi. En el área urbana, y de forma cercana al terminal de buses, la calle se hundió aproximadamente 50 cm, formándose una grieta de gran extensión.



LS-077

PUCURA – R. DE LOS RÍOS

39.52° - 72.07°



U: Google Earth // C, D: I. Municipalidad de Panguipulli

| LS-077   | PUCURA (cont.) – R. DE LOS RÍOS | 39.52° - 72.07° |
|--|---------------------------------|-----------------|
| <p>Pucura es un balneario del Lago Calafquén, ubicado en el kilómetro 10 de la ruta que une Coñaripe con Lican Ray. En este sitio se produjeron importantes grietas y escarpes a orillas del lago.</p> <p>En la página web de la I. Municipalidad de Panguipulli relatan el siguiente testimonio del día del terremoto:</p> <p><i>“teníamos a una familia de gitanos que estaba acampando en el terreno, cuando empezó a temblar, en ese momento ellos gritaban desesperados llamándonos, una vez que llegamos el agua salía de la tierra como un chorro de manguera”.</i></p> <p>En esta área también resultaron con daños el Camping Calafquén (SF-014), desagüe del Estero Seco (SF-015) y la costanera de Coñaripe (LS-078).</p> |                                 |                 |



LS-078

COSTANERA COÑARIPE – R. DE LOS RÍOS

39.57° - 72.01°



U: Google Earth // D: [www.eldiariopanguipulli.cl](http://www.eldiariopanguipulli.cl))

En la costanera de Coñaripe se produjo un hundimiento del terreno y se generaron grietas paralelas al lago que se extendieron por unos 200 m.

Dentro de una propiedad ubicada en el sector sur de la costanera, se produjeron daños en cercos, muros y radieres de algunas construcciones. Además, en un sector al interior de un camping se formaron algunas grietas, por donde se produjo el surgimiento de agua a través de una de ellas ([www.eldiariopanguipulli.cl](http://www.eldiariopanguipulli.cl)).

De acuerdo a El Diario de Panguipulli, el área se habría hundido, similar a lo sucedido en el terremoto de Valdivia de 1960.

En esta área también resultaron con daños el Camping Calafquén (SF-014), Pucura (LS-077) y el desagüe del Estero Seco (SF-015).

LS-079

PANGUIPULLI – R. DE LOS RÍOS

39.64° - 72.32°



U: Google Earth // C: panoramio/Manuel Soler Mayor //  
DL: [www.eldiariodepanguipulli.cl/](http://www.eldiariodepanguipulli.cl/) DR: [www.australvaldivia.cl](http://www.australvaldivia.cl)

En la costanera de Panguipulli se produjo el desplazamiento del terreno quebrando pavimentos y desprendiéndose la cerca de protección.

La calle Martínez de Rozas resultó con numerosas grietas y un importante asentamiento en su vereda sur.

Además, varias casas resultaron dañadas, una de las cuales quedó inclinada por el desplazamiento hacia un costado en 30 cm, mientras que una segunda vivienda resultó totalmente volcada ([www.australvaldivia.cl](http://www.australvaldivia.cl)).



LS-080

LAGO PANGUIPULLI – R. DE LOS RÍOS

S/I



U: Google Earth // C, D: eldiariodepanguipulli.cl



| LS-080   | LAGO PANGUIPULLI (cont.) – R. DE LOS RÍOS | S/I |
|--|---|-----|
| <p>Según el diariodepanguipulli.cl, en un sector de la ribera sur del lago se originaron tres orificios luego del terremoto, distanciados en 100 m. Dos de los orificios se formaron en un estero, desde los cuales fluyó abundante material barroso de tipo ceniza, tornando el agua a un color plomizo. Esta situación se prolongó durante tres días.</p> <p>El tercer agujero se abrió en una quinta distante a unos 50 m de una casa habitación. A través de este orificio se eyectó agua -según mencionan- caliente y con abundante ceniza hasta una altura de 4 m, quedando los residuos esparcidos en un área de 10 m<sup>2</sup>.</p> <p>Un lugareño entregó el siguiente testimonio a El Diario de Panguipulli:</p> <p><i>“nos percatamos que había un chiflón de agua, era como cuando se rompe una cañería, y saltó el chiflón más o menos unos 4 m hacia arriba. Al acercarnos nos dimos cuenta que se trataba de agua y mucha ceniza”.</i></p> <p>Esta situación, preocupó a la población, la que incluso creyó que correspondería a una manifestación volcánica por la salida de cenizas. Además, con las réplicas el agua del orificio aumentó su nivel y presentó variaciones en su temperatura.</p> |   |     |



U: Google Earth // D: flickr/mujerchilena

Los edificios de Sernatur y Corporación Cultural de la Municipalidad de Valdivia, ubicados en la calle Av. Prat, a metros de la ribera del río Calle-Calle, sufrieron de una significativa socavación del terreno de fundación, quedando inhabitables y debiendo ser demolidos meses posteriores al terremoto (biobio.cl).

También existen antecedentes que en el sector de Beneficencia, algunas casas de hundieron hasta 50 cm. Además, se produjeron daños en algunos puentes cercanos, como en la acera del Puente sobre el río Cutipay y el desplazamiento de vigas del Puente Cruces.

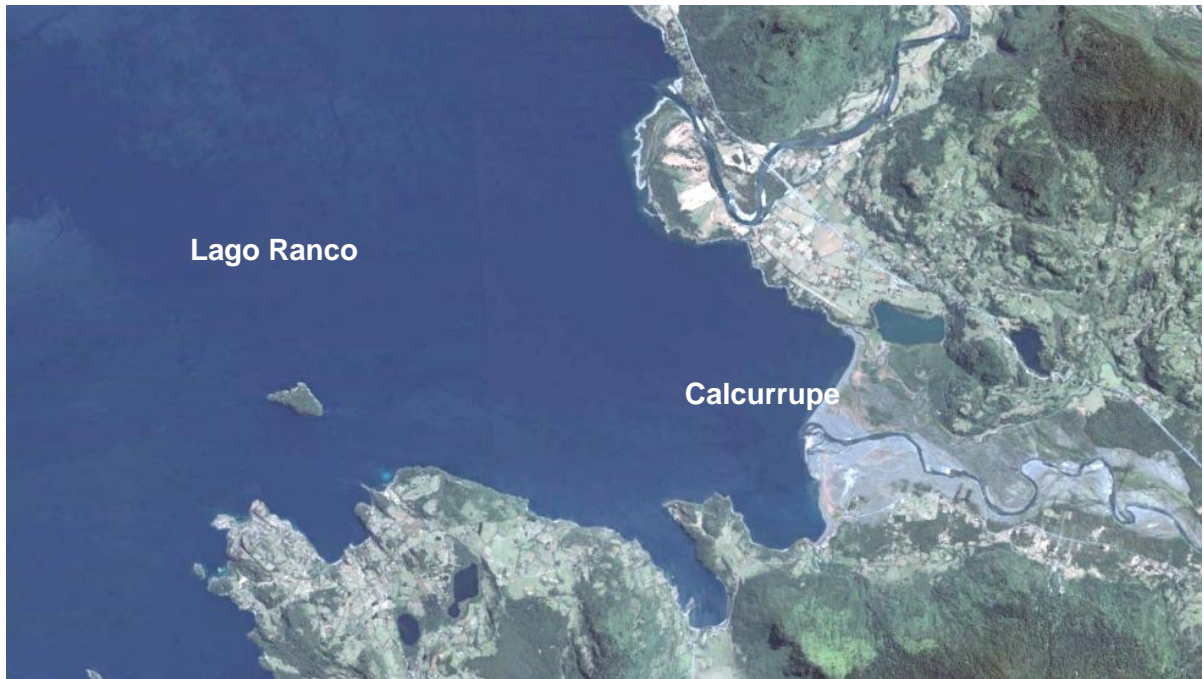
En las cercanías de este sector también resultó con daños el Muelle Schuster (SF-016).



LS-082

LAGO RANCO – R. DE LOS RÍOS

40.25° - 72.25°



U: Google Earth // C, D: youtube/Jose Mario Ríos Figueroa





[youtube/Jose Mario Ríos Figueroa](https://www.youtube.com/channel/UC...)

Se registraron daños atribuibles a licuación de suelos en el lago Ranco, cerca del estero Forraleufu y la laguna de Calcurrupe.

Un sector de más de 500 m de la playa se hundió y desplazó hacia el lago en varios metros, quedando terrazas escalonadas y árboles sumergidos. Se formaron lagunas de barro compuestas por arenas blandas, las cuales fueron denominadas como “arenas movedizas” por visitantes del sector, quienes insertaron varillas que se hundían con relativa facilidad.

Por su parte, el puente Calcurrupe sufrió daños menores, con una leve separación en sus juntas.



U: Google Earth // D: Renate Wall

El sector de Cascadas es un pueblo y balneario ubicado en el extremo nororiente del Lago Llanquihue, a 13 kilómetros del Volcán Osorno. En este sector se encontraba Magaly Teiller del Valle, quién entregó el siguiente testimonio:

*“... el lago comenzó a cambiar de color, pasó de un agua transparente a un color verde oscuro, luego casi calipso... Se oyeron ruidos muy fuertes y después, de pronto, el agua asomó por agujeros enormes que se hicieron más arriba de la playa, casi en el camino, inundando todo... Entró subterráneamente por debajo de la tierra y asomó por estos agujeros... Impresionante, como para una película.... la playa y parte del camino que la rodea quedó todo inundado. Ayer nos comunicamos con una persona del sector y nos cuenta que una vez que el agua bajó un poco, quedaron al descubierto enormes agujeros bordeando la playa....”* (obtenido de <http://www.madrimasd.org>)

Las fotografías corresponden a orificios formados en las cercanías del lago y donde es posible advertir un material arenoso de color más claro que se estima fue expulsado de éstos.





U: Google Earth // D: youtube/tvsanantoniochile

El puente Lo Gallardo une Llole con Santo Domingo y cruza el río Maipo en una longitud aproximada de 880 m, con un total de 28 vanos de 30 m, simplemente apoyados, sobre 4 vigas de hormigón pretensado (Earthquake Spectra, 1986).

Se generaron grietas de importantes dimensiones y asentamientos en los accesos. En el caso de la estructura, los tableros quedaron desplazados transversalmente algunos centímetros, sin evidenciar asentamientos de sus fundaciones.

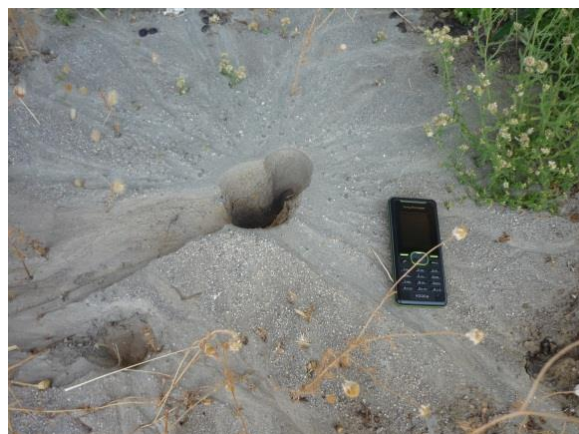
Este puente ya había sufrido daños relativos a licuación de suelos en los terremotos de 1971 y 1985. Los mayores daños fueron en 1985, con la caída de cuatro tableros.



BR-002

PUENTE YALI – R. DE VALPARAÍSO

33.83° - 71.64°



U: Google Earth // CL: youtube/tvsanantoniochile // CR, D: MOP

| BR-002   | PUENTE YALI – R. DE VALPARAÍSO (cont.) | 33.83° - 71.64° |
|--|--|-----------------|
| <p data-bbox="228 243 1469 390">El puente Yali se ubica en la ruta G-80, fue inaugurado a fines del 2008 y cruza el estero del mismo nombre, uniendo San Antonio con Santo Domingo. La estructura posee una longitud aproximada de 120 m, en cinco tramos, cuyo tablero está apoyado sobre tres vigas metálicas espaciadas a 3.6 m (MOP).</p> <p data-bbox="228 411 1469 474">Los daños en este puente consistieron en el asentamiento de accesos y desplazamientos laterales en los vanos.</p> <p data-bbox="228 495 1469 747">Específicamente, se produjo el descenso de los accesos en aproximadamente 20 cm y el desprendimiento de material en los costados. Destaca el desplazamiento lateral del tablero en el primer y segundo tramo desde el sur, con fractura del tope lateral del lado oriente, y dejando los apoyos de las vigas desalineados en más de 25 cm. En la segunda cepa se observa el impacto del tope lateral por un importante desplazamiento de las vigas. Cabe mencionar, que no se registraron asentamientos en esta estructura (MOP).</p> <p data-bbox="228 768 1469 915">Evidencias de licuación se registraron en el sector, destacando el descenso del terreno adyacente a dos columnas del puente y que a la fecha de la fotografía, todavía se encontraba con apariencia saturada. Además, se formaron algunas grietas y volcanes de arena en el terreno cercano.</p> |  |                 |



BR-003

PUENTE RAPEL – R. DE VALPARAÍSO

33.94° - 71.74°



U: Google Earth // C y D: MOP

El Puente Rapel tiene una extensión de 220 m. Presentó daños estructurales que se concentraron en los estribos, zona de conexión de vigas gerber con muro frontal, dejando armadura a la vista. Además, el tramo colgante sufrió un desplazamiento lateral de 15 cm aproximadamente (MOP).

De las fotografías es posible apreciar que la cepa inicial presenta una grieta oblicua asociada a una falla por corte a causa del desplazamiento lateral del terreno. Además, se observa un importante vaciamiento del material que constituye el terraplén de acceso.



BR-004

PASO SUPERIOR HOSPITAL – R. METROPOLITANA

33.86° - 70.75°



U: Google Earth // D: GEER, 2010



GEER, 2010

El Paso Superior Hospital cruza la línea férrea con un esviaje de 50°. Su estructura está formada por dos estribos transparentes, más una cepa central y un tablero de dos tramos de 28.0 y 35.4 m cada uno, con apoyo simple en el terraplén de acceso, fundado sobre una corrida de 4 pilotes en el estribo de entrada, de 27 m de profundidad, dos corridas de 4 pilotes en el estribo de salida y 3 pilotes en la cepa central, bordeando los 11 m de profundidad, todos de hormigón armado y de 1.5 m de diámetro (González, 2012).

Los efectos del terremoto sobre este paso fueron la caída de tableros y desplazamientos horizontales de los estribos hacia la cepa central. Se midieron 73 cm en promedio de corrimiento en el estribo de entrada y 10 cm en el estribo de salida. En el primero, el asentamiento fue de 13 cm y en el estribo de salida fueron 10 cm. Además, se produjeron deslizamientos de ambos terraplenes de acceso y un levantamiento del terreno en el pie (González, 2012).





U: Google Earth // DL: [www.teleaire.com](http://www.teleaire.com) // DR: youtube/tvito21

El Paso Superior Champa cruza la línea férrea y está conformado por dos estribos transparentes más una cepa central y un tablero continuo de dos tramos de 15.9 m y 25.9 m cada uno. Ambos estribos descansan sobre una corrida simple de 4 pilotes preexcavados de 1.5 m de diámetro y 23.5 m de profundidad aproximada. Las cepas corresponden a 3 columnas de 1.0 m de diámetro, las cuales se apoyan sobre 3 pilotes preexcavados de 1.5 m de diámetro y que bordean los 20 m de profundidad.

Los daños consistieron en corrimientos laterales de las vigas y desplazamientos de los estribos cuyo espaldar quedó de tope con las vigas. Esto quiere decir que durante el sismo, la estructura se transformó en un puente integral con su tablero, actuando como puntal, reduciendo considerablemente los daños (González, 2012).





U: Google Earth // D:geonopia.com

La estructura del Paso Inferior Los Pinos está compuesta por dos estribos transparentes, sumado a una cepa central y un tablero continuo de dos tramos de 29.5 m cada uno. Los estribos descansan sobre una corrida simple de 4 pilotes preexcavados de 1.5 m de diámetro y 15.7 m de profundidad, aproximadamente. Las cepas corresponden a columnas circulares de 1.0 m de diámetro, apoyadas sobre 4 pilotes de 1.5 m de diámetro y de 11 m de profundidad, aproximadamente. Es importante mencionar que la estructura tiene un esviaje de 31° (González, 2012).

Los daños consistieron en el deslizamiento y giro de tableros, lo que ocasionó el colapso de la estructura que cayó sobre la carretera. Además, vigas y tableros resultaron agrietados y se produjeron asentamientos en los terraplenes (González, 2012).



U : Google Earth // D: Separación de columna entre 15 y 20 cm y desplazamiento de la estructura (FHWA, 2011)

El Paso Inferior Chada está conformado por dos estribos transparentes más una cepa central y un tablero de dos tramos de 28 m cada uno. Los estribos descansan sobre tres pilotes preexcavados de 1.5 m de diámetro y 23.2 m de profundidad. La cepa se apoya sobre tres columnas circulares de 1 m de diámetro empotrados en su base sobre un encepado que a la vez descansa sobre 3 pilotes preexcavados de 1.5 m de diámetro y 17.0 m de profundidad (González, 2012).

Esta estructura presentó un importante giro del tablero en sentido antihorario, quedando desplazado en 64 y 78 cm a la altura de los estribos. Las columnas no resultaron con daños estructurales (FHWA, 2011). Adicionalmente, se produjo el descenso de ambos terraplenes en 80 a 100 cm.





U: Google Earth // DL: Ogup & Asociados Ingeniería Estructural Ltda. // DR: Panoramio/Ignacio Paredes)

El Paso Inferior Azufraderos está conformado por dos estribos transparentes, una cepa central y un tablero de dos tramos de 24 m cada uno. Los estribos se apoyan sobre una corrida simple de dos pilotes y la cepa central sobre sólo uno. Los pilotes son de tipo preexcavados, con un diámetro de 1.5 m y una profundidad de 15 m para los estribos y 17 m para la cepa central (González, 2012).

Los daños consistieron en un desplazamiento transversal del tablero en 67 cm hacia el norte del estribo de entrada y 46 cm hacia el sur en el estribo de salida. También ocurrieron deslizamientos superficiales en el talud de los terraplenes de acceso y corrimientos horizontales locales entre el pavimento y la berma, los cuales se originaron en los tramos de mayor altura de los terraplenes. Adicionalmente, se generaron grietas transversales en el acceso oriente (González, 2012).



BR-009

PUENTE LA LAGUNA – R. DEL MAULE

34.78° - 72.05°



U: Google Earth // C, D: MOP

El puente La Laguna se ubica en la ruta J-8, en las cercanías de las lagunas Torca y Vichuquén. Posee 7 tramos de 15 m que suman aproximadamente 105 m. Su estructura la componen tableros dilatados sobre cada cepa, con un ancho de calzada de 6 m, 2 pasillos laterales de 1 m y vigas metálicas simplemente apoyadas (MOP).

Con el terremoto se produjo el asentamiento de dos cepas entre 10 a 15 cm, quedando una inclinada hacia el norte (cepa 2 desde el oriente). Adicionalmente, el terraplén oriente descendió unos 5 cm.

BR-010

PUENTE LAUTARO – R. DEL MAULE

35.04° - 72.07°



U: Google Earth // D: MOP

El Puente Lautaro se ubica en la ruta K-60, una Curepto con la ruta J-60 a Iloca y cruza el río Mataquito. Posee 8 tramos de 35 m, contabilizándose una longitud total de 280 m aproximadamente y un ancho de calzada de 6.1 m, más dos pasillos laterales de 70 cm. Los tableros están dilatados sobre cada cepa y se apoyan sobre 3 vigas postensadas (MOP).

Los principales daños ocasionados al puente consisten en el levantamiento de la mayoría de las tapas metálicas de las juntas de dilatación, el movimiento transversal de los tableros en hasta 7 cm (cepas 3 y 4) con desmoronamiento de hormigón de los pasillos y el estallido del hormigón en media altura de los muros cepas 3 y 4, lo que según MOP se debe a la falta de confinamiento por escasez de armadura transversal.

Además, de acuerdo a MOP el terraplén de acceso norte descendió debido a que un cajón (obra de arte) para el paso de animales se separó unos 80 cm.



BR-011

PASARELA ESCALONES – R. DEL MAULE

34.99° - 72.01°



U: Google Earth // C, D: MOP





MOP

La pasarela Escalones, ubicada a 2 km al oeste de Licantén, consta de un tramo central de puente colgante de 163 m entre torres principales y los tramos de acceso que suman un largo total de 230 m. En el acceso sur, el puente se encuentra apoyado sobre dos cepas del puente antiguo (MOP).

De acuerdo a MOP, las torres principales poseen pilotes en su fundación, se estima que las cepas existentes poseen pilotes doble riel y los dos estribos extremos nuevos de hormigón armado poseen fundación directa. Por último, los machones de anclaje de los cables principales son dados de hormigón con fundación directa y los machones de la contraventación poseen un pilote y dados de hormigón.

En relación a los daños, MOP señala que luego del terremoto el marco metálico de la torre principal sur quedó con una inclinación que produjo un desplazamiento de unos 50 cm. Una de las cepas antiguas ubicadas en el costado sur, desarrolló una inclinación que la desplazó 30 cm. La segunda cepa en tanto, quedó muy inclinada en dirección norte. Lo anterior, provocó el colapso del acceso sur a la pasarela.

En el terreno colindante se formaron numerosas grietas de gran dimensión, con orientación este-oeste, y de predominio en el costado sur del río. Una de ellas, alcanzó más de 3 m de profundidad y abertura de más de 3 m de ancho, y al menos otras dos de 0.5 a 1 m de ancho. Esto se explica por el desplazamiento lateral del terreno en dirección al río hasta una distancia de 100 m desde la ribera, alcanzando el estribo y machón de anclaje de los cables principales.



U: Google Earth // D:flickr/Efon Wolf

Ubicado a más de 15 km de la zona de grietas registrada en Puahun (LS-031), se ubica el puente Itata, que cruza el río del mismo nombre a la altura de Coelemu y en un largo aproximado de 700 m.

Con el terremoto, el puente resultó con daños estructurales que restringieron el paso de vehículos pesados, destacando el desplazamiento de la losa en 10 cm y que es advertido por la pérdida de la continuidad de la línea demarcadora del eje de la calzada.



BR-013

PUENTE SAN NICOLÁS – R. DEL BÍO-BÍO

36.50° - 72.21°



U: Google Earth // D:MOP

El Puente San Nicolás se ubica en la entrada de la localidad de San Nicolás y cruza el río Changaral en una distancia aproximada de 50 m.

Con el terremoto, el puente resultó con importantes daños estructurales, quedando intransitable y siendo necesaria la instalación de un puente mecano para mantener la conectividad.

Específicamente, el puente sufrió el asentamiento en 5 a 8 cm de su pila central, lo cual es posible visualizar por un importante quiebre en la línea de las defensas del puente.



BR-014

PUENTE ANDALIÉN – R. DEL BÍO-BÍO

36.80° - 73.03°



U: Google Earth // C, D: Icil-Icafal S.A

| BR-014   | PUENTE ANDALIÉN (cont.) – R. DEL BÍO-BÍO | 36.80° - 73.03° |
|--|--|-----------------|
| <p data-bbox="237 243 1458 352">En el área del Puente Ferroviario que cruza el río Andalién se produjeron importantes grietas paralelas al río y de varios metros de extensión, las que dañaron las Villas CAP (LS-043) y Buena Vista (LS-042).</p> <p data-bbox="237 369 1458 443">Una de las cepas del puente ferroviario sobre el río Andalién sufrió una significativa inclinación en aproximadamente 7.5°.</p> <p data-bbox="237 459 1458 785">Dentro de los trabajos de reparación se perforó un sondaje rotacional hasta una profundidad de 23.45 m, el cual indica que en el primer metro de profundidad hay presencia de arenas finas limosas (contenido de finos menor al 20%), de plasticidad baja o nula, de color oscuro y sueltas (SPT bajo 20 golpes/pie). Le sigue un estrato de grava fina arenosa hasta los 2 m, de cantos angulares y subangulares y tamaño máximo 2 1/2". Entre los 3 y 16.2 m se ubican arenas limosas y de baja graduación, las cuales se encuentran en un estado suelto a los 3, 5, 8 y 10 m aproximadamente y desde los 11 m su estado es compacto. A mayores profundidades se ubica un limo de nula o baja plasticidad, de color café negruzco y consistencia variable (Idiem).</p> |  |                 |





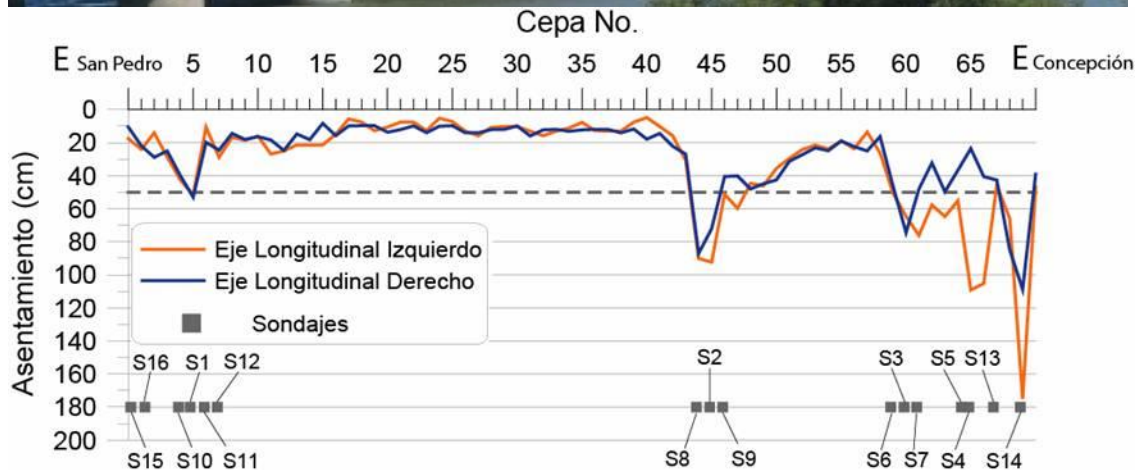
U: Google Earth // D: flickr/octava región

En el sector del Cerro Chepe, el Paso Superior Padre Alberto Hurtado que cruza la vía férrea, sufrió el colapso del tablero, lo que produjo el corte de la calle Arturo Prat. Aparentemente, la falla en el terraplén habría causado la caída del tablero.





U: Google Earth // C, D: autor



U: Geer, 2010 // D: CMGI Ltda.

El Puente Juan Pablo II es el mayor puente vehicular del país. Cruza el río Bío-Bío en Concepción en una longitud de 2310 m, con casi 22 m de ancho y una orientación noreste-suroeste. Fue diseñado por E. W. H. Gifford y otros, y abierto al público en 1974. Está constituido por 70 vanos de 33 m simplemente apoyados, cada uno compuesto por 7 vigas de hormigón armado y una losa de hormigón.

Sondajes y ensayos de penetración estándar indican que el terreno consiste en arenas finas de compacidad variable transportadas por el río, con intercalaciones de material fino.

Evidencias de licuación y *lateral spreading* se observaron en el acceso norte, con la formación de grietas paralelas al cauce, producto del desplazamiento lateral del terreno en dirección al río, lo que dañó el estribo norte con una importante falla por corte de una de sus columnas. Además, se formaron algunos volcanes de arenas cerca del terraplén de la estructura.

El terremoto causó importantes asentamientos diferenciales a lo largo del puente. Alrededor de 15 cepas desarrollaron asentamientos superiores a 50 cm con un máximo de 1.8 m, concentrándose en el eje longitudinal izquierdo y hacia el sector de Concepción.





U: Google Earth // D: FHWA, 2011

El puente ferroviario sobre el río Bío-Bío tiene una longitud aproximada de 1886 m y está constituido por una estructura de acero fundado sobre 370 pilares, 19 de los cuales se dañaron (Geer, 2010).

El principal daño se ocasionó en su ribera norte debido al desplazamiento lateral del terreno, lo que provocó un hundimiento al costado de la ruta O-60.



BR-018

PUENTE LLACOLÉN – R. DEL BÍO-BÍO

36.83° - 73.07°



U: Google Earth // C, D: flickr/Egon Wolf



U: Geer, 2010 // D: FHWA

El puente Llacolén, construido el año 2000, cruza el río Bío-Bío y une Concepción con San Pedro en una longitud aproximada de 2160 m. Su estructura está conformada por múltiples vanos, los que consisten en un tablero y seis vigas pretensadas prefabricadas que se apoyan en 5 columnas de 1.5 m de diámetro. Las cepas están constituidas por pilotes de hormigón de unos 22 m de largo.

Con el terremoto se produjo el desplazamiento lateral del terreno con la formación de grietas que afectaron la ribera y dañaron la vía poniente de la Calle Nueva Costanera. Este desplazamiento del terreno produjo el colapso de una losa del puente debido a la falta de distancia de apoyo en la mesa poniente. Fue necesaria la instalación de un puente mecano provisorio para mantener la conectividad.

Se produjo un asentamiento del terreno en hasta 40 cm y el movimiento provocó la separación en 25 cm entre columnas y terreno.

Además, en la salida oeste del puente también se produjo licuación de suelos, lo que fue advertido por la formación de grietas y volcanes de arenas.





U: Google Earth // D: autor

El puente Bío-Bío o Viejo tuvo su inicio de construcción en 1930 y se transformó en el puente carretero más largo de Chile para la época. Su superestructura original estaba constituida por vigas metálicas y tableros de madera, con 90 cepas sobre pilotes de troncos de eucaliptos y cabezales de hormigón (U. del Bío-Bío).

El terremoto del 27-F provocó el colapso de la estructura, con la caída de tableros. En el terremoto de 1960 ya había presentado daños de similares características.

Se estima que el colapso de este puente se asocia principalmente a una falla estructural.





U: Google Earth // C, D: Geer, 2010



BR-020

PUENTE LA MOCHITA (cont.) – R. DEL BÍO-BÍO

36.85° - 73.06°



U: Geer, 2010 // C, D: MOP



FHWA

El puente La Mochita, construido el 2005, se ubica en el camino que une Concepción y Hualqui, y se extiende de norte a sur a lo largo de la orilla oriental del río Bío-Bío, atravesando una entrada de agua de la planta de agua potable La Mochita, perteneciente a la empresa ESSBIO.

El puente La Mochita, de unos 150 m de largo, está compuesto por 4 tramos de 15, 50, 50 y 35 m cada uno, simplemente apoyados. Cada tramo está estructurado mediante 4 vigas pretensadas, con losa superior de hormigón armado. La infraestructura está constituida por 2 estribos y 3 cepas, con fundación mediante pilotes preexcavados de 1.2 m de diámetro.

La falla del suelo indujo el desplazamiento transversal de la superestructura hacia el sector este. Mediciones del equipo de GEER (2010) indican que la parte norte del tablero se movió 0.5 m, mientras que en la parte sur fue de 0.9 m. Por su parte, dos de las tres cepas presentaron descensos.

Dentro de las grietas se formaron varios depósitos de arena de color gris.

Sondajes ejecutados indican la presencia de un estrato superficial de arena, con espesor entre 10 a 20 m, con compacidad media a baja. A mayor profundidad, se detectan estratos de suelos compuestos principalmente por limos y limos arcillosos, e intercalaciones de arenas. Ensayos SPT dan cuenta de índices de penetración entre 0 y 60 golpes/pie, con algunos estratos con  $N_1 < 20$  golpes/pie.



BR-021

PUENTE RAMADILLAS – R. DEL BÍO-BÍO

37.31° - 73.26°



U: Google Earth // C, D: Puente Central. FHWA



BR-021

PUENTE RAMADILLAS (cont.) – R. DEL BÍO-BÍO

37.31° - 73.26°



Puente viejo, FHWA

BR-021

PUENTE RAMADILLAS (cont.) – R. DEL BÍO-BÍO

37.31° - 73.26°



MOP

El río Carampangue es cruzado por tres puentes que permiten la conectividad en la ruta 160 entre Coronel y Tres Pinos. En el extremo oriente se ubica el puente ferroviario y que no presentó daños aparentes con el terremoto, mientras que tanto las estructuras central y poniente sufrieron severos daños.

De acuerdo a la FHWA (2010), el puente central tiene un largo de 260 m y está compuesto por 8 vanos de 32 m. Esta estructura sufrió el asentamiento de las pilas cercanas al río, causando el desalineamiento vertical del tablero. Además, se formaron volcanes de arenas.

El puente antiguo, ubicado en el extremo poniente, se encontraba cerrado al tráfico vehicular al momento del terremoto pues ya había cumplido su vida útil previo al sismo, por lo que se encontraba ad portas de su demolición para la construcción de una nueva estructura. Posee un largo de 260 m, con 14 vanos de 18.5 m. El terremoto produjo un importante asentamiento y desplazamiento lateral del terreno lo que causó la inclinación de una de las pilas y el colapso de la losa adyacente (FHWA; 2010).

El informe de mecánica de suelos para la construcción del nuevo puente Ramadillas corrobora que el terreno superficial está compuesto por arenas potencialmente licuables. El documento indica la presencia de dos horizontes o unidades: el primero, con un espesor entre 7 y 26 m, se encuentra constituido por arenas algo limosas de pobre graduación, de compacidad suelta a media y sin plasticidad. Los índices de penetración estándar son relativamente bajos, y se ubican en general entre 10 a 30 golpes/pie. Lo subyace un horizonte de arenas algo limosas, bien graduadas, de compacidad alta y presencia de arenas cementadas sin plasticidad, con índices de penetración superiores a 40 golpes/pie.

El nivel freático se detectó prácticamente coincidente con la superficie del terreno, en los sondeos S-2 y SA-9 a una profundidad de 0.5 y 0.2 m, respectivamente.





U, C: Google Earth // D: Gustavo Peters



UL: Gustavo Peters // UR, C, D: FHWA, 2010

El humedal Tubul-Raqui se ubica frente al golfo de Arauco y es el más grande del país del tipo salobre, con más de 3000 hectáreas compuestas de pantanos y un centenar de canales. La Ruta P-22, que cruza este humedal, está constituida por una vía de doble sentido, caracterizándose por tramos con rellenos debido a la alta presencia de suelos pantanosos. En este camino se encuentran los puentes: Raqui I, Raqui II y Tubul.

El Puente Tubul posee 8 vanos de 28 m simplemente apoyados en vigas de acero. Este puente sufrió la caída de tableros (aparentemente, por falla estructural) y se observó un movimiento lateral de los estribos. Además, se produjo el agrietamiento y asentamiento del terreno en ambos accesos (EA-007).





U: Google Earth // C, D: Gustavo Peters

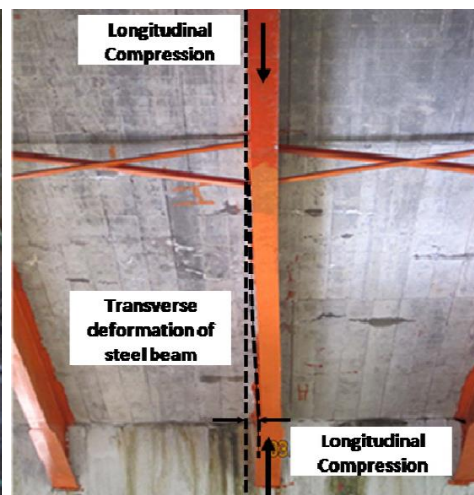
Al sur del puente Tubul (BR-022), se ubica el puente Raqui II. En este puente se produjo la caída de tableros, lo que se asociaría a una falla estructural, y el desplazamiento de estribos.

Adicionalmente, se registraron importantes asentamientos y agrietamientos de los terraplenes de accesos (EA-008).





Lateral spreading towards the creek



U: Google Earth // C, D: GEER, 2010

BR-021

P PULÉN Y PATAGUAL (cont.) – R. DEL BÍO-BÍO

37.11° - 72.99°

Daños moderados debido a licuación se produjeron en los Puentes Pulen y Patagual. Estas estructuras son antiguas, de dos vías, y compuestas por un solo vano y construidas de hormigón armado.

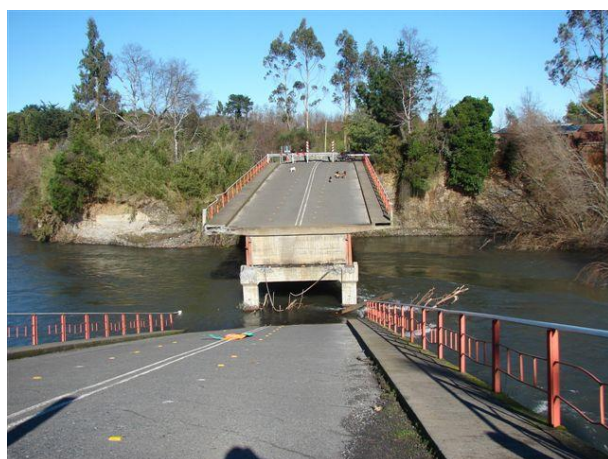
De acuerdo a GEER (2010), estos puentes sufrieron el empuje de *lateral spreading* que desplazó ambos estribos, quedando el tablero cóncavo hacia abajo y por esta razón, se formaron algunas grietas transversales en la parte superior.



BR-025

PUENTE NIÁGARA – R. DE LA ARAUCANÍA

38.78° - 72.41°

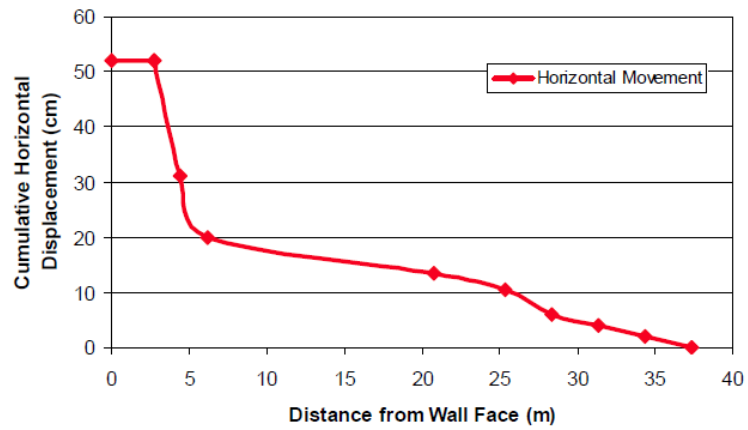
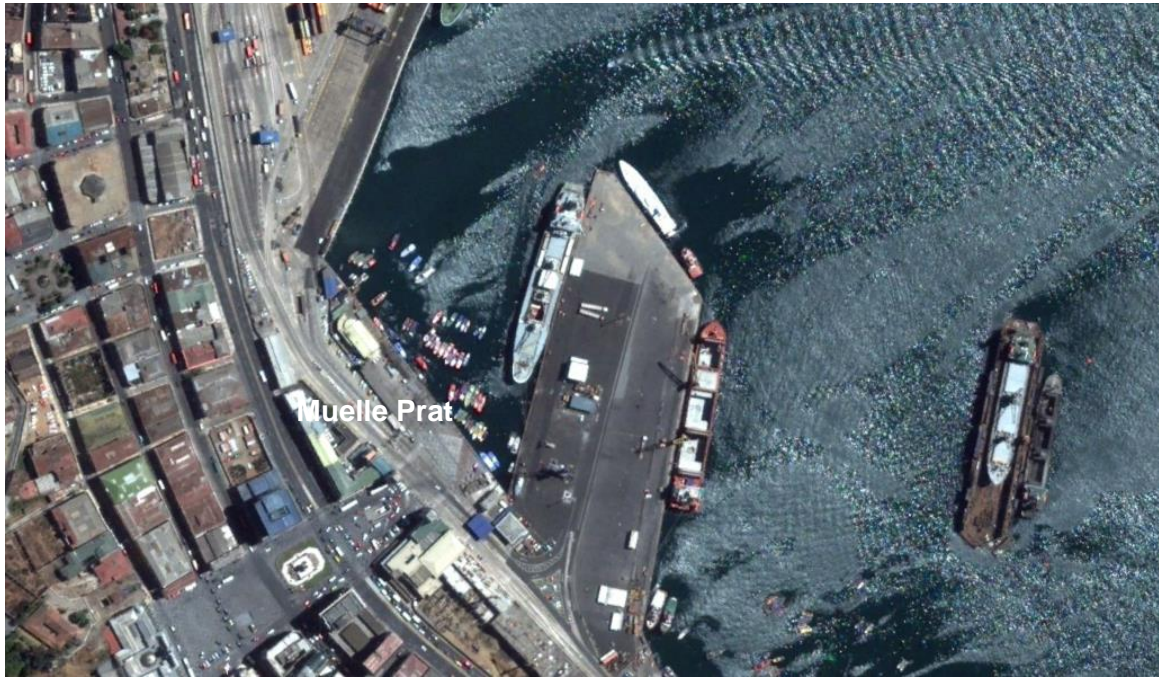


U: Google Earth // DL: MOP // DR: panoramio/aprovost

El Puente Niágara se ubica a 22 km al oriente de Temuco, en el sector de Padre Las Casas y cruza el río Quepe. El puente, estructurado de acero galvanizado, tiene una longitud de 58 m y un ancho de 9.7 m ([www.radiouniversal.cl](http://www.radiouniversal.cl)).

Con el terremoto, el puente resultó con un claro asentamiento en su cepa central, quedando intransitable. Tal era su grado de inclinación, que con lluvias posteriores al terremoto, el puente colapsó, debiendo ser reemplazado por un puente mecano.

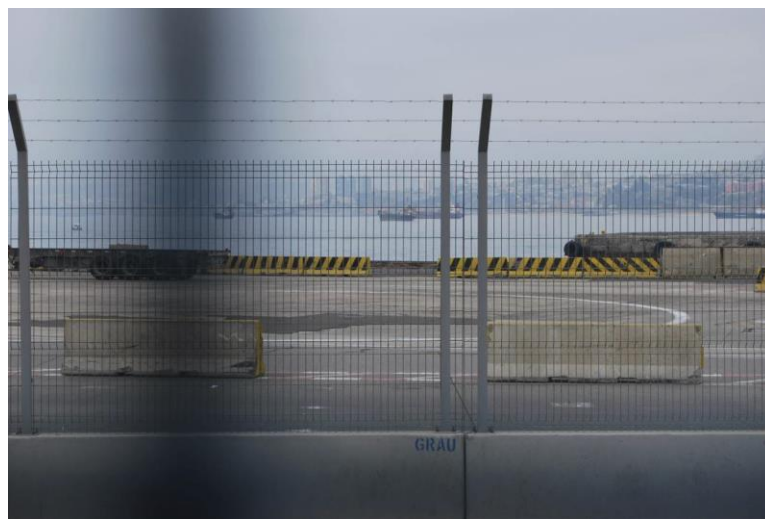
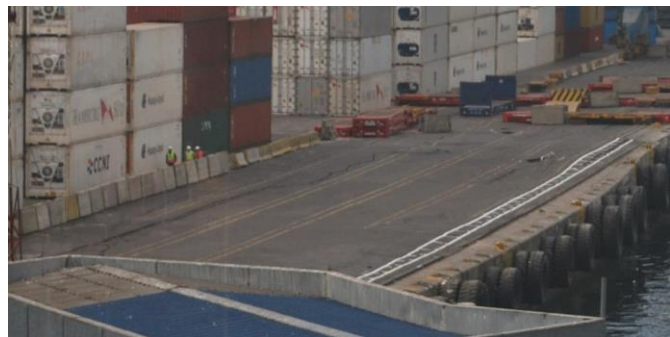




U: Google Earth // C: Geer, 2010 // D: chile-catastrofes-tragedias.blogspot.com

| PR-001   | MUELLE PRAT – R. DE VALPARAÍSO (cont.) | 33.04° - 71.63° |
|--|--|-----------------|
| <p data-bbox="237 243 1463 426">Según el informe de Geer (2010), el sector del muelle Prat, conformado por un muro de gravedad de bloques de concreto de 1 m de espesor y con una altura aproximada de 5.5 m por sobre el nivel del mar, sufrió un desplazamiento de aproximadamente 50 cm del material de relleno. Se visualizaron múltiples grietas paralelas de hasta 20 cm de abertura, afectando un área de 100 m de largo por 38 m de ancho.</p> <p data-bbox="237 443 1463 512">En el terremoto de Valparaíso de 1985, también se registraron daños que coinciden con el patrón observado en el 27-F.</p> |  |                 |





U: Google Earth // C, D: Geer; 2010



| PR-002   | PTO. DE VALPARAÍSO – R. DE VALPARAÍSO (cont.) | 33.04° - 71.63° |
|--|---|-----------------|
| <p>De acuerdo a transparencia.dgop.cl los Sitios 1, 2 y 3 del Puerto de Valparaíso sufrieron leves desplazamientos de la losa de traspaso. El Sitio 4 resultó con deformaciones y un hundimiento de consideración en la línea de atraque del muro de bloques de hormigón y un sector del pavimento adyacente.</p> <p>Adicionalmente, la misma fuente señala que el Sitio 5 fue el más dañado, dejando incluso de operar por las deformaciones en la línea de atraque, un severo hundimiento de pavimentos y un desaplome del muro de atraque.</p> <p>Por su parte, los Sitios 6, 7 y 8 también presentan grietas y hundimientos en pavimentos.</p> |   |                 |



U: Google Earth // DL: transparencia.dgop.cl // DR: Geer, 2010

De acuerdo a transparencia.dgop.cl el Sitio 1 del Puerto de San Antonio presentó serias deformaciones en el área de respaldo y en la losa del extremo norte, mientras que el muro sur, ubicado adyacente al Sitio 3, colapsó en su totalidad y se generaron importantes asentamientos.

En los Sitios 4 y 5, ubicados en el espigón del puerto, se observaron deformaciones y grietas en el pavimento y la pérdida de dos bitas en la línea de atraque.

Adicionalmente, se formaron algunas grietas paralelas en los pavimentos, de menos de 5 cm de abertura.

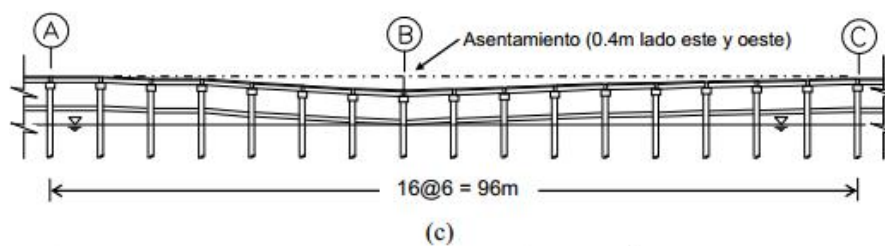
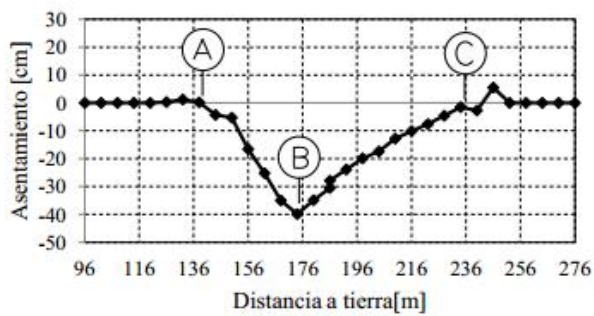
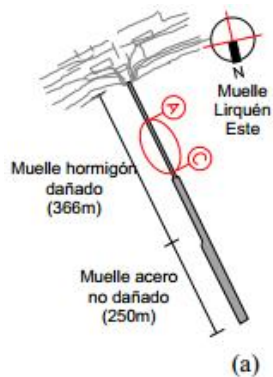
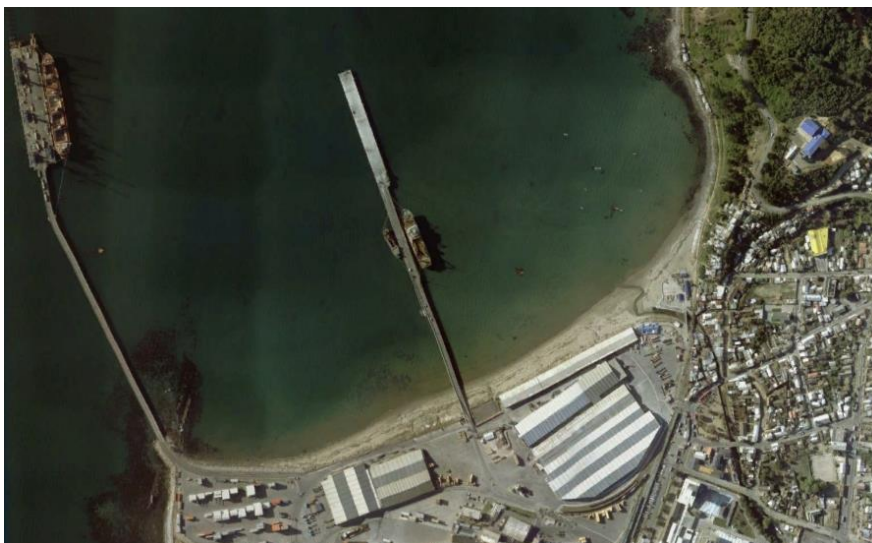




U: Google Earth // C, D: GEER, 2010

Un antiguo muelle en San Antonio quedó totalmente destrozado a causa de un considerable asentamiento del terreno. Se generaron desplazamientos de más de 1 m, desprendimiento de defensas y la falla de conexión de pilotes, los que descendieron cerca de 20 cm (Geer, 2010).





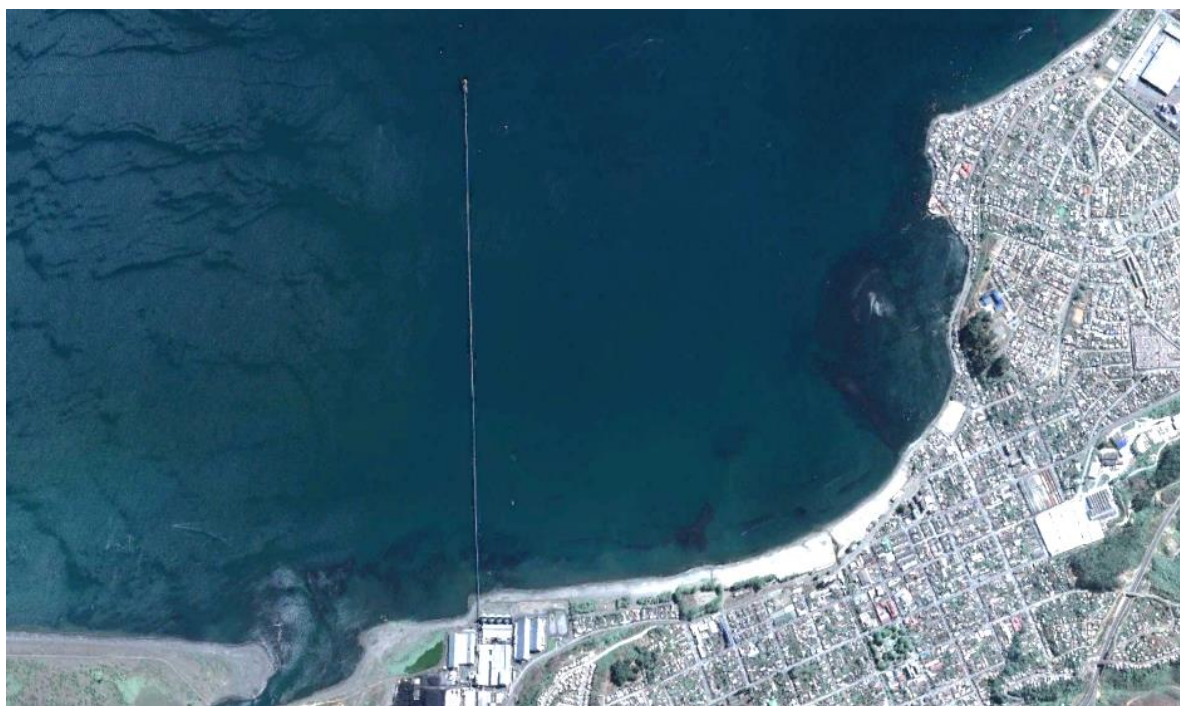
U: Google Earth // C, D: Brunet, 2012

| PR-005   | MUELLE DE LIRQUÉN – R. DEL BÍO-BÍO (cont.) | 36.71° - 72.98° |
|--|--|-----------------|
| <p data-bbox="235 241 1461 315">El muelle de Lirquén se ubica en la comuna de Penco, dentro de la Bahía de Concepción y tiene una capacidad para seis sitios de atraque.</p> <p data-bbox="235 331 1461 478">La sección transversal típica de este muelle consiste en tres pilotes circulares de hormigón armado de diámetro 70 cm, restringidos lateralmente por un sistema de arriostramiento de crucetas de HA de sección 30x30 cm, con vigas superior e inferior de 65x60cm respectivamente (Brunet, 2012).</p> <p data-bbox="235 495 1461 642">De acuerdo a Brunet (2012), el terremoto produjo el asentamiento de 17 pares de pilotes de la zona del puente de acceso del muelle este, causando un desplazamiento relativo de 40 cm entre los ejes A y C (a una distancia de 138 m y 228 m del estribo de la costa).</p> |  |                 |

PR-006

MUELLE PENCO – R. DEL BÍO-BÍO

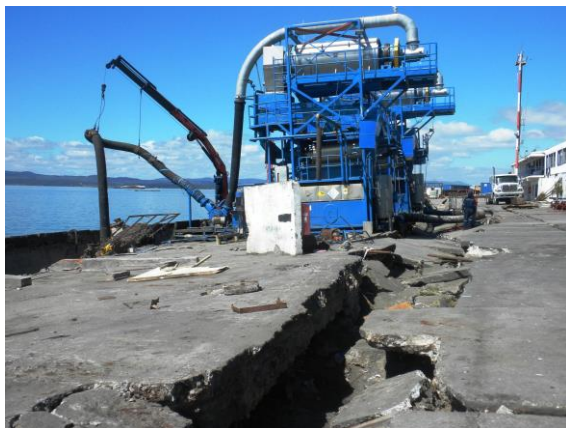
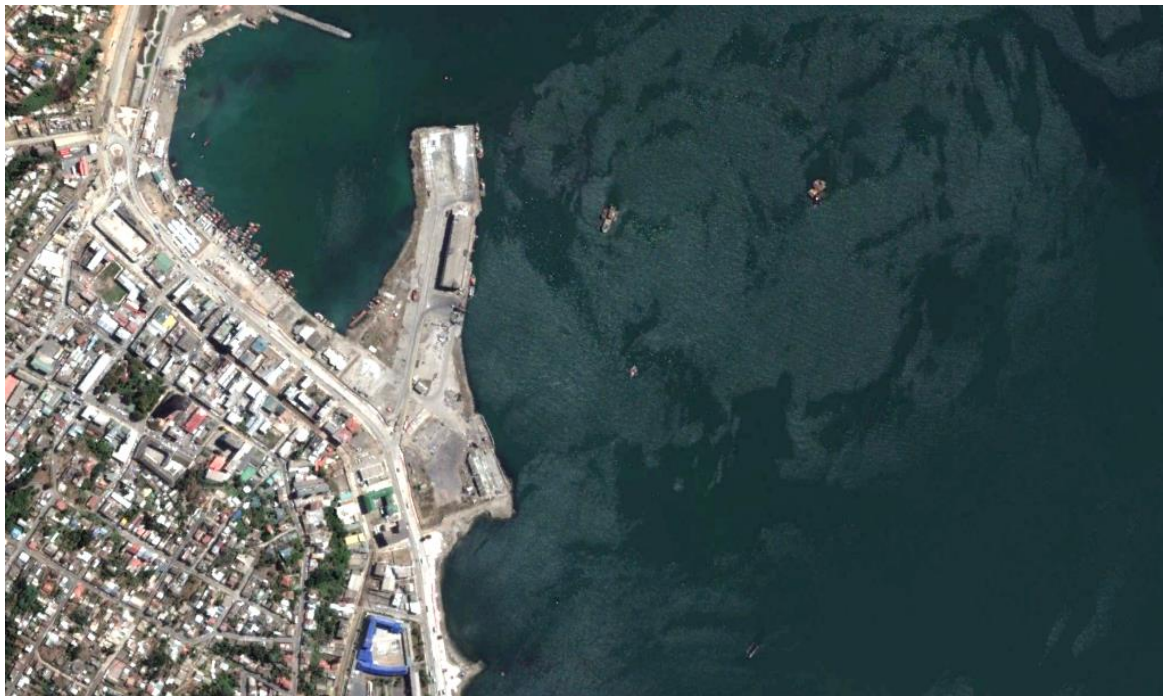
36.74° - 73.01°



Google Earth

De acuerdo a Brunet (2012) en el Muelle Penco se produjo el asentamiento diferencial de la fundación de pilotes. Esto ocasionó que una de las grúas quedara inclinada.



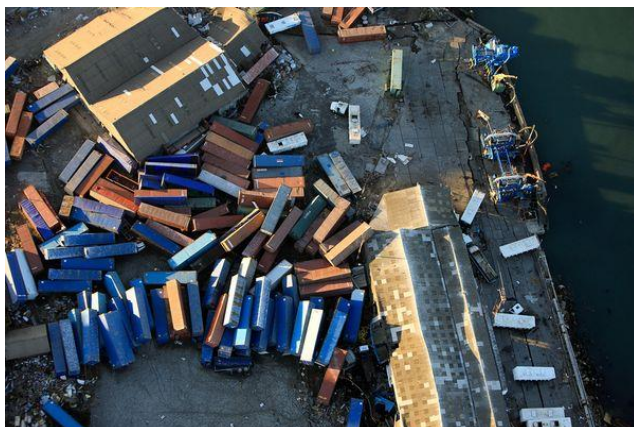


U: Google Earth // C, D: Robertson, Chock & Morla Presentation

PR-007

PUERTO DE TALCAHUANO (cont.) – R. DEL BÍO-BÍO

36.71° - 73.11°



L: Nicolás Piwonka // R: panoramio/gchock

El Puerto de Talcahuano es un terminal multipropósito de 10.6 Ha ubicado a 17 km de la ciudad de Concepción. A consecuencia del terremoto, el puerto resultó severamente dañado. El tsunami arrastró numerosas embarcaciones pesqueras y arrojó containers que se encontraban apilados en la explanada.

En términos del comportamiento de suelos, se formaron grietas de grandes dimensiones y se produjo el hundimiento y desplazamiento del terreno en dirección al mar, dañando estructuras portuarias y pavimentos.

Una edificación portuaria resultó con un severo asentamiento producto del desplazamiento del terreno.

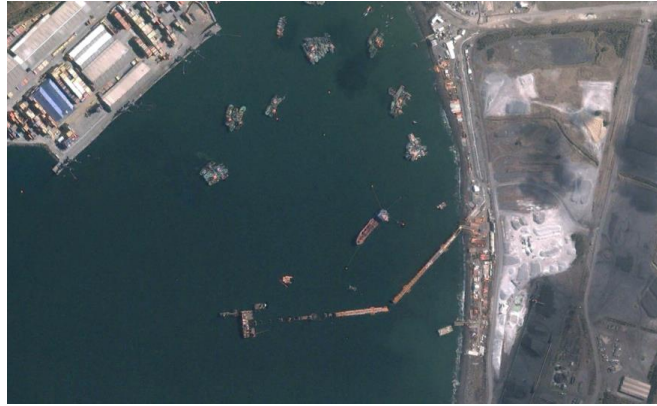




U: Google Earth // D: Sernageomin, 2010

De acuerdo a Sernageomin (2010), en el Sitio 3 del Terminal Internacional San Vicente, se produjo el hundimiento de pavimentos en una zona de acopio de containers.



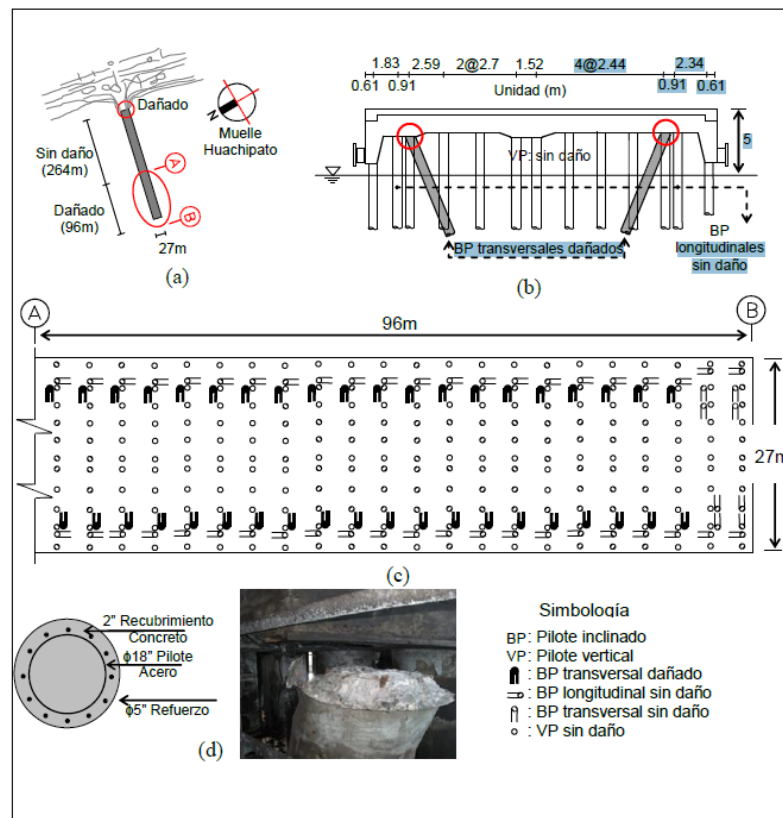


U: Google Earth // C, D: Norambuena, 2013

El muelle del Terminal Marítimo San Vicente, perteneciente a ENAP Refinerías S.A. está conformado por un puente de acceso de 730 m y un cabezo de 69 m de longitud.

En términos generales, el subsuelo costero y marítimo corresponde principalmente a secuencias de arenas limosas y limos no plásticos muy compactos, con intercalaciones de depósitos de suelos finos plásticos con consistencia media y rígida. Debajo de estas secuencias, se encuentra roca arenisca con distintos grados de alteración y fracturamiento (Norambuena, 2013).

Con el terremoto se produjo el desplazamiento lateral del terreno y formación de grietas, lo que dejó con severos daños en las cepas de la costa, algunas de las cuales quedaron giradas, con daños en sus conexiones



U: Google Earth // D: Brunet, 2012

El Muelle Huachipato se ubica en la Bahía de San Vicente. Su estructura tiene un largo aproximado igual a 370 m y 27 m de ancho.

Con el terremoto, el muelle quedó con daños en el sector de acceso y en su cabezo. Los pilotes inclinados transversales de los últimos 96 m ubicados en el cabezo se cortaron en la conexión con la losa (Brunet, 2012).

PR-011

MUELLE PUCHOCO – R. DEL BÍO-BÍO

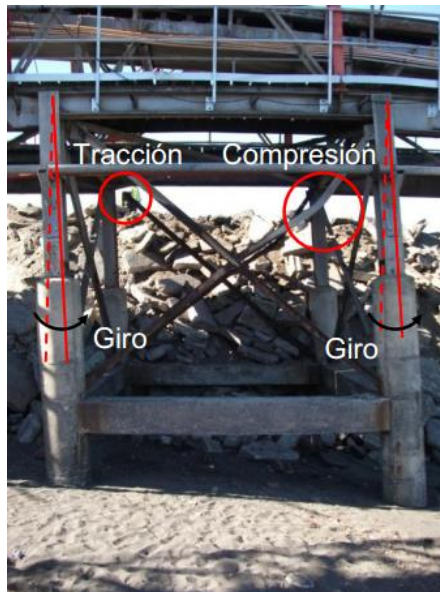
37.03° - 73.17°



Google Earth

De acuerdo a Brunet (2012), el muelle Puchoco sufrió licuación de suelos, observándose el desplazamiento lateral del terreno.

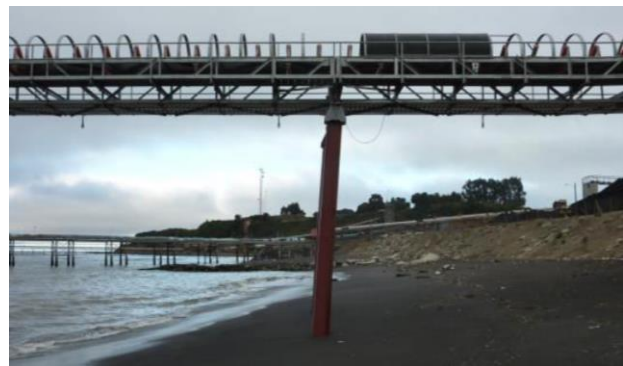




U: Google Earth // D: Brunet, 2012

El muelle Jureles se emplaza en el sector noroeste de la Bahía de Coronel. Está conformado por un puente de acceso sobre pilotes de acero hincados en el fondo marino.

Con el terremoto, se produjo el desplazamiento lateral del terreno que ocasionó el fallo de diagonales que soportan la estructura (Brunet, 2012).



U: Google Earth // D: Norambuena, 2013

El Muelle Chollín pertenece a la Portuaria Cabo Froward y corresponde a un muelle de tipo granelero. El subsuelo está conformado por fango, depósitos de suelos finos no plásticos y suelos granulares de baja compacidad, los que yacen sobre horizontes de suelos granulares densos. Hacia el sector marino, se detectan horizontes de limos de baja a mediana consistencia y alta compresibilidad. Bajo estos materiales se ubica una unidad de Arenisca (Norambuena, 2013).

Con el terremoto se produjo el desplazamiento lateral del terreno, lo que causó la inclinación de pilotes.





U: Google Earth // DL: Gustavo Peters // DR: autor

Bocamina corresponde a una central termoeléctrica que opera en Coronel para abastecer la red eléctrica del país. A raíz del terremoto se produjo el desplazamiento lateral del terreno hacia el mar, ocasionando un giro de gran magnitud en un dado de hormigón debido a que el empuje de suelo desplazó los 4 pilotes que lo constituyen.

Adicionalmente, se produjo el colapso de antiguos túneles subterráneos que se encontraban saturados, aumentando la presión de forma importante y provocando un socavón de gran envergadura.



PR-015

MUELLE LO ROJAS – R. DEL BÍO-BÍO

37.02° - 73.16°



U: Google Earth // CL: Carlos Herrera // CR: ISSMGE Vol. 4 //D: DOP



DOP

El muelle artesanal de Lo Rojas se ubica al norte del puerto de Coronel. Tiene una longitud total aproximada de 95 m, y está conformado por un puente de acceso y un cabezo al interior del mar. El puente de acceso está integrado por una losa apoyada a una cepa de fundación, compuesta por un dado de hormigón de 1.58 m de largo, 0.7 m de ancho y 0.9 m de alto, desde los cuales se articulan pilotes de acero, con diámetro de 12 ¾”, que se asientan en el terreno. El diseño del muelle incluye dos tipos de pilotes: simples y dobles, los primeros son verticales y los dobles tienen un diseño en V invertida, con distintas orientaciones.

Con el terremoto, el terreno de la playa se desplazó hacia el mar, dañando la costanera ubicada a unos metros del muelle y en mayor medida, un sector de juegos infantiles.

Sin embargo, lo que más destaca es que algunos de los pilotes del muelle desarrollaron considerables asentamientos. Los pilotes que resultaron con mayores hundimientos corresponden a los de tipo vertical, los cuales se ubican mayoritariamente en la parte central y el cabezo del muelle. Estos pilotes llegaron a desarrollar descensos de hasta 2 m desde la ubicación original, pero no sufriendo separación del dado y la losa.

Cabe señalar, que se observó un levantamiento del muelle y que se asociaría a un efecto de pandeo. Esto se produce debido a que el arrastre lateral del terreno provoca una compresión de la losa, siendo frenado por el cabezo y provocando estos desplazamientos transversales.

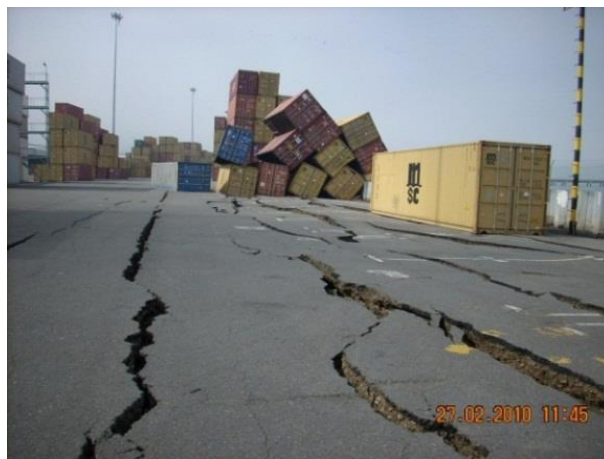
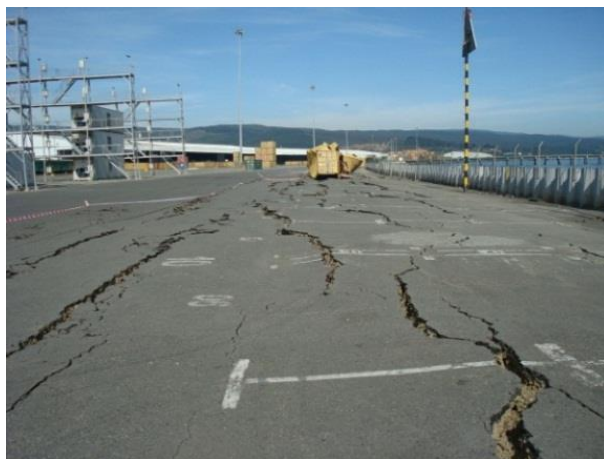
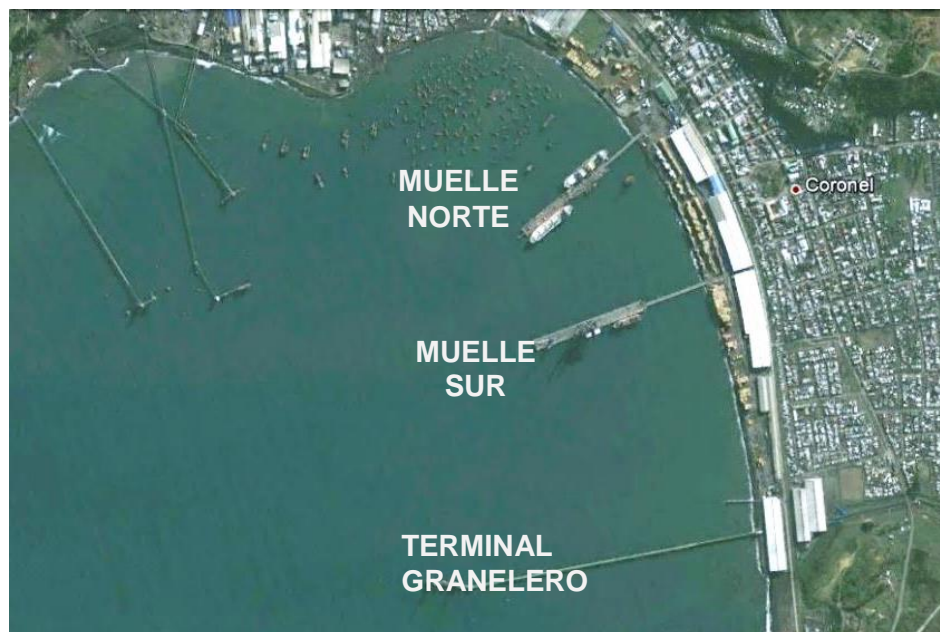
Adicionalmente, en la parte inicial del muelle algunos pilotes que conformaban las cuplas se asentaron alrededor de 40 cm y se desplazaron en dirección al mar unos 60 cm aproximadamente, lo que causó la rotura en la unión entre pilote y dado de hormigón.



PR-016

PUERTO DE CORONEL – R. DEL BÍO-BÍO

37.03° - 73.15°



U: Google Earth // C: Puerto de Coronel // DL: sirve.cl //DR: Puerto de Coronel





L: autor // R: kikoossa.wordpress.com

A causa del terremoto se produjo una gran falla del terreno en el Puerto de Coronel, formándose grietas que dañaron los pavimentos y causaron asentamientos que afectaron principalmente la explanada de acopio de contenedores.

Existe una concentración de daños en el sector de patio de acopio adyacente al Muelle Norte, donde el asfalto quedó totalmente destruido por las fisuras que se generaron de manera profusa, apreciándose de manera clara 7 grietas principales con aberturas aproximadas de hasta 50 cm. Material arenoso fino fue eyectado a través de algunas de ellas.

Se estima que el desplazamiento horizontal del terreno hacia el mar en esta área fue de aproximadamente 1.2 m.

Tanto el Muelle Norte como el Sur quedaron con daños severos en sus estribos. Sin embargo, la respuesta de los pilotes fue muy disímil: el Muelle Norte resultó con severos daños por la inclinación y corte de algunos de sus pilotes, mientras que en el Muelle Sur sólo se registraron daños menores.

Adicionalmente, una cámara de tratamiento de aguas se elevó más de 1 m y el Paseo Peatonal Las Olas, ubicado hacia el norte del puerto, resultó con grietas paralelas similares a la explanada del puerto, quedando una gran área de asfaltos quebrados.

PR-017

LOTA BAJO – R. DEL BÍO-BÍO

37.10° - 73.16°



U: Google Earth // C, D: DOP

PR-017

LOTA BAJO (cont.) – R. DEL BÍO-BÍO

37.10° - 73.16°



DOP

El muelle artesanal Lota Bajo se ubica en la bahía de Lota. Está conformado por una estructura metálica y losa de hormigón armado, con puente de acceso de 103 m de largo con zona de atraque de 31 m de longitud y cimentado sobre pilotes tubulares de acero, verticales e inclinados, de 14 m de profundidad (<http://ropdigital.ciccp.es>).

De acuerdo a los informes de diagnóstico post-terremoto, preparados por la Dirección de Obras Portuarias, el muelle sufrió deformaciones en la superficie de la losa y asentamientos y desnivelaciones verticales principalmente en el puente de acceso.

Se produjo además, flexión en las vigas y rotura de cuplas en el sector de la playa. Por su parte, la losa no presentó grietas importantes.



PR-018

PTO DE PESCA ARTESANA, LEBU – R. DEL BÍO-BÍO

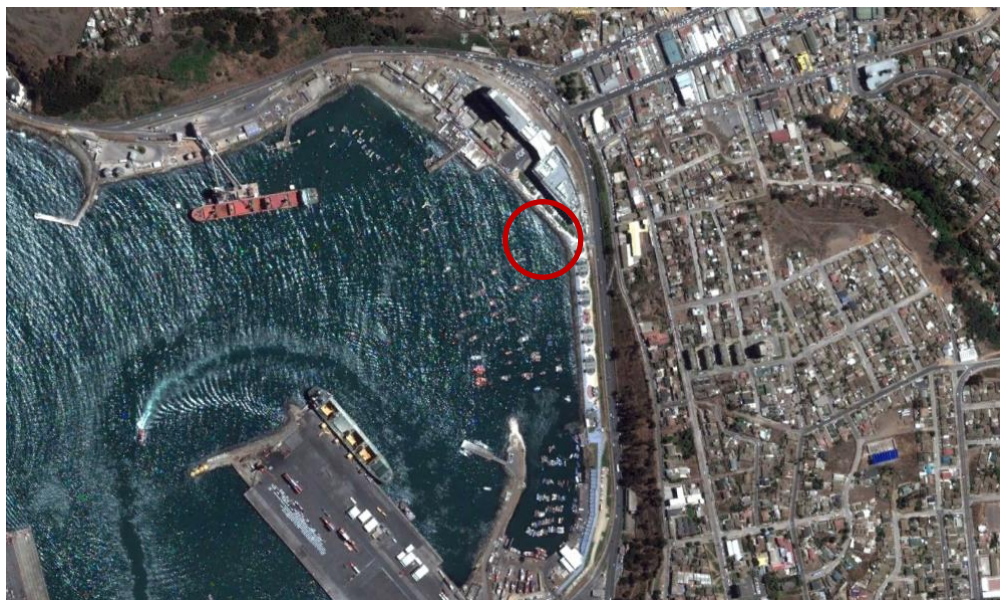
37.60° - 73.65°



U: Google Earth // C: Manuel Mardones // D: panoramio/Abarzua

Importante fue el daño de un tramo del tablestacado norte del puerto de pesca Artesanal en Lebu, ubicado en la desembocadura del río del mismo nombre, el cual colapsó hacia el cauce, quedando la explanada norte con serios daños.

También resultaron con daños la ribera sur del río (LS-072) y se formaron grietas de *lateral spreading* río adentro (LS-071). Además, se produjo la flotación de algunos estanques (BS-006).



U: Google Earth // C: Sernageomin, 2010 // D: Geer, 2010

Se observaron grietas en el paseo peatonal de San Antonio y que se extendieron desde la costa hasta el estacionamiento de un centro comercial. Las grietas tienen 35 m aproximados de largo y 15 cm de profundidad (Sernageomin, 2010).





U: Google Earth // D: R. Verdugo

Importantes asentamientos del terreno se produjeron en Constitución, provocando graves daños estructurales a edificios del sector.

De acuerdo a Sernageomin (2010), el sector está compuesto por un relleno artificial sobre sedimentos finos y saturados en agua, asociados a llanuras de inundación.

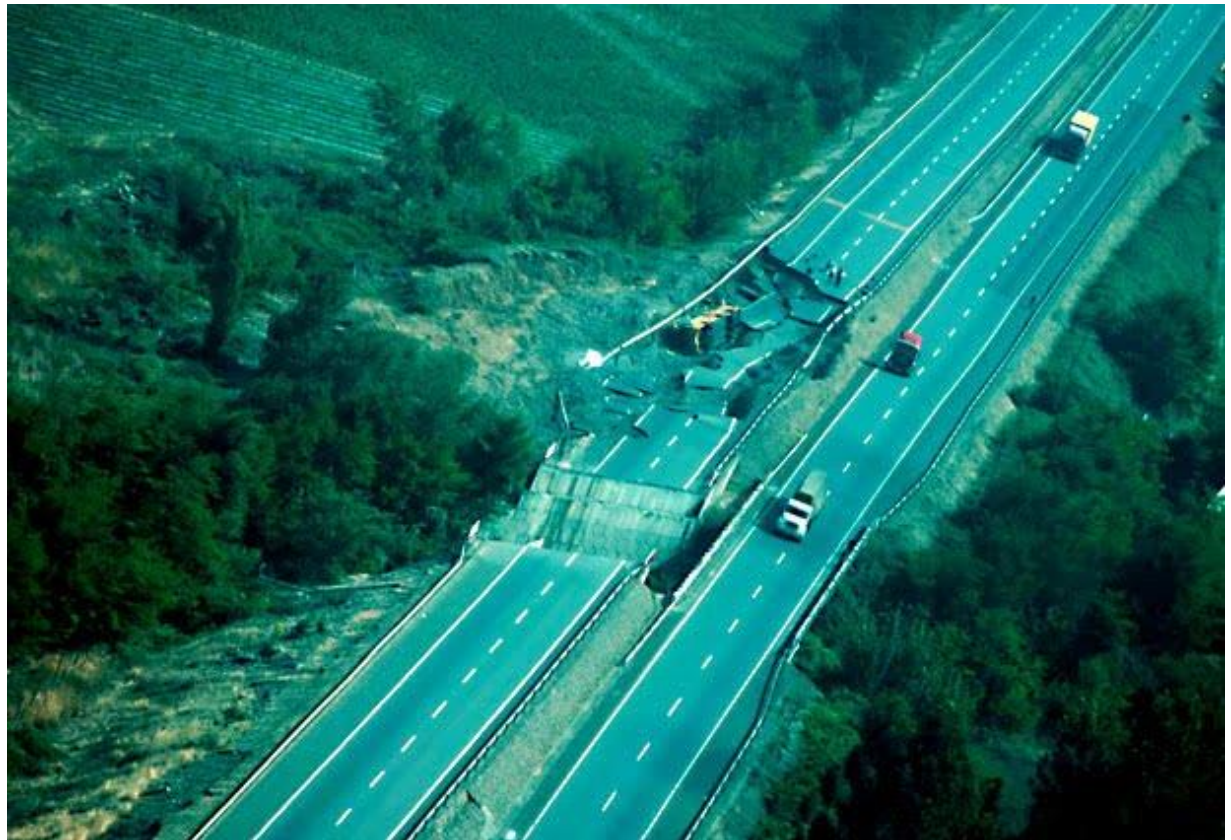
También resultaron con daños sectores de la ribera del río Maule y un estero que cruza la ciudad (LS-020).



SF-003

PASO SUPERIOR COPIHUE – R. DEL MAULE

36.08° - 71.79°



U: Google Earth // D:<http://chile-catastrofes-tragedias.blogspot.com>

SF-003

PASO SUPERIOR COPIHUE (cont.) – R. DEL MAULE

36.08° - 71.79°



U: Geer // D: autor

Una de las fallas más impactantes del 27F la constituye el Paso Superior Copihue, donde se produjo el colapso de la vía norte-sur en aproximadamente 150 m y la caída del tablero sobre el paso ferroviario.

El tipo de falla en este sector es semejante a la observada en el enlace Villaseca (EA-005), con el desplazamiento lateral del terreno y el levantamiento de suelo en el pie de la falla.



SF-004

AV. SANTA MARÍA – R. DEL BÍO-BÍO

36.79° - 73.08°



U: Google Earth // D: Geer, 2010

A 120 m al norte del condominio Los Presidentes (FT-014), una vereda colindante a un curso de agua colapsó en un tramo.





(L: flickr/ Chileno “octava región”; R: Sernageomin)

En la calle 21 de Mayo se produjo el asentamiento en más de 1 m del terraplén, además de un desplazamiento que queda de manifiesto por la abertura del pavimento e inclinación de un poste del tendido eléctrico. También resultaron hundidas en más de 1 m de profundidad las viviendas ubicadas en el costado NE de la Avenida.

Este sector se ubica cercano al Paso Superior Alberto Hurtado (BR-015), la línea férrea km 71 (FT-020) y el Condominio Portal del Centro (FT-019), los cuales resultaron con graves daños atribuibles al fenómeno de licuación de suelos.



SF-006

LÍNEA FÉRREA EN HUALQUI – R. DEL BÍO-BÍO

36.96° - 72.96°



U: Google Earth // C, D: EFE





D: panoramio/JPTS

Entre los kilómetros 48 y 49 de la línea del tren, a un kilómetro de la entrada a Hualqui, se produjo el hundimiento del terreno en hasta 1 m y la pérdida de la geometría de la línea férrea, la cual se ubica de forma adyacente a un canal.

En una propiedad cercana se produjeron desniveles profundos, grietas en el terreno, daños en el entorno de la piscina e inclinación de unas palmeras.



SF-007

ENTRADA LOTA – R. DEL BÍO-BÍO

37.07° - 73.15°



U: Google Earth //C: Geer // D: panoramio/Lorena Ávila

**SF-007****ENTRADA LOTA (cont.) – R. DEL BÍO-BÍO****37.07° - 73.15°**

U: Geer // D: panoramio/chelotur

En la ruta 160 (acceso norte a Lota) se produjeron importantes daños en el camino y en la línea férrea (LS-065).

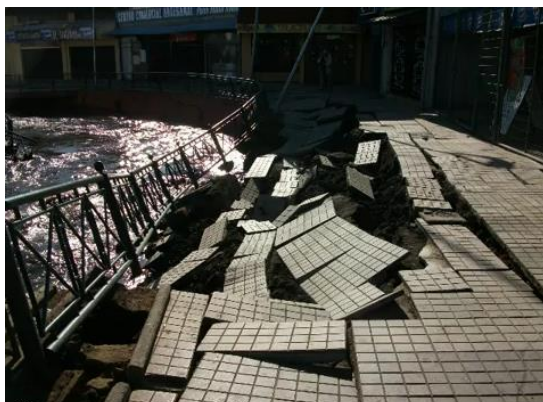
De acuerdo a Yasuda et al (2010), el terraplén de la ruta 160 fue construido con arenas limpias sobre un suelo con características de humedal en una altura de 16 m, por lo que se estima se produjo un aumento de la presión de poros que ocasionó la falla del terraplén.



SF-008

P. EL QUILQUE, LOS ÁNGELES – R. DEL BÍO-BÍO

37.47° - 72.35°

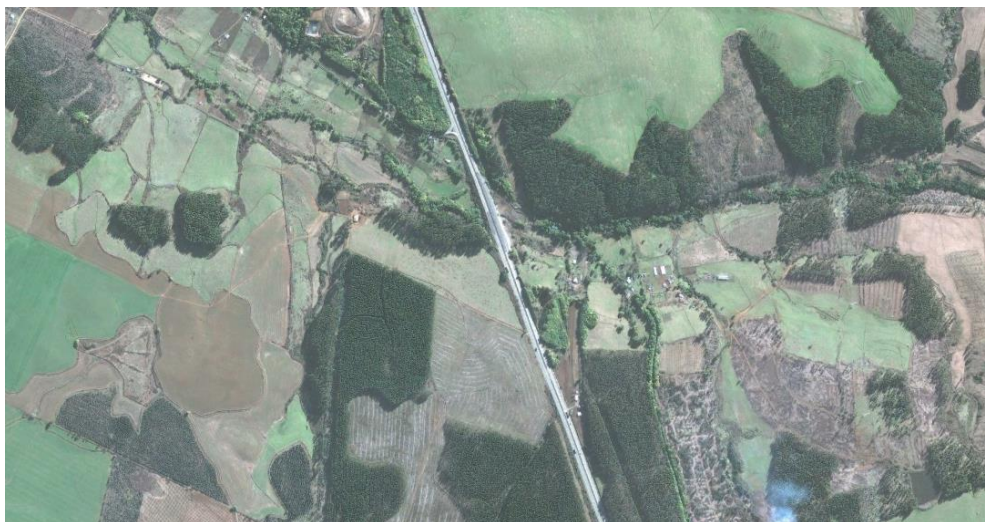


U: Google Earth // D: youtube/vitorock27

En el Paseo El Quilque, ubicado en pleno centro de Los Ángeles, se generó *lateral spreading* a orillas del Estero Quilpué.

La deformación del suelo provocó la rotura de pavimentos y caída de escombros hacia el estero. Además, varios postes del tendido eléctrico quedaron girados.





U: Google Earth // CL: panoramio/César Fuentealba //  
CR, D: <http://www2.udec.cl/~frquilodran/>

A 6 kilómetros al norte de Mulchén se produjo el colapso de un tramo de la ruta 5, en al menos 100 m. Aparentemente, se produjo un deslizamiento del terraplén de la ruta en más de 10 m.

No se cuenta con mayores antecedentes para lograr indicar si la causa efectivamente se relacione con licuación de suelos.



SF-010

MULCHÉN – R. DEL BÍO-BÍO

37.73° - 72.27°



U: Google Earth // DL: flickr/Cristian Cifuentes // DC: panoramio/dcleo //  
DR: <http://laprensa.com.ni>

En la Ruta 5 Sur a la altura de Mulchén se produjo un intenso agrietamiento en la calzada y en el terreno ubicado al costado, con la formación de grandes bloques escalonados. El tamaño de las grietas y desplazamiento del terreno fue tan extenso que produjo la caída de containers.





U: Google Earth // D: panoramio/AndyUrbina

Se produjo el colapso de aproximadamente 500 m en el camino internacional que une Curacautín con Lautaro, en el sector conocido como La Isla o Flor del Valle.





U: Google Earth // DL: [villarricaaraucaaniachile.blogspot.com](http://villarricaaraucaaniachile.blogspot.com) //  
DR: Sernageomin, 2010

La costanera de Villarrica se encuentra situada sobre materiales finos, de origen volcánico, los que sufrieron de subsidencia en una extensión de por lo menos 160 m, afectando principalmente a la ciclovía y veredas (Sernageomin, 2010).



U: Google Earth // D: eqclearinghouse.org

De acuerdo a un testimonio en eqclearinghouse.org, se formaron grietas en el camino hacia la ribera del lago Villarrica de unos 30 cm de abertura. Distantes a unos 100 m una playa se produjo un hundimiento vertical de unos 3 m, lo que se repitió en varios sectores de la orilla y que fue percatado por el hundimiento de muelles que se ubicaban en dichos sectores.



SF-014

CAMPING CALAFQUÉN – R. DE LOS RÍOS

39.51° - 72.11°



U: Google Earth // C, D: Sernageomin, 2010



**SF-014****CAMPING CALAFQUÉN (cont.) – R. DE LOS RÍOS****39.51° - 72.11°**

### I. Municipalidad de Panguipulli

De acuerdo a Sernageomin (2010), en la playa del Camping Calafquén se abrieron grietas de hasta 2 cm, y se formaron escarpes alargados, en dirección noroeste, los que prolongan por unos 300 m. En algunos lugares se pueden medir caídas verticales de terreno hacia el lago de hasta 1.5 m.

Una línea divisoria de terreno compuesta por un cerco de alambre y árboles deja en evidencia el hundimiento de la playa, quedando varios de los árboles dentro del lago. La extensión del asentamiento del terreno, medida perpendicularmente a la línea de costa, alcanza unos 40 m.

A unos 50 m de la línea de costa se produjo además, la expulsión de agua desde el suelo con la consecuente depositación de sedimentos finos.

De acuerdo a Sernageomin (2010), la playa está conformada en su totalidad por arenas negras y gravas de grano medio a grueso, con presencia de bloques de 10 cm de tamaño medio. Este sector forma parte de un gran abanico aluvial generado por el desagüe del estero Challupén.

En esta área también resultaron con daños Pucura (LS-077), el desagüe del Estero Seco (SF-015) y la costanera de Coñaripe (LS-078).

SF-015

ESTERO SECO, LA PUNTILLA – R. DE LOS RÍOS

39.56° - 72.02°



U: Google Earth // D: Sernageomin, 2010

El estero Seco tiene su desembocadura en el río Calafquén, a 1 km de la localidad de Coñaripe. En este sector, continúan las líneas de grietas que se observaron en el Camping Calafquén (SF-014) y Pucura (LS-077), las cuales tuvieron aberturas de hasta 30 cm de ancho, y que se extendieron por 500 m.

Similar a lo observado en el Camping, una porción de la playa se hundió y se formó un escarpe vertical de 1.3 m en una extensión de 50 m (Sernageomin, 2010).



SF-016

MUELLE SCHUSTER, VALDIVIA – R. DE LOS RÍOS

39.81° - 73.25°



U: G. Earth // CL: youtube/Juanfra Vigo // CR, DL: youtube/imontiel1985 //  
DR: Sernageomin,



| SF-016  | M. SCHUSTER, VALDIVIA (cont.) – R. DE LOS RÍOS | 39.81° - 73.25° |
|---|--|-----------------|
| <p>Grietas y asentamientos del terreno fueron los principales daños registrados en plena costanera de Valdivia. Las aberturas, de pocos centímetros de ancho, abarcaron gran parte del muelle y se formaron paralelas al cauce del río Calle-Calle, causando el quiebre de los asfaltos y pavimentos.</p> <p>En el caso de la costanera, se produjo un importante desplazamiento del terreno en dirección al río, lo cual fue frenado por las defensas del río y por tanto, originó el levantamiento de varias losas peatonales. Aunque las defensas frenaron el desplazamiento del terreno, éstas igualmente se movieron una distancia aproximada de 5 cm.</p> <p>Además, importante fue el asentamiento en un área del Muelle, alcanzando una profundidad aproximada de 1.2 m, y dejando rastros de material arenoso fino de color café, lo que correspondería a volcanes de arenas.</p> <p>En las cercanías de este sector también resultaron con daños los edificios de Sernatur y Corporación Cultural (LS-081).</p> |  |                 |

EA-001

PUENTE CARDONAL BAJO – R. METROPOLITANA

33.86° - 70.67°



U: Google Earth // C, D: youtube/vaome





flickr/Paulina Orellana Quinteros

El Puente Cardonal Bajo se ubica a unos 6 km hacia la cordillera de los cinco puentes dañados del sector Champa - Hospital (BR-004, 005, 006, 007 y 008). Este puente sufrió graves daños en sus accesos, con el asentamiento del terraplén en aproximadamente 50 cm y la formación de profundas grietas.

También resultaron con daños algunos tramos de la ruta, con la aparición de grietas, las que aparentemente se produjeron por el desplazamiento del terreno quedando en evidencia por la pérdida de la rectitud del camino. Además, se observan grietas e inclinación de postes del tendido eléctrico.





L: MOP; R: youtube/CVC334

El principal cruce del Lago Rapel lo constituye el puente El Durazno, el cual en su parte sur está conformado por un tramo de aproximadamente 600 m de relleno, y en su extremo norte se ubica el puente de longitud cercana a los 80 m.

El terremoto produjo un intenso agrietamiento del camino, asentamientos diferenciales e inclinación de postes. En la parte sur de la ruta por sobre el lago, se observa una grieta longitudinal, la que se generó aparentemente por el asentamiento en ambos costados de la ruta. Esta grieta posee una abertura que alcanza los 20 a 30 cm.

A medida que se avanza hacia el norte, aumenta la cantidad de aberturas del pavimento, así como también sus dimensiones, alcanzando asentamientos diferenciales de más de 80 cm aproximadamente. El mayor daño se concentra en la entrada sur del puente El Durazno.

EA-003

## PUENTE LLICO – R. DEL MAULE

34.77° - 72.06°



U: Google Earth // C: MOP // D: youtube/Wayman Alfredo Luy

El puente Llico se encuentra en la ruta costera, cerca de las lagunas Torca y Vichuquén. De acuerdo a MOP (2010), posee tres tramos de 35 m los que suman una longitud de 105 m. El tablero es continuo, con un ancho de calzada de 10 m y dos pasillos laterales de 1.2 m. Este puente está conformado por tres vigas postensadas en cada tramo.

La estructura resultó con daños menores, con algunos desmoronamientos y leves fisuras. Sin embargo, los mayores daños se concentraron en los terraplenes de acceso, con un hundimiento del relleno y la formación de grietas en el pavimento, paralelas y oblicuas a la vía, con aberturas de hasta 20 cm y saltos de hasta 10 cm (Sernageomin, 2010).



EA-004

PUENTE MATAQUITO – R. DEL MAULE

35.05° - 72.16°



U: Google Earth // C, D: MOP



EA-004

PUENTE MATAQUITO – R. DEL MAULE (cont.)

35.05° - 72.16°



U: MOP; D: Geer

El Puente Mataquito se ubica cercano a la localidad de Curepto, en la desembocadura del río del mismo nombre. Estructuralmente el puente soportó satisfactoriamente el movimiento sísmico, sin mostrar asentamientos en sus cepas y presentando sólo algunos leves desmoronamientos en el hormigón en las juntas.

Los mayores problemas se asocian a asentamientos del relleno en el acceso norte y que coincide con un fuerte agrietamiento por *lateral spreading* de esta ribera, con una extensión de grietas de casi 270 m desde la orilla del río hacia el interior.

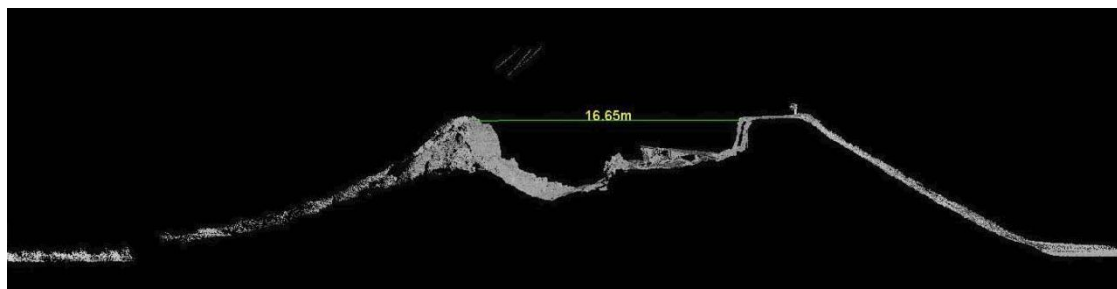
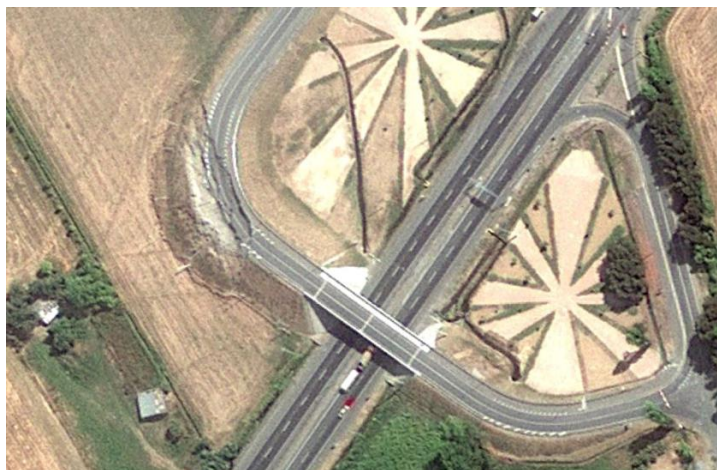
De acuerdo a Geer (2010), el desplazamiento lateral entre el borde del estribo hacia la orilla del río, distanciados 65 m, fue de 1.8 m, mientras que el terraplén de acceso sufrió el descenso en 70 cm y un movimiento transversal de 60 cm manifestado por fisuras en el pavimento a lo largo de una distancia de 200 m.

La ribera sur, compuesta por arenas de duna sobre –posiblemente– una roca superficial (Geer, 2010), presentó daños menores con una reducida manifestación de *lateral spreading* en el terreno.

EA-005

ENLACE VILLASECA – R. DEL MAULE

36.03° - 71.75°



U: Google Earth // C, D: Geer,2010

| EA-005  | ENLACE VILLASECA – R. DEL MAULE (cont.) | 36.03° - 71.75° |
|---|---|-----------------|
| <p>El Enlace Villaseca se ubica en la Ruta 5, en el kilómetro 326, a 2 km al norte de la localidad de Retiro. La estructura está compuesta por dos tramos simplemente apoyados de 22 m cada uno, sin esviaje, con un ancho de tablero de 11.85 m y un largo total de puente igual a 44 m. Longitudinalmente presenta una fuerte pendiente del orden del 6%. La infraestructura está compuesta por dos estribos transparentes de hormigón armado que permiten el derrame libre del terraplén, con 3 pilares unidos superiormente por un cabezal, en donde descansan las vigas y una cepa central formada por pilas de hormigón armado, unidas también por un cabezal superior. Las fundaciones, tanto de estribos como cepa, están conformadas por pilotes de hormigón armado in situ, unidos mediante un dado-cabezal.</p> <p>El terremoto produjo la falla del terraplén de acceso poniente, el cual se desplazó –de forma relativamente intacta– en más de 10 m.</p> <p>La Mecánica de Suelos de la construcción de este enlace involucró la ejecución de 1 sondaje de 15 m de profundidad en el estribo oriente, un pozo profundo de 3 m y 3 calicatas de 1.5 m. El suelo de fundación está constituido por 60 cm de relleno, seguido por 4.4 m de arena fina limosa de baja a nula plasticidad y compacidad media a alta. A una profundidad mayor a 5 m se localiza una arena media a gruesa sin plasticidad y de compacidad densa. Además, el nivel freático fue detectado a 2 m.</p> <p>Los resultados de ensayos SPT indican que, en general, las arenas tienen resistencias mayores a 20 golpes/pie, y aumentan en profundidad, pero existen lentes de baja compacidad a los 4 y 9 m. cuyos resultados son 16 y 14 golpes/pie, respectivamente. Cabe destacar que estos resultados son de un sondaje ubicado en el sector del estribo que no resultó dañado con el terremoto del 27-F, por lo que se presume que las dos capas de material que presentaron bajos índices de penetración podrían desarrollarse con mayor importancia en el sector del estribo oriente. Se estima que la licuación de este material desarrolló una baja resistencia no drenada, actuando como un “patín” a través del cual el relleno se desplazó.</p> <p>Según el informe de reparación de daños, la solución no contempló una evaluación del suelo de fundación de los terraplenes y sólo se consideró la recuperación del terraplén de forma equivalente al original y restitución de taludes, adicionando geotextiles en la zona del nuevo terraplén. Lo anterior, en ningún caso mejora las características del suelo de fundación.</p> <p>De acuerdo a los antecedentes de tipo de suelo existente en la zona, sumado con las características de la falla del terraplén, se presume que la causa fundamental del colapso es la licuación del terreno, lo que finalmente causó la falla del terraplén.</p> |   |                 |





U: Google Earth // C: autor // D: Talca-Chillán Sociedad Concesionaria S.A.

| EA-006  | ENLACE RETIRO – R. DEL MAULE (cont.) | 36.05° - 71.77° |
|---|--------------------------------------|-----------------|
| <p>El Paso Inferior Retiro se ubica en el km 328 de la ruta 5 sur. Tiene una longitud de 42 m y un ancho de 11.8 m. La superestructura consiste en dos tramos iguales simplemente apoyados, conformados por un tablero de 4 vigas de hormigón pretensado de sección T y una losa superior colaborante de hormigón armado. Por su parte, la infraestructura consiste en estribos transparentes constituidos por 4 pilares y una cepa central transparente de 3 pilares Talca-Chillán Sociedad Concesionaria S.A.).</p> <p>Entre los daños se tienen la rotura o desprendimientos de perfiles, desprendimiento en las juntas, descascaramiento en bases de defensas, agrietamientos en topes, agrietamiento de almas de vigas y el asentamiento, agrietamiento y desprendimiento del revestimiento de derrames del terraplén de ambos accesos (Talca-Chillán Sociedad Concesionaria S.A.).</p> <p>En particular, en el terraplén de acceso oriente se produjo un intenso agrietamiento y un asentamiento del terraplén, pero sin evidenciar falla en los taludes. No existe la certeza de ocurrencia de licuación de suelos, pero dada las características de los daños ubicados a unos metros del Paso Inferior, donde sí se aprecia clara evidencia de este fenómeno, se estima que el material subyacente pudo haber sufrido de licuación.</p> <p>También sufrió daños la pasarela de Retiro, ubicada al sur del Paso Inferior, la que presentó la caída de su tablero. En este caso, lo más probable es que la caída se deba exclusivamente al movimiento sísmico, lo que desestabilizó la pasarela, haciéndola caer por no tener distancia suficiente en su mesa de apoyo.</p> |                                      |                 |



U: Google Earth // D: Gustavo Peters

El Puente Tubul se ubica en el humedal Tubul, frente al golfo de Arauco.

En ambos accesos del puente se produjo un importante agrietamiento y asentamiento del terreno.

Adicionalmente, el puente sufrió la caída de tableros y desplazamiento lateral de los estribos (BR-022).





U: Google Earth // C: Gustavo Peters // D: FHWA



Geer, 2010

El humedal Tubul-Raqui se ubica frente al golfo de Arauco y es el más grande del país del tipo salobre, con más de 3000 hectáreas compuestas de pantanos y un centenar de canales.

La Ruta P-22, que cruza este humedal, está constituida por una vía de doble sentido, caracterizándose por tramos con rellenos debido a la alta presencia de suelos pantanosos. En este camino se encuentran los puentes: Raqui I, Raqui II y Tubul.

El camino que une los puentes Raqui I y Raqui II tiene una longitud aproximada de 330 m y fue construido sobre un terraplén de 2 m aproximados (GEER, 2010). Los daños se concentraron en el camino que une ambos puentes y especialmente en el Raqui I, siendo necesario el cierre del tránsito.

Se produjo *lateral spreading* hacia el río con desplazamientos entre 0.6 a 0.7 m.



TD-001

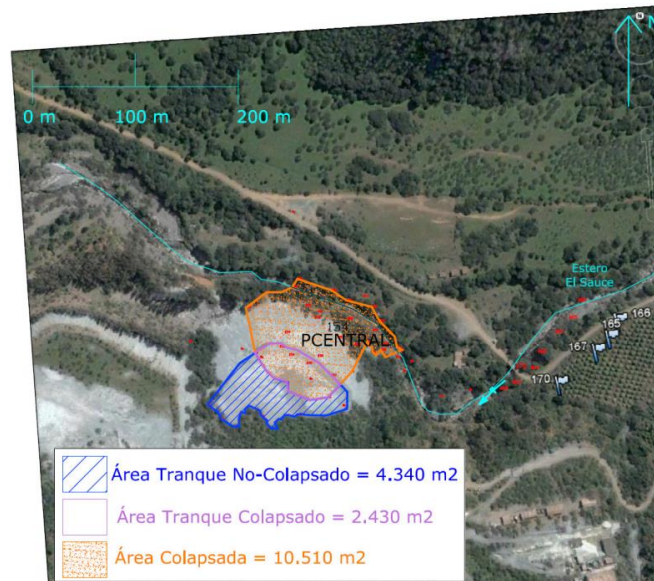
VETA DEL AGUA – R. DE VALPARAÍSO

32.68° - 71.13°



U: Google Earth // C: Ramírez, 2010 // D: Espinace, 2010





Dictuc, 2010

El Tranque Veta del Agua está ubicado a nueve kilómetros al noreste de la comuna de Nogales y se encuentra en un área caracterizada por la presencia de otros tranques de relaves asociados a la operación de la mina El Soldado (Angloamerican). Este tranque se encontraba fuera de operación desde el año 1998 y para los terremotos de 1981 y 1985 ya había sufrido daños por licuación en los diques N°2 y N°1, respectivamente.

Para el terremoto del 27-F se registró el colapso parcial del muro de arenas y la mitad de la cubeta del dique N°5, lo que obstruyó la red de drenaje y alteró la morfología local producto del derrame de relaves.

Se estima que una superficie de 2.430 m<sup>2</sup> del tranque se desprendió producto del colapso del talud norte y se desplazó abarcando una superficie total de 10.510 m<sup>2</sup>, donde un 60% se encontraba cubierto previamente por material de relaves en forma de talud. El volumen de relaves que se desplazó fue de aproximadamente 28.200m<sup>3</sup>, de los cuales unos 24.000 m<sup>3</sup> obstruyeron el cauce del Estero El Sauce (Dictuc, 2010).



U: Google Earth // D: Ramírez, 2010

El tranque Bellavista se ubica en el sector El Asiento (San Felipe) y pertenece a la Compañía Minera Clarita. No se encontraba operativo a la fecha del terremoto.

El dique N°1 del Tranque Bellavista, sufrió un desplazamiento de un importante volumen de relaves, el cual fluyó hacia el dique N°2, que funcionó como contenedor deteniendo el desplazamiento del flujo (Verdugo, 2011).

Este tranque ya había registrado una falla en el terremoto del 28 de Marzo de 1965.





U: Google Earth // C: Ramírez, 2010 // D: Espinace, 2010



**TD-003****ALHUÉ – R. METROPOLITANA****34.04° - 71.03°**

Espinace, 2010

En la comuna de Alhué se ubica el depósito de relaves del mismo nombre, perteneciente a la empresa Yamana Gold (Minera La Florida).

El año 2005 fue autorizada la construcción de un tranque adosado al existente para la continuidad de operación de la planta, pues el antiguo tranque se encontraba finalizando su vida útil.

De acuerdo a Ramírez (2010), el terremoto ocasionó fallas rotacionales a lo largo del muro, desplazamientos y subsidencias a lo largo del talud exterior y en zonas del talud interior del muro. Se produjo evidencia de licuefacción en lamas y parte basal del muro, además del escurrimiento de relaves en sectores del muro de arenas.

TD-004

CHANCÓN – R. O’HIGGINS

34.07° - 70.86°



U: Google Earth // D:Ramírez, 2010

Perteneciente a la Compañía Minera Chilena Rumana, el tranque Chancón se ubica en la localidad del mismo nombre y a unos 15 km al noroeste de Rancagua. Corresponde a un tranque antiguo no operativo, adosado a un embalse reciente.

Con el terremoto, se produjo una fractura longitudinal, subsidencias y desplazamiento del muro de arenas, cayendo material al interior del tranque (Ramírez, 2010).





Verdugo, 2011



TD-005

LAS PALMAS – R. DEL MAULE (cont.)

35.19° - 71.76°



Geer, 2010

Perteneciente a la empresa COMINOR, el tranque las Palmas se ubica en la comuna de Penco, a unos 28 km al noroeste de Talca. Operó en la década de los 80 para una mina de oro y fue cerrado en el año 1997, siendo el material almacenado cubierto por una capa de aproximadamente 15 cm de material gravoso.

Para el terremoto del 27-F fue la presa que experimentó el mayor daño con la licuación del material y el consecuente flujo de relaves por una distancia de alrededor de 1 km y que provocó el fallecimiento de 4 personas residentes en una casa aledaña (Verdugo, 2011).

Además, se formaron depósitos de material eyectado a través de las grietas.



BS-001

LAMPA- COLINA – R. METROPOLITANA

33.22° - 70.77°



U: Google Earth // D: COPEC S.A.

En una estación de bencina ubicada en el km 5 de la Ruta 5, se produjo la flotación de dos estanques de gasolina.





U: Google Earth // D: Ramón Verdugo

Una significativa flotación de estanques de bencina se registró en una estación de Chillán. El levantamiento de la estructura fue superior a 1.5 m, dejando una importante grieta longitudinal.





U: Google Earth // D: panoramio/Luis Enrique Fritz

La Av. Claudio Gay en Talcahuano se ubica de forma contigua al canal Ifarle, el cual desemboca en la Bahía de Concepción.

En esta área, además del desplazamiento lateral del terreno y los daños presentados en viviendas y la planta de tratamiento (FT-013 y LS-036), se produjo el levantamiento de una tapa de alcantarillado en medio de la calle.



BS-004

LAGUNA TRES PASCUALAS 2 – R. DEL BÍO-BÍO

36.82° - 73.05°



U: Google Earth // D: Geer, 2010

En las cercanías de la Laguna Tres Pascualas (LS-047) se ubica una estación de bencina, la cual presentó la elevación de un estanque.



BS-005

P. ELEVADORA SAN PEDRO – R. DEL BÍO-BÍO

36.85° - 73.12°



U: Google Earth // C: Yasuda et al., 2010 // D: Mendoza et al., 2011





D: Yasuda et al., 2010

En San Pedro y colindante a la Laguna Grande, se ubica un grupo de casas de reciente construcción, las que fueron edificadas sobre los terrenos del humedal Los Batros.

No se produjeron daños importantes a las viviendas, pero destaca el levantamiento ocurrido en una planta elevadora de aguas. Dos estanques de aproximadamente 7 m de profundidad rotaron y se elevaron aproximadamente 1.2 m, lo que produjo la rotura de cañerías.

Aparentemente, el levantamiento de los estanques produjo un desplazamiento del terreno que indujo una importante inclinación en la casa vecina.

También se observó el levantamiento en 30 cm del alcantarillado en la Avenida Laguna Grande.

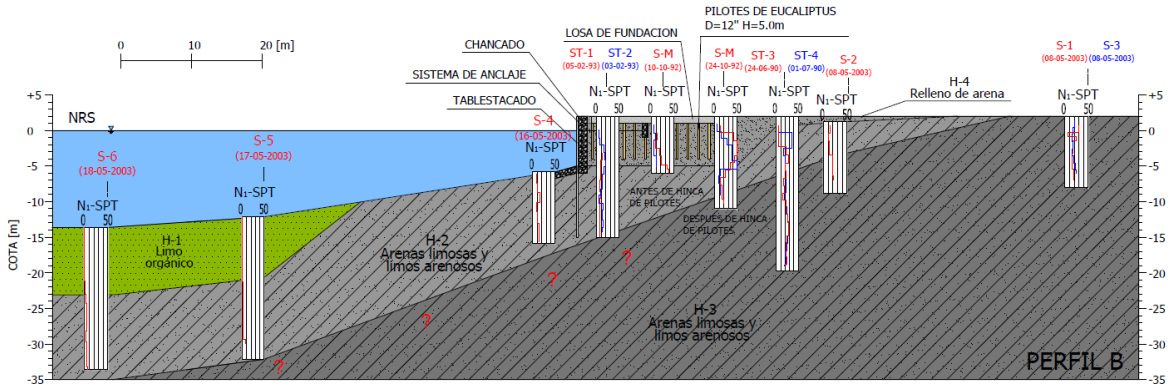


U: Google Earth // CL: DOP // CR, DL: Geer, 2010 // DR: djjocker.webs.com

Se produjo la flotación de varios estanques en Lebu, destacando el depósito ubicado en la ribera norte, con un levantamiento diferencial de más de 1.5 m.

En la ribera sur en tanto, también se observó el levantamiento de un estanque, el cual queda en evidencia por la marca antigua de terreno en su perímetro. Además, las fotografías revelan que el terreno circundante sufrió un considerable asentamiento, lo que produjo el hundimiento de una caseta.





U: Google Earth // C: Torres, 2014 // D: Alimar S. A.



UL: Bray, 2010 // UR: Alimar S.A.// D: Alimar S.A.

En la Bahía de San Vicente se ubica una planta de alimentos marinos, cuya necesidad de expansión, llevó a que en los años noventa la empresa ampliara su planta. Los trabajos consistieron en la construcción de una explanada y el levantamiento de muelles flotantes que involucró rellenos artificiales para ganar terreno al mar.

De acuerdo a Torres (2014), el terremoto produjo una falla por licuefacción que afectó la totalidad de las instalaciones de la planta pesquera. Esto provocó que un área aproximada de 10.000 m<sup>2</sup> experimentara desplazamientos verticales y laterales en dirección suroeste. La ocurrencia de este fenómeno se explica por la presencia de estratos arenosos potencialmente licuables en el sector del tablestacado, y además, por las características batimétricas y topográficas del lugar.

El sector más comprometido del tablestacado es el tramo entre la esquina noroeste y el comienzo de unos estanques de hormigón, donde se observaron desplazamientos horizontales en dirección al mar de al menos 3.0 m y asentamientos de más de 1.5m.

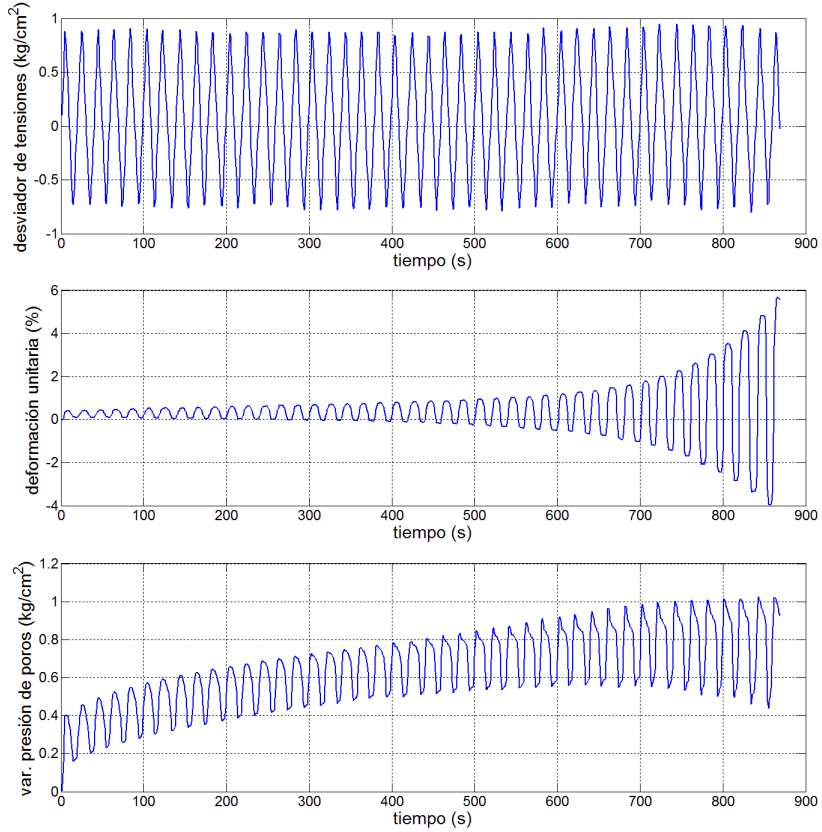
Algunos edificios resultaron con inclinaciones y asentamientos diferenciales en dirección al mar, como el caso del Edificio Administrativo, el que se asentó aproximadamente 30 cm en su esquina noreste.

También fueron observadas numerosas grietas paralelas a la costa, las que se extendieron hasta Av. La Marina.

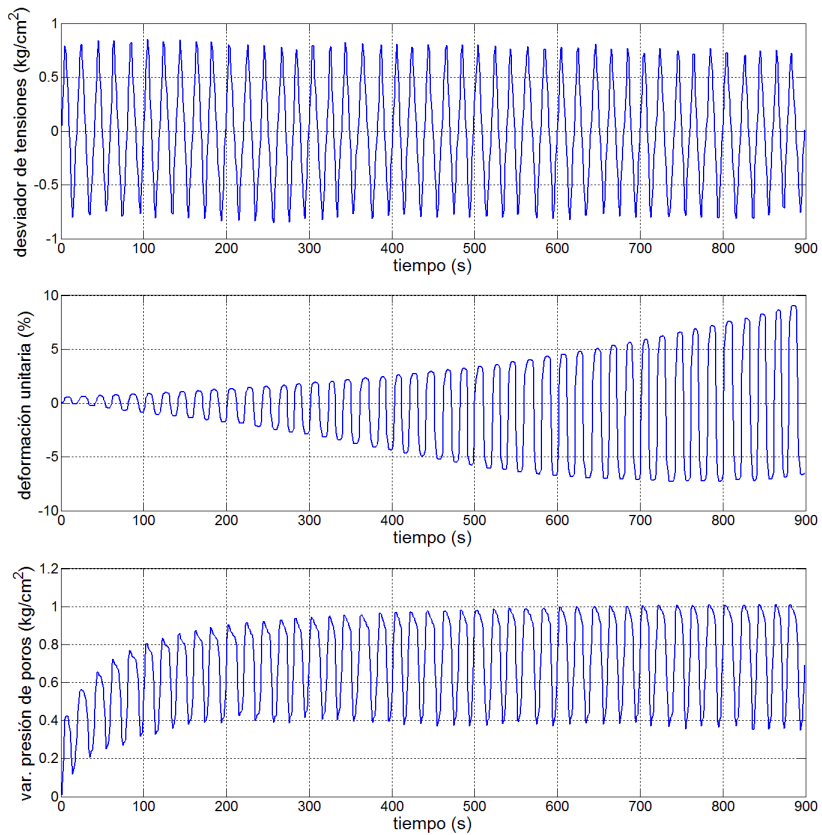


## B. Resultados Ensayos Cíclicos Nancagua

- Yáquil,  $R_c = 0.4$

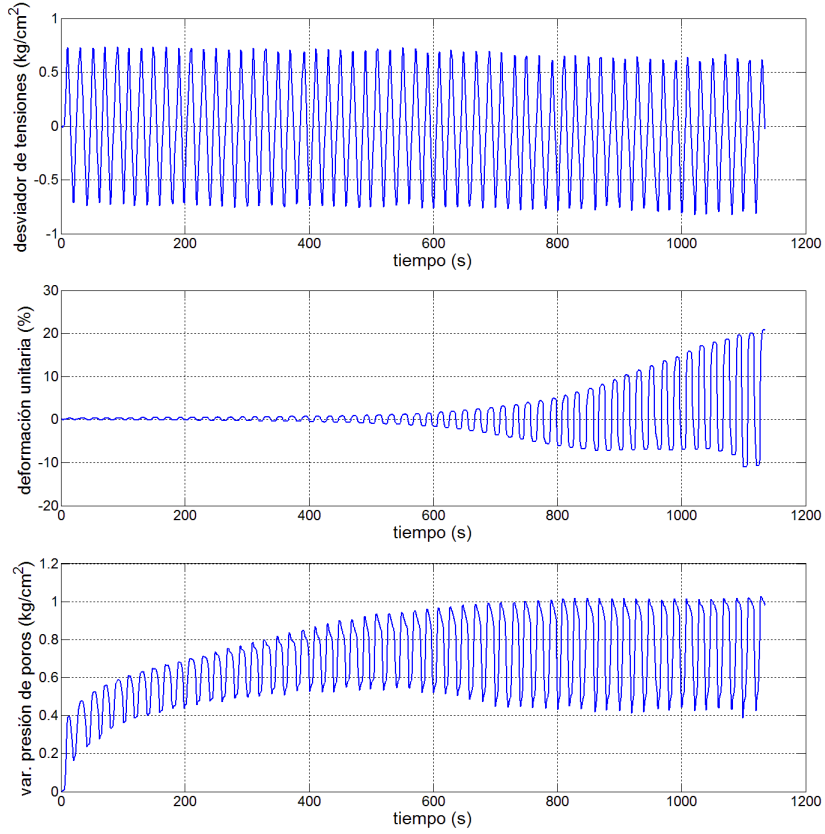


- Yáquil,  $R_c = 0.38$

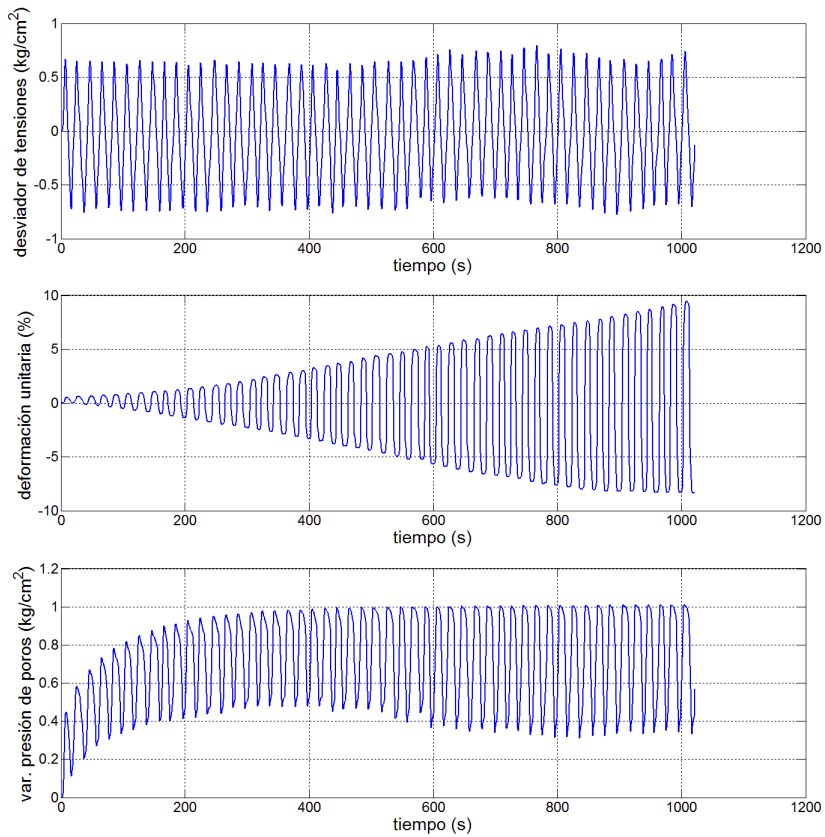




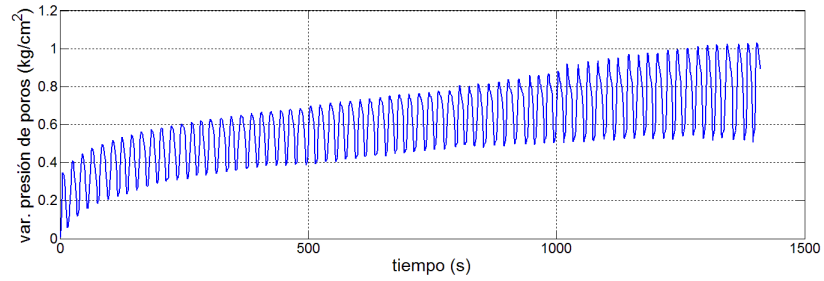
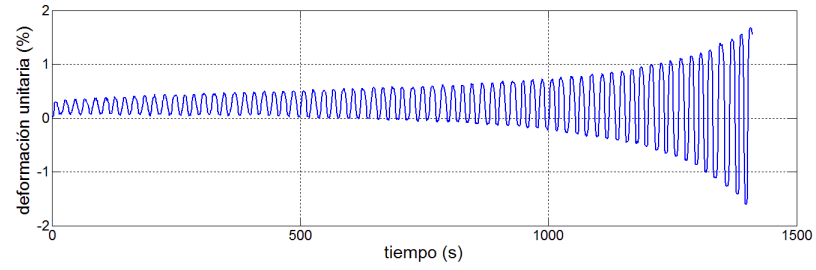
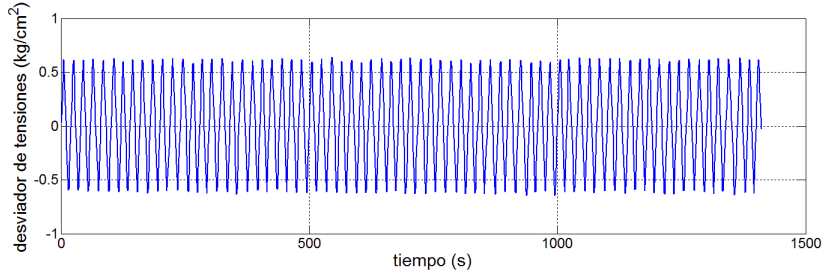
- Yáquil,  $R_c = 0.35$



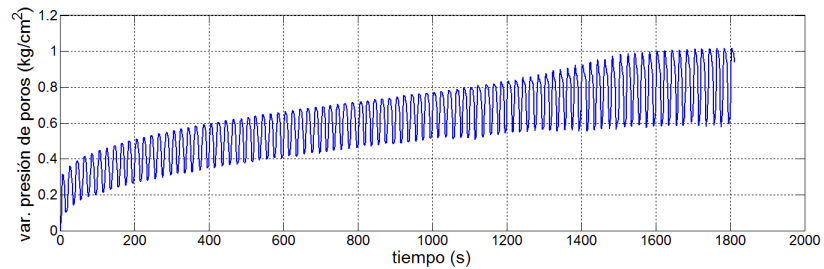
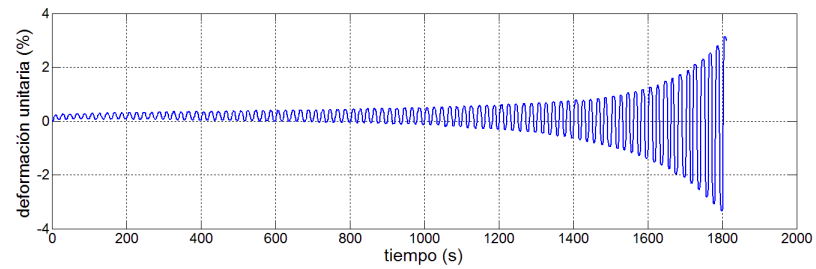
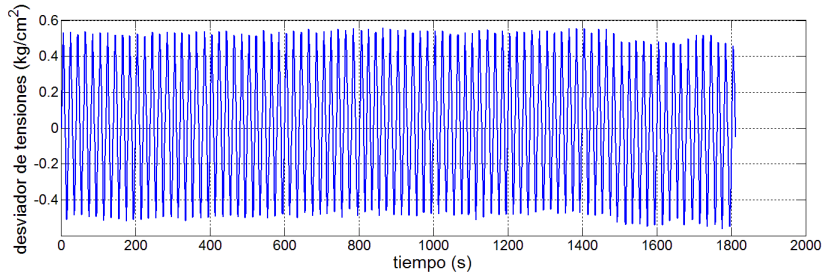
- Yáquil,  $R_c = 0.33$



- Yáquil,  $R_c = 0.30$

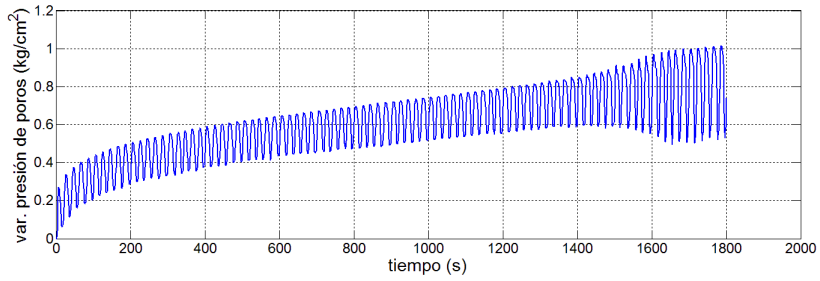
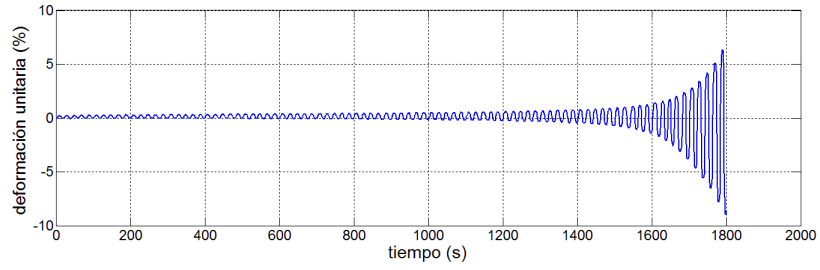
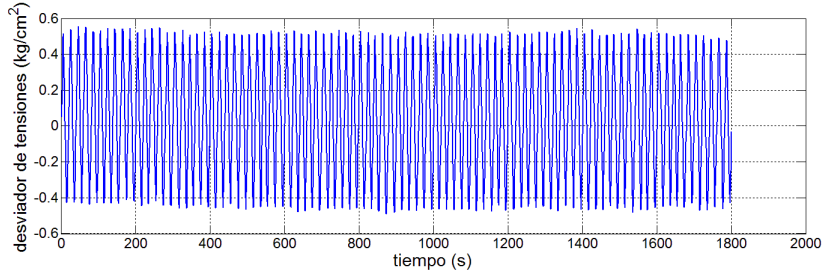


- Yáquil,  $R_c = 0.25$

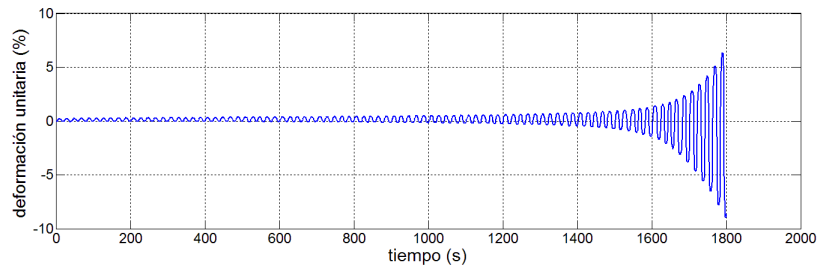
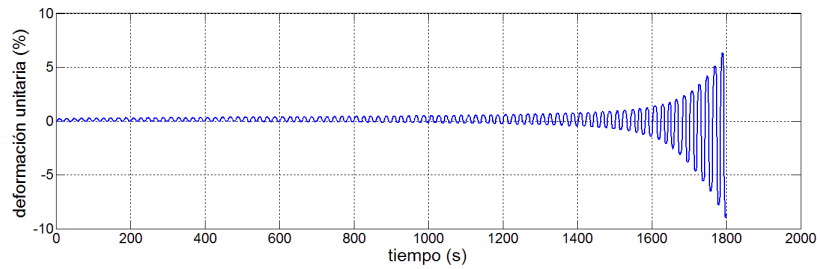
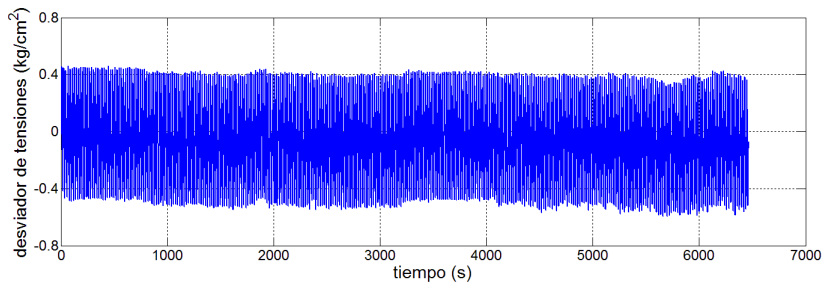




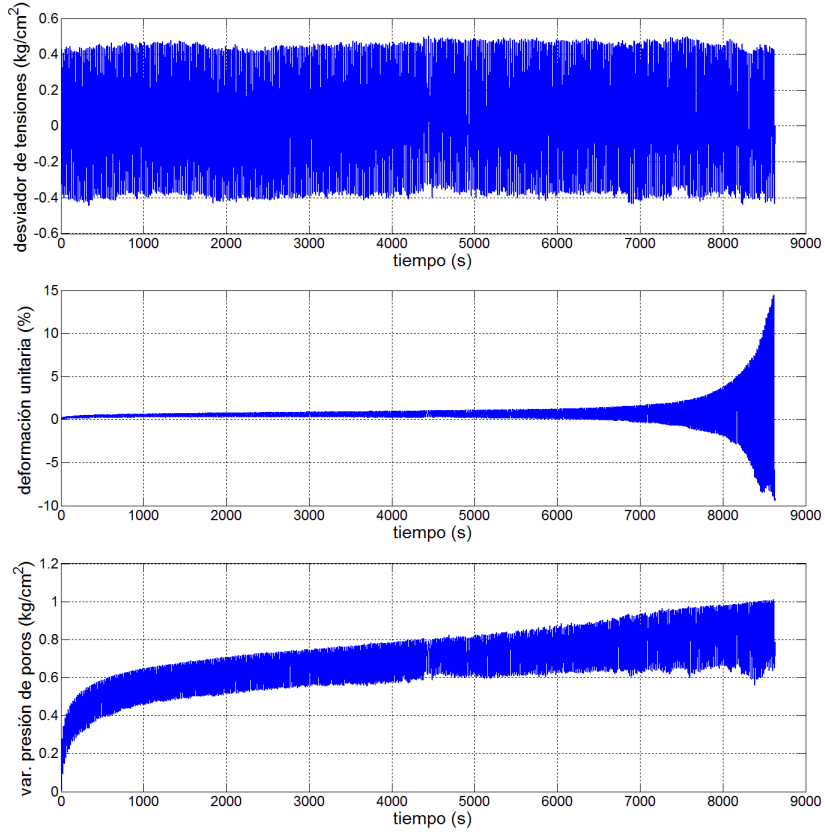
- Yáquil,  $R_c = 0.23$



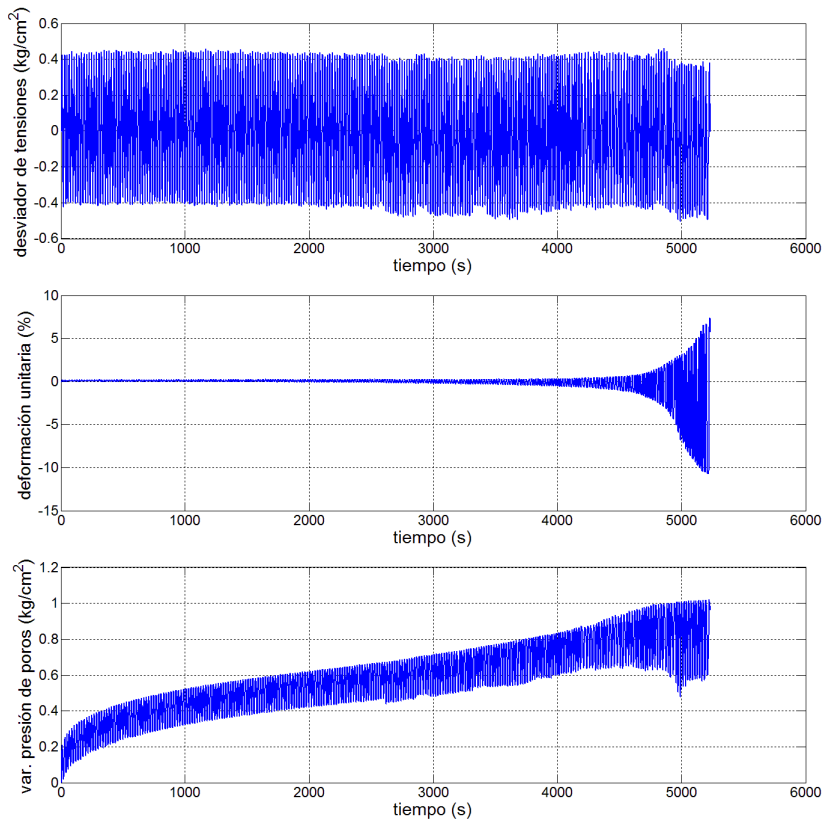
- Yáquil,  $R_c = 0.21$



- Yáquil,  $R_c = 0.20$



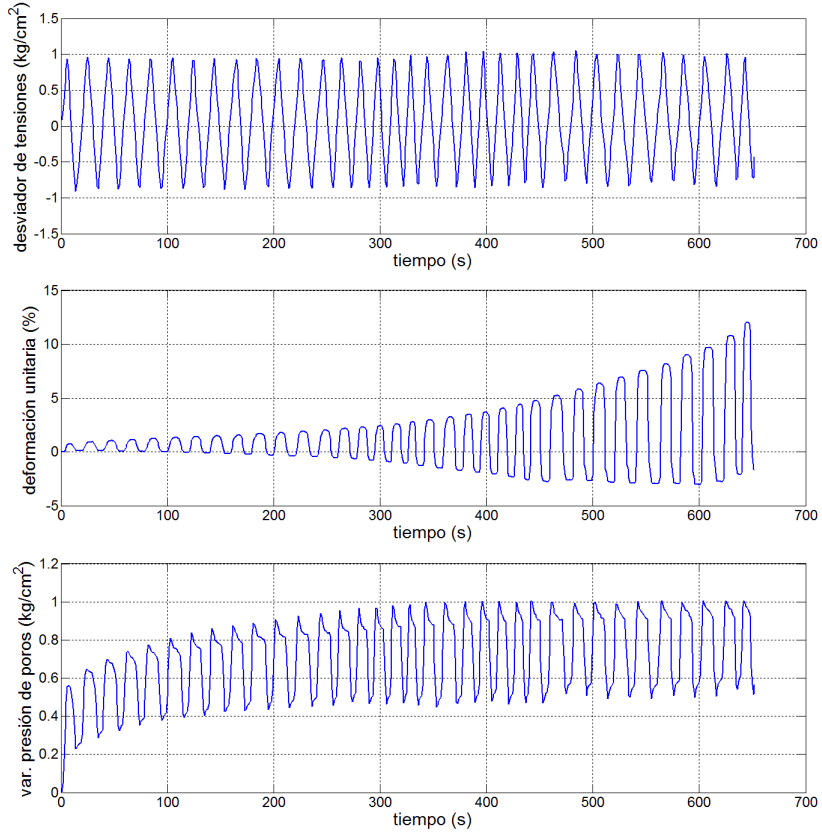
- Yáquil,  $R_c = 0.20b$



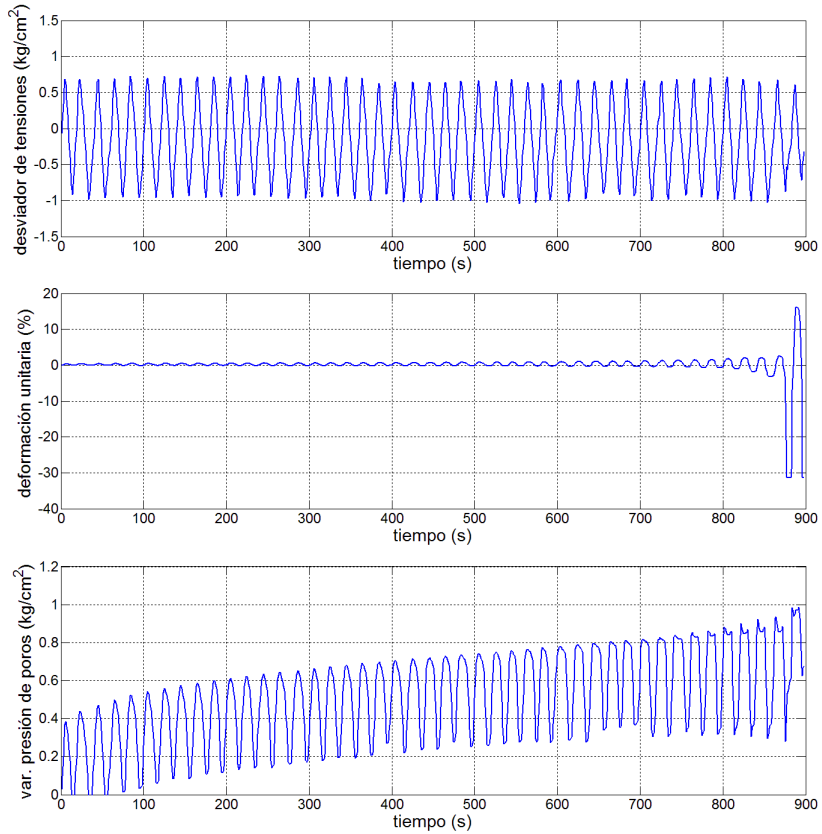
## C. Resultados Ensayos Cíclicos Retiro



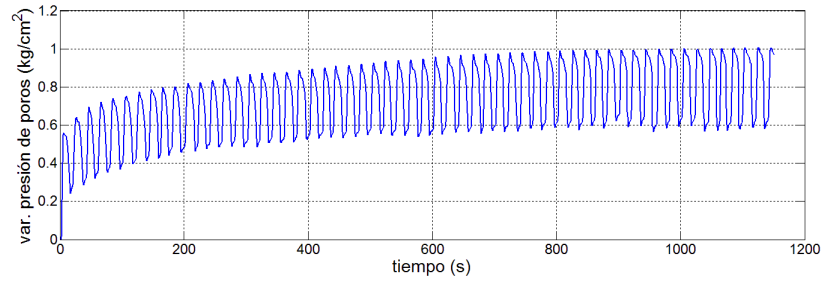
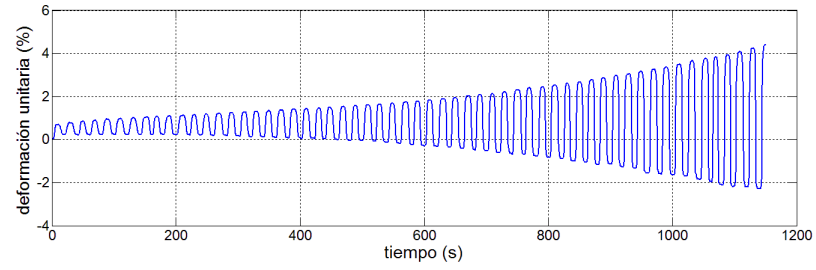
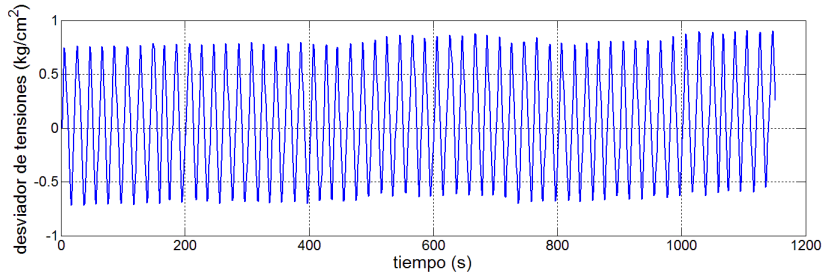
- Retiro,  $R_c = 0.43$



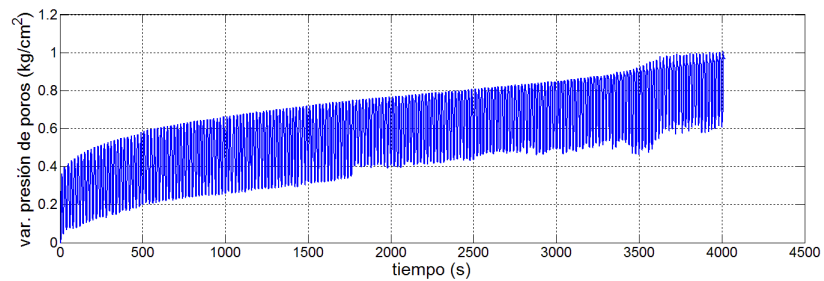
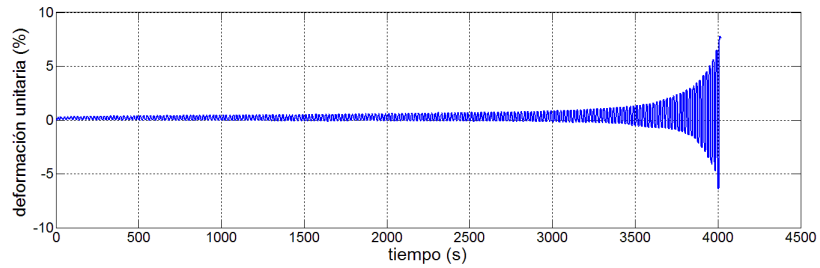
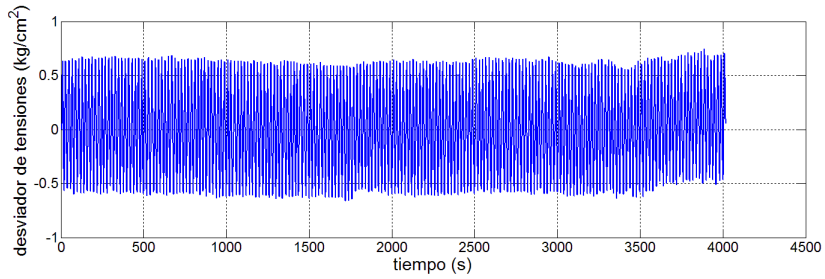
- Retiro,  $R_c = 0.40$



- Retiro,  $R_c = 0.35$



- Retiro,  $R_c = 0.30$



- Retiro,  $R_c = 0.28$

