



UNIVERSIDAD DE CHILE
FACULTAD DE CIENCIAS FÍSICAS Y MATEMÁTICAS
DEPARTAMENTO DE GEOLOGÍA

**COMPORTAMIENTO MONOTÓNICO Y CÍCLICO DE SUELOS Y ROCAS
BLANDAS AFECTADOS POR REMOCIONES EN MASA COSÍMICAS**

**TESIS PARA OPTAR AL GRADO DE MAGÍSTER EN CIENCIAS
MENCIÓN GEOLOGÍA
MEMORIA PARA OPTAR AL TÍTULO DE GEOLOGO**

SEBASTIAN IGNACIO MOYA VARGAS

**PROFESOR GUÍA:
SERGIO SEPÚLVEDA VALENZUELA**

**MIEMBROS DE LA COMISIÓN:
SOFÍA REBOLLEDO LEMUS
CÉSAR PASTÉN PUCHI
GONZALO MONTALVA ALVARADO**

SANTIAGO DE CHILE

2016

RESUMEN

Los procesos de falla generadores de remociones en masa por movimientos sísmicos presentan aún grandes cuestionamientos que no han podido ser explicados, debido a la complejidad que presentan los procesos mecánicos y físicos que afectan a los taludes durante el transcurso de un terremoto. Con la idea de contribuir a esta línea de investigación, en el siguiente trabajo se estudiaron muestras extraídas de tres lugares afectados por remociones en masa cosísmicas, asociados a tres eventos sísmicos (el primero de subducción y los dos últimos someros). El primero de estos eventos corresponde al terremoto del Maule de magnitud Mw 8,8 que azotó la costa de nuestro país entre las regiones V y VIII, el segundo hace referencia al enjambre sísmico del año 2007 producido en el fiordo de Aysén (Mw 6,2) que generó más de 500 RM y finalmente, el sismo del año 1958 ocurrido en el cajón del Maipo que afectó gravemente la localidad de Las Melosas (Mw 6,9-6,7). Los materiales extraídos corresponden a rocas sedimentarias marinas blandas de la Península de Arauco (2010), depósitos de arena de antiguos deslizamientos removilizados por el sismo de 1958, y cubierta de suelo de origen volcánico del área del fiordo de Aysén. El plan de trabajo incluyó descripción de los deslizamientos escogidos en terreno, junto con la realización de ensayos geotécnicos de distinta índole en laboratorios del IDIEM, y ensayos de corte directo monotónico y cíclico en el laboratorio de remociones en masa de la Universidad de Durham (UK). Estos últimos se realizaron en un nuevo aparato diseñado para la investigación del comportamiento cosísmico de los taludes. Este equipo permite recrear las condiciones de stress (normal, cizalle, etc.) a las que están sometida los taludes, ya sea en condiciones saturadas o no saturadas. De forma específica se estudió el efecto que presentan las cargas cíclicas con distintas amplitudes y frecuencias sobre los distintos materiales extraídos al estar bajo distintos niveles de stress de cizalle definidos a través de los ensayos monotónicos. Los ensayos realizados indicaron que el comportamiento de cada muestra en condiciones monotónicas y dinámicas va a estar controlado por la reología del material, con distintos estilos de deformación (dúctil a frágil), o cambios en los parámetros de resistencia. Las muestras no perturbadas y no saturadas de Arauco presentan una tendencia dilatante post peak, excepto en los casos dinámicos en donde ocurrió una densificación de las muestras durante la primera fase de carga que explicaría el aumento de los valores peak en los casos que no hubo falla. Además, las constantes caídas en el nivel de stress post peak no permitió encontrar un valor residual único que se asociaría al tipo de ruptura que exhiben las muestras, correspondiente a una serie de microfracturas que controlan el fallamiento sin la formación de estructuras de cizalle claras. No se pudo asociar el fallamiento en los ensayos dinámicos a un parámetro utilizado, sino que se relacionaría con el tiempo de aplicación del esfuerzo (ruptura en casos con dos fases dinámicas). Si asociamos estas características al deslizamiento de Tubul, este se habría formado como un proceso mixto que involucraría una etapa inicial de caída de rocas de menor tamaño, que al alcanzar un máximo de resistencia provocaría la caída del bloque completo.

Las muestras de suelo ensayadas presentan un comportamiento dúctil a semi dúctil, y los parámetros utilizados en los ensayos dinámicos no generaron el fallamiento del material.

En cuanto a las remociones en masa en la Península de Arauco, se identificó que estos fenómenos se concentraron en áreas donde la geología local presentaba rocas sedimentarias marinas de edades cuaternarias con parámetros de resistencia bajas (1,4-3 MPa) sin la presencia de estructuras importantes ni rasgos geomorfológicos distintivos, que aportaran a la susceptibilidad del área. Sin embargo, se reconoce que existen zonas afectadas en cortes de caminos que no resistieron las aceleraciones del sismo, por lo que sería recomendable aumentar los resguardos para este tipo de construcciones.

AGRADECIMIENTOS

Me gustaría agradecerle a mucha gente que me ha ayudado a llegar hasta este momento. En primer lugar, a mi profesor guía Sergio Sepúlveda, que me tomo atención en un momento en el que no sabía qué hacer y me guío, aconsejo y acompaño de gran manera todo este tiempo. A los proyectos Fondecyt 1140317 y RCUK-Newton Fund R201688 que financiaron la realización de este trabajo. A los integrantes de la comisión por aceptar ser parte de ella y por su ayuda durante la realización de esta tesis. A la gente que me acompaño en los terrenos, en el trabajo en laboratorio, o por si tenía alguna duda: Ale, Valeska, Manu, Pepe, Manu, Marisol, Matt, Reginald, Neil, Chris, Bill, Dave.

A toda la gente del departamento de Geología, en especial a Don Carlos, Kilo, Maritza, Blanca, Rosita, Vero, William, tías del aseo, por estar siempre dispuestos a ayudar cuando uno lo necesita. Y a los profes que me han ayudado durante mi estadía

A los cabros de geo, Varguitas, Valdenigga, Chemi, Tuqui, Consu, Chama, Cebosha, Jota, Berni, Jordi, Chiri, entre otros, que vengan cosas buenas para todos y muchas gracias por los terrenos vividos.

A los cabros de la salita con los que compartí en estos últimos dos años almuerzos, copetes, dieciochos y cervezas, que les vaya la raja a todos.

A todos mis amigos/as de la u (rompediscotekas) por esos carretes de universidad que todavía me tienen con caña.

A mis amigos y hermanos de Erick y su combo con los que hemos forjado una amistad que no se acabará.

A Valentina por su amor, apoyo y compañía durante esta última etapa de universidad.

Y en especial a mi familia, Paola, Jorge, Martin, Valentina, Nidia, Keno, Robin, Antonia, sin ustedes yo no sería la persona que soy hoy (sin olvidar a mi tía Susan y a la familia Cornejo Espinoza que me ayudaron mientras estaba afuera), no me alcanzaría el tiempo (ni esta hoja) para agradecerles todo lo que han hecho por mí. Este trabajo, y todo lo que venga para adelante es para ustedes siempre, los amo.

MONO

TABLA DE CONTENIDO

TABLA DE CONTENIDO	iv
ÍNDICE DE FIGURAS	vii
ÍNDICE DE ECUACIONES	xi
ÍNDICE DE TABLAS	xi
I. INTRODUCCIÓN	1
1.1 EXPOSICIÓN DEL PROBLEMA.....	1
1.2.1 OBJETIVO GENERAL.....	6
1.2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS	6
1.3 METODOLOGÍA Y LIMITACIONES.....	6
II. ANTECEDENTES	12
2.1 COMPORTAMIENTO MECÁNICO DE UN SUELO	12
2.2 CARACTERIZACIÓN DE RESISTENCIA AL CORTE DE UN SUELO	14
2.2.1 ENSAYO DE CORTE DIRECTO	14
2.3 REMOCIONES EN MASA GENERADAS POR TERREMOTOS.....	21
III. ANÁLISIS REMOCIONES EN MASA GENERADAS POR TERREMOTO DEL 2010 EN LA PENÍNSULA DE ARAUCO	29
3.1 ANTECEDENTES	29
3.1.1 GENERALIDADES	29
3.1.2 UBICACIÓN Y ACCESO	29
3.1.3 MARCO TECTÓNICO	30
3.1.4 MARCO SISMOLÓGICO.....	34
3.1.5 GEOMORFOLOGÍA	39
3.1.6 MARCO GEOLÓGICO	43
3.2 MAPEO DE REMOCIONES EN MASA EN LA PENÍNSULA DE ARAUCO....	47
3.2.1 GENERALIDADES	47
3.2.2 DESLIZAMIENTOS DE SUELO	54
3.2.3 DESLIZAMIENTOS DE ROCA.....	57
3.2.4 CAÍDAS DE ROCA.....	61

3.2.5 DESLIZAMIENTOS MIXTOS.....	62
3.2.6 AVALANCHAS DE ROCA	63
IV. RESULTADOS GEOTÉCNICOS.....	68
4.1 ARAUCO.....	68
4.1.1 GENERALIDADES	68
4.1.2 PARÁMETROS DE RESISTENCIA.....	70
4.1.3 ENSAYOS DE CORTE CÍCLICO	78
4.1.4 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD	86
4.2 AYSÉN.....	89
4.2.1 GENERALIDADES	89
4.2.2 RESISTENCIA AL CORTE DEL SUELO.....	91
4.3 LAS MELOSAS	97
4.3.1 GENERALIDADES	97
4.3.2 RESISTENCIA AL CORTE DEL SUELO.....	99
V. DISCUSIÓN.....	105
5.1 INVENTARIO DE REMOCIONES EN LA PENÍNSULA DE ARAUCO.....	105
5.2 ENSAYOS GEOTÉCNICOS	108
5.2.1 ARAUCO	108
5.2.2 AYSÉN Y LAS MELOSAS	116
VI. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	120
6.1 CONCLUSIONES	120
6.2 RECOMENDACIONES	122
VII. BIBLIOGRAFÍA.....	123
VIII. ANEXOS.....	132
A. GRÁFICOS STRESS-STRAIN (ARAUCO).....	132
B. UBICACIÓN RM INVENTARIADAS EN LA PENÍNSULA DE ARAUCO.....	134
C. ANTECEDENTES REMOCIONES EN MASA POR TERREMOTOS DE AYSÉN Y LAS MELOSAS.....	137
CARACTERÍSTICAS SÍSMICAS: AYSÉN.....	137
DETECCIÓN Y CLASIFICACIÓN DE LAS REMOCIONES EN MASA	138

CARACTERÍSTICAS SÍSMICAS: LAS MELOSAS.....	143
ESTUDIO DE DAÑOS Y REMOCIONES EN MASA COSÍSMICAS	143
D. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD	149
E. INFORME IDIEM	165

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1: Embalaje de muestras enviadas al laboratorio de Remociones en masa de la Universidad de Durham (UK), para la realización de los ensayos de corte directo monotónicos y dinámicos.	10
Figura 2: Gráficos Stress vs Strain para curvas ideales de dos ensayos distintos.	13
Figura 3: Izquierda: máquina de corte directo monotónico. Derecha: máquina de corte directo dinámico.	15
Figura 4: Ilustración de fenómeno de contracción y dilatancia en granos con formas de discos en condiciones sueltas y densas. (Sáez, 2010)	16
Figura 5: Composición interna de la celda de aplicación de los ensayos dinámicos, DynBPS sus siglas en inglés (“Dynamic Back-Pressured Shearbox”). (Brain et al., 2015)	18
Figura 6: Arriba: Ejemplo de fases dinámicas con distintas combinaciones de stress de cizalle y normal. (Brain et al., 2015). Abajo izq: Ensayo dinámico en muestra de la Ignimbrita de Pudahuel. Der: Comparación de ciclos dinámicos con respecto a la envolvente de ruptura de muestras de la Ignimbrita de Pudahuel. (Sepúlveda et al., 2016)	20
Figura 7: Relación entre Magnitud de 40 terremotos históricos versus el área afectada por las RM generadas. Modificado de Keefer, 2004.	22
Figura 8: RM ocurridas con el terremoto de Wenchuan. A: Deslizamiento de Tangjiashan que generó un represamiento. B: Deslizamiento superficial en una arenisca sobre lutita. C: Fallamiento en cimas de cerros. D: Caídas de roca. Modificado de Chigira et al., 2010.	24
Figura 9: Deslizamiento de Hattian en terremoto de Kashmir, Pakistán. A: Imagen “Quickbird” de un evento previo para reconocer la naturaleza de la ruptura. B: Zona de ruptura. C: Superficie de los depósitos con formación de hummocks, el círculo negro encierra a dos personas con motivos de escala. Modificado de Owen et al., 2008.	26
Figura 10: Ubicación zona de estudio (cuadrángulo rojo) y principales vías de acceso. Modificado de mapa base del software ARCGIS 10 de ESRI y software Google Earth.	30

Figura 11: Configuración tectónica y rasgos estructurales más importantes de la Península de Arauco y cercanías. Modificado de Geersen et al., 2011	32
Figura 12: Segmentos morfotectónicos, modificado de Geersen et al., (2011). Segmento Concepción Norte (negro), Concepción Sur (Rojo), Nahuelbuta (Azul) y Toltén (Naranja).	33
Figura 13: Epicentro (color rojo). Réplicas con magnitud >4.7 (color violeta las del primer día y azules las posteriores) y zona de ruptura asociada al terremoto del día 27 de febrero de 2010 en la zona centro-sur de Chile. (Barrientos, 2010).	34
Figura 14: Segmentos de ruptura asociados al terremoto del 27 de febrero del 2010. Modificado de Quezada et al., (2012).	36
Figura 15: Izquierda: es posible apreciar en color blanco las algas coralinas utilizadas como marcador para la medición de alzamiento o subsidencia. En la imagen de la derecha, la zona de Punta Lavapié en la Península de Arauco, afectada por alzamiento. Fotos de Sergio Barrientos, Servicio Sismológico, 2010.	38
Figura 16: Desplazamientos horizontales y verticales en la zona entre Constitución y Concepción. Modificado de Vigny et al., 2011	38
Figura 17: Distribución geomorfológica de la región del Bío Bío. 1- Planicie litoral, 2- Cordillera de Nahuelbuta, 3- Llanura fluvial, 4- Depresión intermedia, 5- Precordillera, 6- Cordillera Andina. Modificado de Baechler et al., (2012).	40
Figura 18: Mapa de pendientes de la zona de estudio.	41
Figura 19: Mapa de orientación de laderas de la zona de estudio.	42
Figura 20: Mapa geológico zona de estudio. Modificado de Henriquez, 2006 y Sernageomin, 2003.	46
Figura 21: Inventario de remociones elaborado en la zona de la Cordillera de la Costa y planicie litoral para el terremoto del 2010. Rectángulo negro demarca área de estudio de este trabajo Modificado de Escobar, 2013.	48
Figura 22: Localización de remociones en masa inventariadas en la Península de Arauco	49
Figura 23: Mapeo de remociones en masa inventariadas en la Península de Arauco. Sector Tubul.	52

Figura 24: Mapeo de remociones en masa inventariadas en la Península de Arauco. Sector Punta Lavapié.	53
Figura 25: Deslizamiento de suelo en camino Llico-Pta Lavapié.	55
Figura 26: Deslizamientos de suelo Caleta Las Peñas. Vista hacia el Sur.	56
Figura 27: Deslizamiento superficial Camino Tubul-Caleta Las Peñas.	57
Figura 28: Deslizamiento superficial Camino Tubul-Caleta Las Peñas.	57
Figura 29: Vista general deslizamientos de caleta Tubul.	58
Figura 30: Deslizamientos de roca en la localidad de Tubul. Arriba: deslizamiento oeste. Abajo: deslizamiento Este.	59
Figura 31: Deslizamientos de roca en Caleta Las Peñas.	60
Figura 32: Deslizamiento de roca en Piuré	61
Figura 33: Caídas de roca a un costado del río Tubul.	62
Figura 34: Caídas de roca en Tubul (Izq), y en el camino de Llico a Pta. Lavapié (Der.).	62
Figura 35: Deslizamiento suelo y roca, al oeste del río Tubul (Izq). Deslizamiento suelo y roca en el camino entre Llico y Pta. Lavapié (Der.).....	63
Figura 36: Avalanchas de roca, imágenes obtenidas desde Google Earth. Izquierda: 2009, derecha:2011	64
Figura 37: Vista Panorámica del deslizamiento Oeste	66
Figura 38: Vista general segundo deslizamiento.....	67
Figura 39: Curvas granulométricas de muestra de roca blanda (Arauco)	69
Figura 40: Preparación muestras Arauco. (a-b): Corte de muestras. (c) Muestras para ensayos dinámicos (d): Muestras para ensayos monotónicos.	71
Figura 41: Gráficos de stress-strain (horizontal) de ensayos monotónicos (a-d) y de deformación volumétrica (axial) normalizada vs strain horizontal. (e-h) para distintas sollicitaciones de carga normal.	74
Figura 42: Envolvente de ruptura para set de datos (Peak) en muestras NPNS (línea continua). El campo gris oscuro corresponde al rango de confianza de los datos.	77
Figura 43: Tipos de fracturas observadas en los experimentos realizados en muestras de Arauco.	78

Figura 44: Esquema de campos de esfuerzos para tres fases dinámicas con la misma amplitud (0.2 kN) usando niveles base de cizalle distintos.	81
Figura 45: Gráficos de stress-strain y cambio volumétrico para ensayo monotónico base y ensayos dinámicos con dos fases. (a) Monotónico con stress normal de 50 kPa. (b) Dinámico 1 (DI). (c) Dinámico 2 (DII). (d) Dinámico 3 (DIII). (e) Dinámico 4 (DIV).....	84
Figura 46: Gráficos de stress-strain y cambio volumétrico para ensayo monotónico base y ensayos dinámicos de una fase. (a) Monotónico con stress normal de 50 kPa. (b) Dinámico 5 (DV). (c) Dinámico 6 (DVI) (d) Dinámico 7 (DVII). (e) Dinámico 8 (DVIII). (f) Dinámico 9 (IX). (g) Dinámico 10 (DX).	85
Figura 47: Ubicación toma de muestra en Aysén, a un costado del lago Los Palos (marcador rojo). Imagen extraída de Google Earth.....	89
Figura 48: Curvas granulométricas de muestras de suelo (Aysén).....	90
Figura 49: Izq.: Preparación de muestras Aysén para ensayos remoldeados. Der: Muestra post ensayo de corte directo.	90
Figura 50: Envolvente de ruptura ensayos de corte monotónicos Aysén.....	92
Figura 51: Ensayos válidos en gráfico stress-strain a distintas solicitaciones de carga normal.	92
Figura 52: Cambio volumétrico para cada uno de los ensayos.....	93
Figura 53: Cuadro resumen de resultados de ensayos dinámicos en muestras extraídas en Aysén. De izquierda a derecha (arriba test 1 y abajo test 2): 1.- Envolvente de ruptura de ensayos monotónicos junto al campo de esfuerzos dinámicos del test correspondiente. 2.- Gráfico de stress-strain comparando test monotónico y dinámico a 50 kPa. 3.- Cambio volumétrico en el test monotónico en comparación con test dinámico a una carga de 50 kPa.	96
Figura 54: Ubicación material muestreado en valle del río Yeso (Marcador amarillo). Imagen extraída de Google Earth.	98
Figura 55: Curvas granulométricas de muestras de suelo	99
Figura 56: Izq: Bloque recolectado previo al tamizaje. Der: estado del material post ensayo monotónico.	99
Figura 57: Ensayos válidos en gráfico stress-strain a distintas solicitaciones de carga normal.	101

Figura 58: Cambio volumétrico para cada uno de los ensayos.....	102
Figura 59: Cuadro resumen de resultados de ensayos dinámicos en muestras extraídas en deslizamiento Las Cortaderas. De izquierda a derecha (arriba test 1 y abajo test 2): 1.- Envolvente de ruptura de ensayos monotónicos junto al campo de esfuerzos dinámicos del test correspondiente. 2.- Gráfico de stress-strain comparando test monotónico y dinámico a 50 kPa. 3.- Cambio volumétrico en el test monotónico en comparación con test dinámico a una carga de 50 kPa.....	104
Figura 60: Gráficos de stress-strain (izq.) y cambio volumétrico (der.) en detalle. (a-b) Gráficos con dos etapas dinámicas. (c-d) Gráficos de una sola etapa dinámica con una amplitud de 0.2 kN. (e-f) Gráficos de una sola etapa dinámica y con amplitudes de 0.4 y 0.6 kN (azul y rojo respectivamente).....	115

ÍNDICE DE ECUACIONES

II.1	13
------------	----

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1: PGA medidos durante el terremoto del 27 de febrero del 2010 del Maule. (Boroschek et al., 2012)	36
Tabla 2: PGA medidos durante el terremoto del 27 de febrero del 2010 del Maule. (Barrientos, 2010)	37
Tabla 3: Características generales de las muestras extraídas en Tubul.....	69
Tabla 4: Resumen resultados a ensayos realizados en IDIEM.....	70
Tabla 5: Parámetros ensayos de corte directo monotónico Arauco.....	75
Tabla 6: Parámetros utilizados en fases dinámicas de los ensayos realizados en Universidad de Durham en muestras extraídas de Arauco.....	83
Tabla 7: Resumen de factores de seguridad para análisis preliminares de estabilidad en deslizamiento de roca de Tubul.	87
Tabla 8: Resumen de factores de seguridad para análisis preliminares de estabilidad en deslizamiento de roca de Tubul.	87
Tabla 9: Parámetros ensayos de corte directo Aysén. (V): Válido. (NV): No válido	91

Tabla 10: Parámetros fase dinámica, locación Aysén.....	94
Tabla 11: Parámetros ensayos de corte directo (monotónico) Las Melosas. (V) Válido, (NV) No válido.....	100
Tabla 12: Parámetros fase dinámica, locación Cajón del Maipo.....	102

I. INTRODUCCIÓN

1.1 EXPOSICIÓN DEL PROBLEMA

Los procesos de remoción en masa (de aquí en más, serán denominadas como RM) son un agente de cambio de la superficie terrestre, que contribuyen a la erosión de laderas de montañas y valles. Estos fenómenos han sido ampliamente estudiados y se han clasificado mediante distintos criterios en variados tipos de remoción en masa (caídas, deslizamientos, flujos, etc.), los cuales estarán condicionados por diversos factores, como son: la geología, geotecnia, geomorfología, hidrogeología, vegetación y clima, incluido también la acción del hombre. Además, para que se genere una RM en la mayoría de los casos es necesario al menos uno de los siguientes agentes desencadenantes: Precipitaciones, sismos y otros como erupciones volcánicas, licuefacción de suelos, erosión de valles, etc.

Junto con ser parte de los agentes erosivos de la superficie de la tierra, las RM son de las amenazas más frecuentes en el ámbito de los peligros geológicos, principalmente, en áreas montañosas: las que por sus características topográficas, geológicas y geotécnicas presentan una alta probabilidad de generar este tipo de fenómenos. Toda vez que, en zonas topográficamente más bajas estos eventos siguen presentando un gran peligro para las comunidades.

Es conocido por estudios previos que las lluvias corresponden a un mecanismo de generación de RM importante que depende de su intensidad, duración y distribución (González de Vallejo, et al., 2002), por otro lado los sismos corresponden a un segundo agente relevante. En el trabajo de Keefer (1984) se establece que las RM más comunes generadas por un terremoto corresponden a las caídas de roca y deslizamientos disgregados de suelo y roca. Es este último el factor desencadenante que se estudiará en este trabajo. Existen eventos sísmicos que han causado cientos, incluso miles de RM (cosísmicas), en extensas áreas. Por ejemplo el terremoto de Chi-Chi Mw 7,3 de 1999 en Taiwán generó 9270 RM de un área mayor que 625 m² (M. L. Lin, et al., 2004), incluidos en un

total de más de 20.000 movimientos de tierra detectados (NCREE, 2000); el terremoto de Kashmir (Mw 7,6) el año 2005 en Pakistán es otro de los eventos emblemáticos que generó al menos 1300 deslizamientos a gran escala (Owen et al., 2008). A estos dos se les suma el sismo de Wenchuan del año 2008, que generó más de 69.000 fatalidades, considerado el desastre montañoso más grande de los últimos dos siglos (Chigira, et al., 2010); Mientras que en nuestro país, el terremoto que afectó a la región de Aysén el año 2007 Mw 6,2 generó un total de 538 remociones en masa en un área de ca. 1450 km² (Serey, 2011).

Un gran número de trabajos se han realizado para la elaboración de inventarios de las RM generadas por terremotos (Chigira & Yagi, 2006; Jibson, et al., 2006; Koketsu, et al., 2011; Owen et al., 2008; Parise & Jibson, 2000; Shi, et al., 2014; Tang et al., 2015, entre otros), con el objetivo de analizar cómo se relacionan con las características del terremoto (intensidad, área de ruptura, aceleración, entre otros) y del terreno afectado (geología, geomorfología, geotecnia, etc). Uno de los trabajos más importante realizado y ampliamente citado es el de Keefer (1984, 2002), en el cuál se recopilan distintos casos estudiados y se presentan relaciones obtenidas mediante análisis estadístico entre los parámetros mencionados anteriormente que pueden ser ocupados como base de comparación para estudios posteriores. Junto con esto, los procesos “post-ruptura” y el deslizamiento de estas remociones cosísmicas se han estudiado durante años mediante distintos modelos, uno de los más conocido es el creado por Newmark (1965), en el cual se simplifican los cuerpos desplazados como bloques rígidos para encontrar valores como la aceleración crítica y el desplazamiento del bloque (desplazamiento de Newmark D_N). A pesar de esto, aún existen muchas preguntas por responder, una de ellas se relaciona con la respuesta de suelos y rocas blandas durante terremotos y su importancia en la generación de RM cosísmicas.

Varios son los estudios acerca de los procesos de fractura en suelos y rocas (Brantut, et al., 2013; Carey & Petley, 2014; Li & Dasgupta, 1993; Liu, 2009; Main, 2000; Petley, et al., 2002), los cuales, mediante la caracterización de

deslizamientos y la realización de ensayos geotécnicos, han logrado establecer ideas y modelos que han intentado recrear las condiciones imperantes al momento de la fractura. Estos estudios han incorporado aspectos importantes para la discusión como el tiempo de aplicación del esfuerzo (ya sea constante o variable), o la deformación progresiva en la estructura del material para la generación de posibles superficies de falla. Sin embargo, el problema clave en el entendimiento de fracturas en taludes por causas sísmicas es que la mecánica que involucra estos procesos aún se encuentra pobremente definida, debido a la dificultad de recrear las condiciones que afectan a las laderas por la aplicación de esfuerzos dinámicos cosísmicos y por lo tanto, lo complicado que es simularlas en laboratorio (Brain et al., 2015; Bray & Travasarou, 2007; Liao, et al., 2011; Rathje & Saygili, 2009; Sassa, et al., 2004; Saygili & Rathje, 2008; Wasowski, et al., 2011). Factores como la frecuencia o amplitud de un esfuerzo (por ej: cizalle o normal al talud) durante un evento sísmico, o la influencia de la presión de poros durante el mismo, son algunas de las variables a considerar en estos procesos.

En la actualidad, un nuevo aparato está disponible para la investigación del comportamiento cosísmico de los taludes, con el aporte realizado por David Petley (Universidad de East Anglia) y Matthew Brain (Universidad de Durham). Este equipo (“Dynamic Back-pressured Shear Box”, DynBPS) permite trabajar con muestras extraídas directamente desde laderas afectadas por deslizamientos, para que sean sometidas a un estado de stress representativo como el que sufren en un talud cualquiera (en términos de stress normal, stress de cizalle y presión de poros). Las dimensiones permitidas por la DynBPS son de 100 x 100 mm y una profundidad de 20 mm (Brain et al., 2015), en la que pueden ser colocadas muestras no perturbadas y remodeladas. El estado de stress que afecte a un material durante un ensayo va a estar controlado por un aumento del stress normal mientras se varía la presión de poros para obtener el stress normal efectivo requerido (similar a la fase de consolidación de un ensayo triaxial), esto seguido por la aplicación de stress dinámico con un rango aceptado ≤ 5 Hz (Brain et al., 2015), tanto horizontal como vertical, de acuerdo a lo que se requiera. Es decir, la aplicación de esfuerzos cíclicos (dinámicos)

durante el proceso de 'corte' del testigo, permitirá comenzar a dilucidar la importancia de los parámetros sísmicos mencionados anteriormente, y también aplicar distintas razones entre la carga vertical/horizontal para replicar el estado de la ladera durante el sismo. Trabajos realizados por Brain et al (2015) y S. A. Sepúlveda, Petley, Brain, & Tunstall (2016) han sido pioneros en estos análisis, trabajando principalmente en suelos (arenosos y volcánicos, respectivamente) estableciendo ideas importantes como es la relación instantánea (fuerzas en fase o desfase) que se establece entre el stress normal y de cizalle dinámico con respecto a la magnitud de la acumulación de la deformación cosísmica en RM, o la variación del peak de resistencia post aplicación de esfuerzos dinámicos, implicando cambios a la envolvente de ruptura del material.

En este estudio se han seleccionado muestras relacionadas con deslizamientos de suelo y rocas sedimentarias de baja resistencia (R_2 de acuerdo a estimaciones en terreno (Brown, 1981) asociados a tres sismos de distintas características (subducción o corticales). En primer lugar, se muestreó un deslizamiento que involucró rocas sedimentarias (rocas blandas R_2) en la localidad de Tubul (Península de Arauco) generado por el sismo del 27 de febrero del 2010 de magnitud 8.8 Mw (Barrientos, 2010). El segundo material estudiado corresponde a suelo de origen volcánico afectado por deslizamientos durante terremoto del año 2007 en el fiordo de Aysén (cortical, Mw 6.2), estudiado con detalle por Serey (2011). Finalmente, el último caso testeado es el más antiguo, ya que se asocia al sismo del año 1958 con epicentro en la conjunción de los ríos Maipo y Yeso (10 km de profundidad, Mw 6,9) (Casas, 2006). En particular nos referimos al deslizamiento denominado Las Cortaderas ubicado en la ladera sur del valle del Yeso y que afectó a depósitos de una antigua mega remoción en masa.

El plan de trabajo en laboratorio involucrará una primera etapa de caracterización geológica-geotécnica básica de los materiales a utilizar para continuar con la realización de ensayos para establecer los parámetros de resistencia mediante tests UCS y triaxiales, culminando con ensayos de corte (monotónicos) para establecer la envolvente de ruptura en cada uno de los

casos mencionados, junto a los parámetros de cohesión y fricción interna respectivos. Y una segunda etapa de ensayos de corte dinámicos (utilizando la DynBPS), con el fin de simular las condiciones de stress en la superficie de cizalle del material durante un sismo, integrando parámetros de frecuencia, amplitud, número de ciclos y distintas relaciones (en fase o desfasadas) entre la carga horizontal/vertical cíclica que se aplica sobre la ladera. Estos ensayos estarán más enfocados (número de tests) en las muestras extraídas del deslizamiento ubicado en Tubul, puesto que los resultados serán un insumo más al momento de analizar los factores controladores de la cantidad anómala de RM en la Península de Arauco (que se encuentra dominada geológicamente por la presencia de rocas blandas) con respecto al resto del territorio afectado por el sismo del 2010 (Escobar, 2013).

Esto pues en este trabajo se realizó una revisión del inventario realizado por Escobar (2013), el cual se encargó de realizar una primera identificación y clasificación de estos eventos post terremoto del 2010, enfocado principalmente, en la zona de la cordillera de la costa entre las regiones V y VIII. El trabajo de Escobar encontró un total de 52 RM entre deslizamientos, caídas de roca, eventos mixtos, entre otros en la Península, mientras que en este trabajo este número ascendió a un total de 126 fenómenos de RM, destacando los deslizamientos de suelo y roca (40 y 39, respectivamente), concentrados en las localidades de Tubul, y al SW de Punta Lavapié. A la luz de estos hechos es importante conocer los rasgos geológicos, geotécnicos, estructurales y sismológicos que hayan incidido en la generación de estos eventos.

Este es uno de los enfoques del trabajo que de aquí en más debe ser realizado en el área de peligros geológicos asociado a remociones en masa cosísmicas. Conocer más acerca de las características controladoras de la generación de estos fenómenos, así como de los procesos mecánicos que ocurren en las laderas durante un sismo es un deber para nuestro país, ya que el conocer más de estos procesos permitirá establecer mejores políticas preventivas (y no paliativas).

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 OBJETIVO GENERAL

- Mejorar la comprensión de la respuesta dinámica de suelos y rocas blandas afectados por remociones en masa cosísmicas en Chile.

1.2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Estudiar y describir el efecto de cargas dinámicas (cíclicas) en tres materiales distintos afectados por remociones en masas cosísmicas.
- Describir y analizar las diferencias de comportamiento en ensayos de corte monotónico para tres materiales distintos.
- Identificar, describir y clasificar las remociones en masa generadas por el sismo del 27 de febrero del 2010 en la Península de Arauco.

1.3 METODOLOGÍA Y LIMITACIONES

Este trabajo se divide en dos temas, el primero relacionado al inventario de Arauco y el segundo a la realización de ensayos geotécnicos para caracterizar el comportamiento monotónico y dinámico de tres materiales distintos. En cuanto al primer tema, su elaboración puede ser dividida en cuatro etapas, que se detallan a continuación:

1) Trabajo pre-terreno: Se realizaron dos visitas a terreno para la elaboración del inventario entre otras tareas, previo a la primera visita se realizaron las siguientes tareas:

- Revisión del inventario elaborado por Escobar en su tesis, chequeando los puntos de interés en el software Google Earth, junto con un nuevo mapeo de la zona utilizando el mismo programa. La idea es chequear imágenes pre y post terremoto, siguiendo la metodología de Escobar, para identificar zonas que mostraran por ejemplo cambios en la

vegetación o en algunos casos, reactivación de antiguos deslizamientos, hecho que es común en este tipo de eventos.

- Recopilación del material de apoyo geológico básico para las labores de terreno: elaboración de mapas, extracción de imágenes a distintas escalas dependiendo del nivel de detalle que se necesitaba para la identificación de las remociones en masa, tablas de descripción de rocas y suelos, además de fichas de descripción de macizos rocosos en caso de ser necesario.

2) Primera visita a terreno: En el primer terreno realizado durante los primeros días de octubre del 2014, se realizaron las siguientes tareas:

- Identificación, descripción y clasificación según el modo de falla, de las remociones en masa co-sísmicas ubicadas en la Península de Arauco. La observación de los sitios se hizo, principalmente en camioneta o a pie. Cabe mencionar que la zona oeste de la Península (acantilado costero), fue imposible acceder por la imposibilidad de conseguir transporte marítimo o aéreo.

- Se escogieron dos deslizamientos importantes localizados en Tubul, para un análisis a escala de detalle, con el objetivo de reconstruir los taludes afectados por RM. Esto para poder analizar los factores controladores de estos movimientos. En particular, en este trabajo se apoyó en el levantamiento topográfico de los deslizamientos con técnicas fotogramétricas y de escaneo láser (esta última se realizó entre el primer y segundo terreno por colaboradores de la Universidad de Concepción y OITEC).

- Se realizó un mapeo de macizo rocoso en el sector de Caleta Las Peñas, con la idea de obtener una idea general de la calidad geotécnica de los deslizamientos rocosos. Se eligió este deslizamiento debido a que la calidad del afloramiento era mejor en términos de meteorización y

crecimiento de suelo en comparación con los de la Caleta Tubul (presentaba menor grado de meteorización y vegetación).

- Muestreo de roca para la realización de ensayos geotécnicos de los deslizamientos ubicados en Tubul (Figura 30). A las cuales se les realizará una caracterización geotécnica básica, junto a ensayos de velocidad de onda, ensayos triaxiales y de corte directo. Estos últimos fueron realizados en el laboratorio de RM de la Universidad de Durham en un nuevo aparato que permite realizar ensayos monotónicos y cíclicos (con fases dinámicas).

- 3) Segundo terreno: Fue realizado en enero del 2015, y sus objetivos fueron apoyar en la fotogrametría de los deslizamientos a modelar, junto con una segunda toma de muestras en Tubul.
- 4) Trabajo de gabinete: Esta etapa incluyó el procesamiento de datos obtenidos para clasificar las RM detectadas, y en conjunto al material previo (geología, geomorfología, estructuras) elaborar un mapa en el software ARCGIS 10 de ESRI con la ubicación de las RM en la Península de Arauco, cuyo objetivo sería facilitar el análisis de los factores controladores de estos fenómenos con respecto al resto del área de ruptura.

En cuanto al segundo tema tratado en este trabajo, este se subdivide a su vez en cuatro etapas, detalladas a continuación:

- 1) IDIEM: Las muestras extraídas desde los deslizamientos de Tubul en la primera visita a terreno fueron procesadas en dependencias del IDIEM para la realización de ensayos UCS (no saturados), TX (saturados-CID) y de velocidad de onda de corte. Además, se recolectaron muestras para la realización de ensayos de carga puntual en el laboratorio de geotecnia del departamento de minas de la FCFM.

- 2) Recolección de material en Aysén y Las Melosas: Se realizó un muestreo en terrenos realizados durante los primeros días de enero del año 2016.
- 3) Trabajo en laboratorio en la Universidad de Durham: Durante una estadía de seis meses en el departamento de Geografía de la Universidad de Durham se realizó el procesamiento del material de los tres sitios muestreados que involucró una caracterización geotécnica básica (densidad, IP, granulometría), y la realización de ensayos de corte directo monotónico y dinámico. Las muestras tuvieron que ser selladas tomando los resguardos necesarios para que resistieran el viaje (Figura 1) y llegaran intactas. El plan de ensayos estuvo sujeto a la cantidad de material disponible. En el caso de Arauco se realizaron ensayos de corte monotónicos (drenados) en condiciones: remoldeadas - no saturadas (3), no perturbadas (talladas) - saturadas (4) y no perturbadas – no saturadas (11). Mientras que, fueron 10 los ensayos dinámicos realizados. En el caso de Aysén y Las Melosas los ensayos monotónicos drenados fueron realizados en condiciones remoldeadas no saturadas (6 y 4 respectivamente), que se mantuvieron para los ensayos dinámicos que fueron 2 para cada material.
- 4) Trabajo de gabinete: Posterior a la realización de los ensayos, se procedió al procesamiento y análisis de los datos obtenidos. Esta labor se ve reflejada en el capítulo IV de esta tesis (y anexos) que incluyó: la elaboración de curvas granulométricas para cada una de las muestras analizadas, gráficos de stress-strain para los ensayos monotónicos/cíclicos y gráficos de cambio de volumen para cada uno de los ensayos realizados. Además, se elaboraron modelos preliminares en el software SLIDE, de la ladera muestreada en la localidad de Tubul con los parámetros de resistencia obtenidos en este trabajo, y la superficie de la ladera (actual) establecida a partir del escáneo laser realizado entre el primer y segundo terreno.

Finalmente, se obtuvieron las discusiones (para ambas etapas) y conclusiones respectivas, las cuáles se ven plasmadas en los capítulos V y VI.



Figura 1: Embalaje de muestras enviadas al laboratorio de Remociones en masa de la Universidad de Durham (UK), para la realización de los ensayos de corte directo monotónicos y dinámicos.

Dentro de las limitaciones del trabajo se puede mencionar lo siguiente:

- En la primera etapa del trabajo, la baja calidad de las imágenes de Google Earth (dada la dimensión de las remociones en masa, en su mayoría superficiales), impidió el reconocimiento de algunas RM, que tuvieron que ser mapeadas durante el chequeo en terreno.
- La mayoría de los afloramientos eran de fáciles accesos, debido a ser una zona principalmente llana (planicie litoral), sin muchas cumbres a las que acceder. Sin embargo, el gran problema se presentó con los afloramientos presentes en la zona oeste de la Península, correspondiente a acantilados en los cuales hubiera sido necesario transporte a través de barcos o sobrevuelos en helicóptero.

- Debido a los alcances de este trabajo, el procesamiento de la fotogrametría y escaneo laser de los deslizamientos de Tubul no pudo ser realizado.

II. ANTECEDENTES

2.1 COMPORTAMIENTO MECÁNICO DE UN SUELO

En este capítulo se explicarán los conceptos básicos relacionados con el comportamiento mecánico de un suelo (esfuerzos, ruptura, ensayos para su caracterización) que permitirán trabajar de mejor forma los conceptos a desarrollar en los siguientes ítems de este trabajo.

De forma general los suelos presentan dos posibles mecanismos de ruptura, de acuerdo a observaciones experimentales y de terreno (Sáez, 2010):

- La ruptura por deslizamiento sobre una superficie
- La ruptura por plastificación de un suelo

Existen diferencias en cuanto a la definición de ruptura, ya que se encuentra la definición cinemática y aquella que reconocemos mediante la realización de ensayos de laboratorio empleados para medir la resistencia al corte de un suelo (Sáez, 2010). En el caso de los ensayos de corte, se traza una curva de deformación en función de la sollicitación. Podemos apreciar en la Figura 2 dos curvas de deformación versus stress de cizalle (comportamiento ideal), las que nos muestran variaciones de acuerdo a las características intrínsecas de estos suelos. Por ejemplo, podemos apreciar para la curva I un valor τ_{max} para luego llegar a un valor asintótico residual. Mientras que para la curva II observamos solamente la obtención de un valor máximo similar al valor residual de la curva I. Esto dependerá tal como se mencionó anteriormente de las características propias de cada suelo. Junto con esto, el criterio de rotura en suelos más difundida deriva del propuesto por Coulomb, que relaciona tensiones efectivas normales y tensiones tangenciales actuando en cualquier plano del suelo. Establece que, para un suelo saturado, la resistencia al corte viene dada por la expresión:

$$\tau = c + \sigma' \tan \varphi$$

II.1

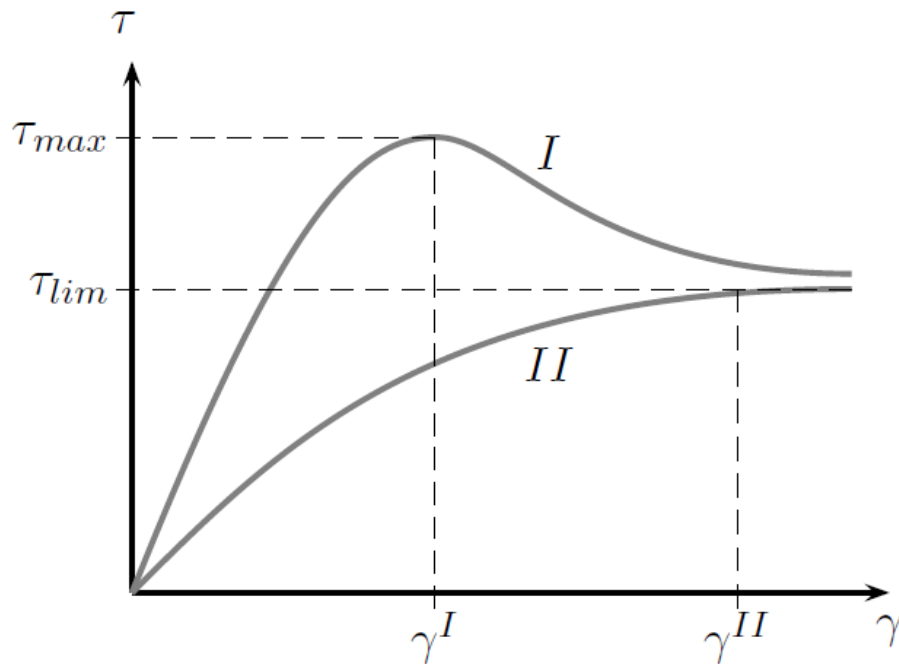


Figura 2: Gráficos Stress vs Strain para curvas ideales de dos ensayos distintos.

Por otro lado, los suelos van a presentar distintos comportamientos de acuerdo a la intensidad y forma en que se apliquen las cargas (Sáez, 2010). En el caso de los suelos saturados, la resistencia al corte obedece solo al esqueleto sólido ya que el agua no ofrece resistencia al corte. Es más, dependerá solamente de los esfuerzos efectivos al nivel de los contactos entre partículas. Nos referimos a esto cuando hablamos de comportamiento drenado y no drenado de un suelo, es decir, la forma en que evolucionaran los esfuerzos efectivos durante la carga.

El comportamiento drenado de un suelo se cumple cuando se verifica una de las siguientes condiciones durante la carga (Sáez, 2010):

- La aplicación de la carga es lo suficientemente lenta desde el punto de vista de la permeabilidad del suelo y de la longitud de la distancia de drenaje, de forma que no se produce un incremento importante de la presión de poros al interior del suelo.

- La duración de la aplicación de la carga ha sido suficientemente larga para disipar toda sobrepresión inducida al momento en el que se desea estudiar o medir el comportamiento del suelo.

2.2 CARACTERIZACIÓN DE RESISTENCIA AL CORTE DE UN SUELO

Para la determinación de los parámetros de la resistencia al corte de un suelo es necesario el trabajo en laboratorio, en donde se intenta aplicar cargas para reproducir el carácter drenado o no drenado del comportamiento que se desea estudiar (Sáez, 2010). En la práctica se deben controlar: (1) La posibilidad de drenaje; (2) La velocidad de aplicación de la carga.

Para este fin existen diversos tipos de ensayos posibles de realizar, sin embargo en este estudio nos enfocamos en dos tipos, que son los ensayos triaxiales, y los ensayos de corte directo (monotónico y dinámico), principalmente estos últimos. Los ensayos triaxiales realizados fueron en condiciones drenadas y saturadas (CID), mientras que los ensayos de corte también fueron ensayos drenados (saturados y no saturados). A continuación, se explica en detalle estos últimos ensayos.

2.2.1 ENSAYO DE CORTE DIRECTO

Es una forma muy utilizada para caracterizar los parámetros de ruptura de un suelo y en el caso de las muestras de Tubul con características de rocas blandas, corresponde al ensayo de corte directo, el cual posee una característica que lo distingue con respecto al ensayo triaxial, esta es que en el ensayo de corte directo el área de ruptura o superficie de falla está predefinida desde un principio (idealmente). En este trabajo se realizaron además de los ensayos de corte directo monotónicos, ensayos de corte dinámicos, los cuáles serán explicados más adelante. Existen distintas dimensiones de cámaras aptas para realizar este tipo de trabajo, que permite una amplia variedad de tamaño de granos a ensayar, y, por lo tanto, una amplia variedad de materiales posibles de trabajar, en la Figura 3 se muestran las máquinas de corte (monotónico y dinámico) utilizadas para los

ensayos realizados durante la estadía en la Universidad de Durham. Estas máquinas permiten muestras de 100x100x20 mm, por lo que generan una limitación en el tamaño de grano de las muestras a ensayar. Se suma a esta limitante, los valores máximos de carga axial y de corte (ambas se encuentran en el rango de los kPa) a las que pueden ser exigidas estas máquinas para que no sufran fallas al momento de realización de un test.

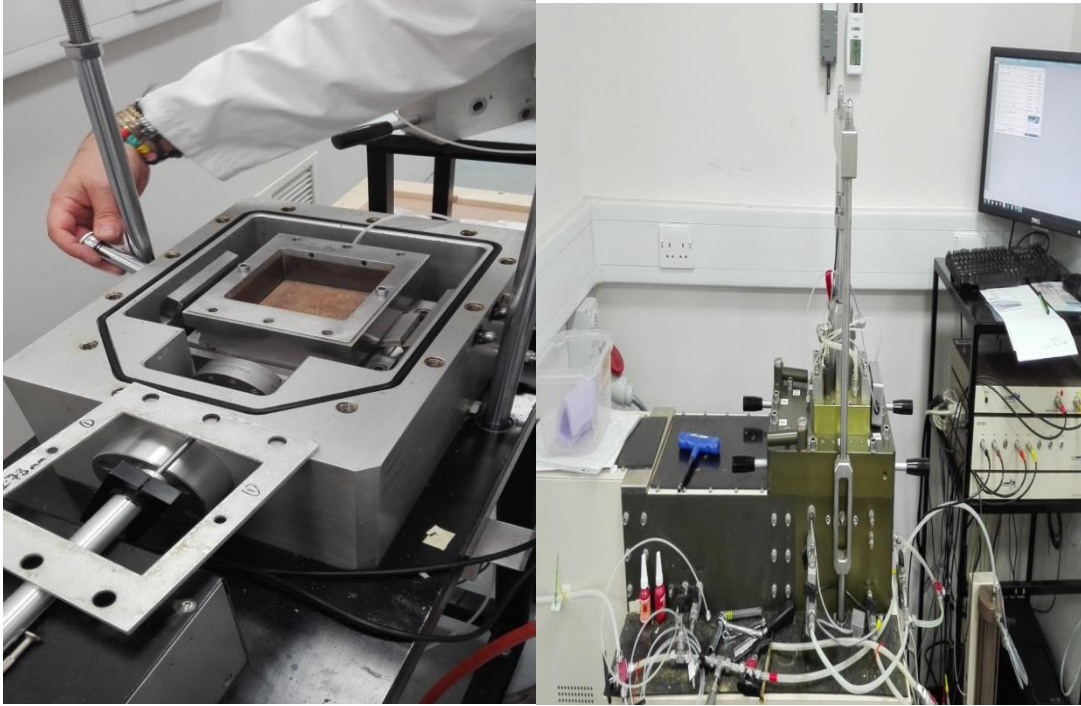


Figura 3: Izquierda: máquina de corte directo monotónico. Derecha: máquina de corte directo dinámico.

Al igual que en los ensayos triaxiales, las características intrínsecas de los suelos estudiados serán claves al momento de realizar un ensayo, y por lo tanto de los resultados que se obtengan. En este caso, el comportamiento será muy distinto dependiendo si corresponde a un suelo granular o arcilloso. Estas diferencias pueden ser reconocidas al momento de analizar el cambio volumétrico que puede sufrir una muestra, en particular si ésta se contrae o dilata durante la realización de un test (Figura 4).

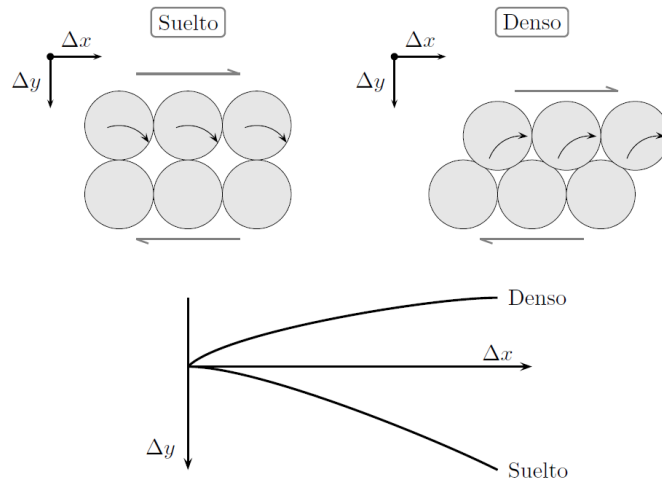


Figura 4: Ilustración de fenómeno de contracción y dilatación en granos con formas de discos en condiciones sueltas y densas. (Sáez, 2010)

Los ensayos de corte monotónicos y dinámicos poseen fases previas a la aplicación del esfuerzo de corte similares. En un principio se debe conocer la densidad que presentan las muestras a analizar (de preferencia in situ o en su defecto una estimación de ella), y si se realizarán ensayos con muestras no perturbadas o remoldeadas en condiciones saturadas, semi-saturadas o no saturadas. En cuánto este punto está saldado, se deberá montar el recipiente que soporta la muestra para comenzar con la etapa de consolidación, conociendo la masa y volumen de material a ensayar. En esta etapa, se debe conocer cuál(es) será(n) el(los) valor(es) de stress normal al que será sometida la muestra, esto depende de la cantidad de material disponible para la realización de estos ensayos y de la planificación previa realizada en pos de cumplir los objetivos del estudio. En general se realiza un mínimo de tres ensayos para que la curva que se obtenga a partir de los valores de ruptura tenga una mayor exactitud.

Culminando la etapa de consolidación, se da comienzo a la aplicación del esfuerzo de corte, es en este punto donde comienzan a diferenciarse ambos ensayos. En el caso de un ensayo monotónico solamente se aplica este esfuerzo hasta llegar a la deformación establecida (El equipo utilizado en Durham permitía un desplazamiento máximo de 20 mm, es decir un 20% de

deformación). Este esfuerzo se aplica a una tasa constante, que variará dependiendo del material y tiempo para ensayar. En este trabajo se utilizó una tasa de 0.1 mm/min para todos los ensayos monotónicos y en algunas etapas de los ensayos dinámicos. La idea es obtener un gráfico de deformación versus esfuerzo de corte como el de la Figura 2, para poder analizar el comportamiento del suelo y tomar valores peak y/o residuales para la elaboración de la envolvente de ruptura del material ensayado.

Como se mencionó anteriormente, en los ensayos dinámicos las etapas previas a la aplicación del esfuerzo de corte son similares a los ensayos monotónicos. Sin embargo, existen algunas diferencias en esta etapa que deben ser mencionadas. Junto con esto, las máquinas aptas para la realización de los ensayos dinámicos presentan características extras que permiten este tipo de labor. En la Figura 5 se aprecia la composición interna del modelo utilizado en la Universidad de Durham. Dentro de los supuestos utilizados en este tipo de ensayos es que la aplicación de cizalle directo es el más representativo de las condiciones en que se encuentra un talud durante una ruptura planar o traslacional (Brain et al., 2015). Cabe mencionar que para la realización de un ensayo dinámico se debe definir primeramente un nivel de stress normal base al que se realizará el ensayo, el que se elegirá dependiendo de los resultados de los ensayos monotónicos o de las condiciones físicas en que se encuentran sometidas los materiales a ensayar en sus respectivas laderas. Luego de la aplicación del esfuerzo normal durante la consolidación, la sección superior es levantada para crear un “espacio de cizalle” en el cual es posible aplicar el corte (mismo paso es aplicado en los ensayos monotónicos). Es en este momento cuando se comienza a aplicar el esfuerzo de corte a una tasa constante al igual que en los ensayos monotónicos. Este tipo de máquinas ha sido modificado con la idea de poder controlar en todo momento la presión de poros y la aplicación de un stress de cizalle y normal dinámico durante cierta parte del ensayo. Además, permite la realización de ensayos saturados en los que se controla en todo momento la presión de cámara ejercida mediante transductores ubicados en el interior de la cámara que poseen una precisión de 1.0 kPa, mientras que la

medición de la presión de poros presenta una precisión de 0.1 kPa (Brain et al., 2015). De igual manera existen niveles máximos de exigencia para las cargas axiales y de cizalle los cuáles son controlados mediante celdas de carga. (carga axial/normal ≤ 25 kN; carga horizontal/cizalle ≤ 10 kN)

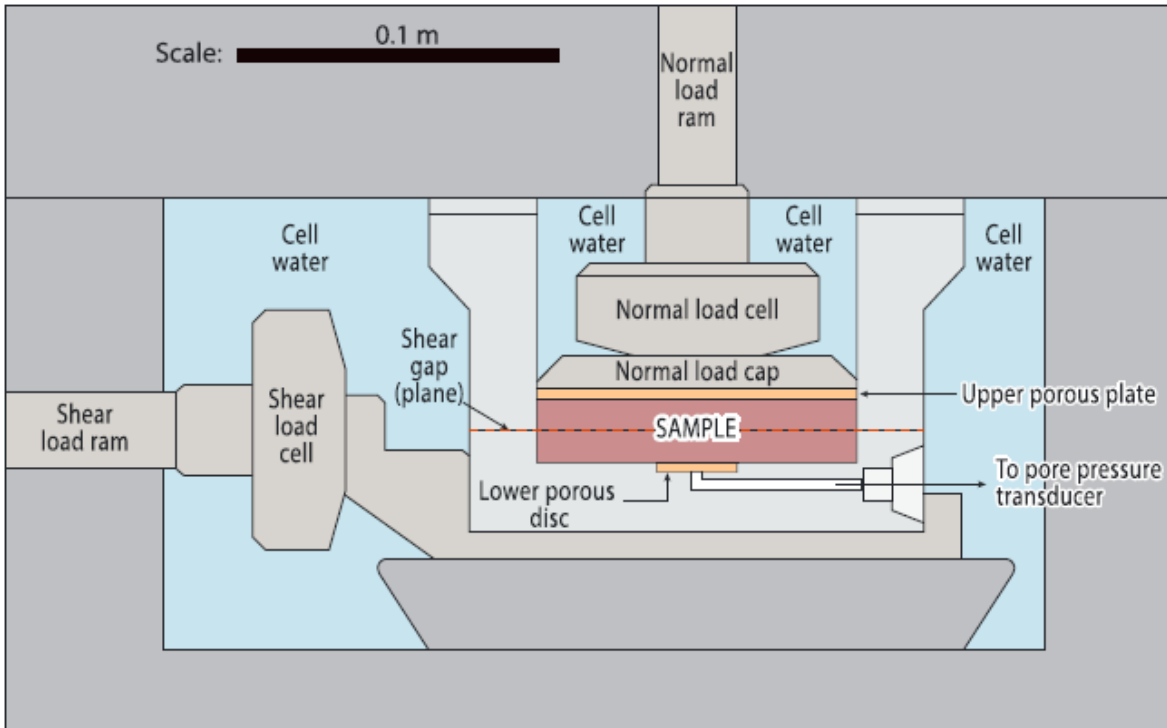


Figura 5: Composición interna de la celda de aplicación de los ensayos dinámicos, DynBPS sus siglas en inglés (“Dynamic Back-Pressured Shearbox”). (Brain et al., 2015)

La fase de aplicación del esfuerzo de corte durante un ensayo dinámico podrá tener múltiples divisiones dependiendo del plan de trabajo. Es decir, se podrán realizar diferentes fases dinámicas con parámetros similares o variables, y por ende diferentes fases monotónicas. El punto de partida de una fase dinámica puede estar definida por una cantidad de deformación específica o un nivel de stress de cizalle definido desde la envolvente de ruptura (porcentaje de valores peak o residual). Las fases dinámicas presentan una nueva herramienta que puede ser fundamental en la investigación del comportamiento de los suelos y rocas blandas durante terremotos o algún otro esfuerzo variable al que puede estar sometido. Dentro de los parámetros disponibles para aplicar y modificar durante una fase dinámica, se encuentra la frecuencia (onda sinusoidal)

deseada para la aplicación de los esfuerzos normales y de cizalle, los cuales pueden ser a su vez aplicados de forma separada o en fase. Este factor es una de las grandes ventajas que entrega la DynBPS, ya que permite colocarnos en distintos escenarios de aplicación de esfuerzos dinámicos, pudiendo realizar infinitas combinaciones de stress de cizalle/normal, abriendo aún más el abanico de opciones a analizar. Otro parámetro modificable es la amplitud que debe tener cada uno de los esfuerzos durante esta etapa, es decir el rango máximo que alcanzará nuestra senoide desde el nivel de stress base escogido (estos valores máximos y mínimos van a estar controlados además por el tipo de material ensayado y la ocurrencia de ruptura). Finalmente, es posible calcular el tiempo durante el cual se ejercerán estos esfuerzos, al escoger el número de ciclos que tendrá cada fase dinámica. Por ejemplo, una fase dinámica de 100 ciclos a una frecuencia de 1 Hz tendría una duración de 100 s. Luego de terminar una fase dinámica, se puede aplicar si es que uno así lo desea una nueva fase monotónica a una tasa constante de stress de cizalle hasta el final del ensayo, o aplicar más fases dinámicas a distintos o al mismo nivel de stress, modificando los parámetros deseados a analizar.

En la Figura 6 se aprecian los resultados que se pueden extraer de los ensayos dinámicos. Es importante mencionar que aún no se conocen todos los alcances y beneficios que puede aportar este tipo de ensayos a la caracterización de rocas blandas y suelos a distintas sollicitaciones (sísmicas o no), ya que nos entrega un mundo de variables posibles de combinar, los que dependiendo de cada investigación deben ser elegidos con cuidado para obtener resultados analizables y comparables en algún punto.

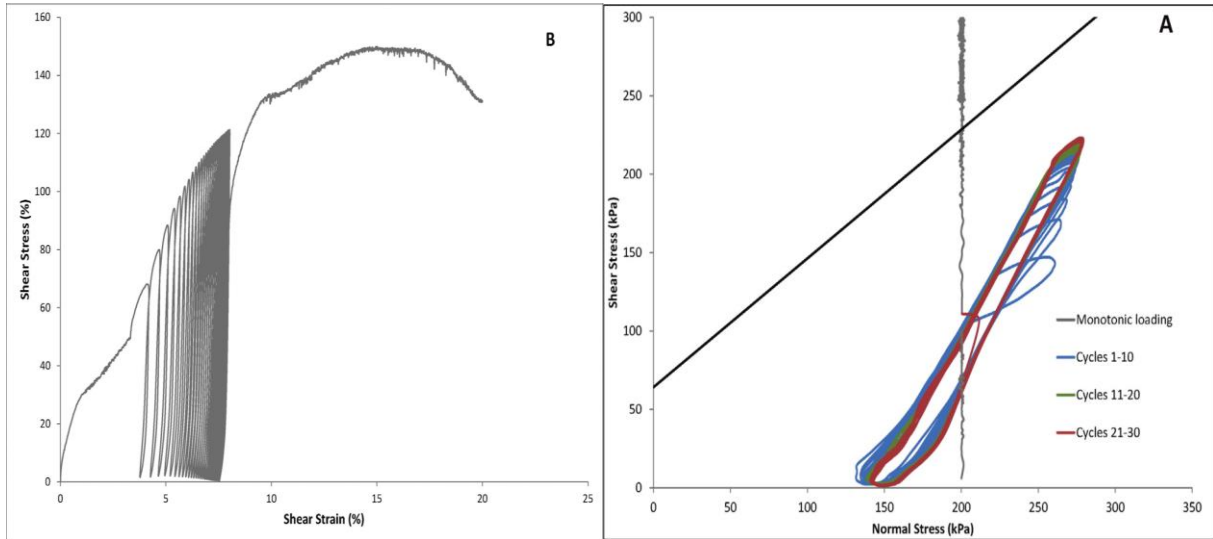
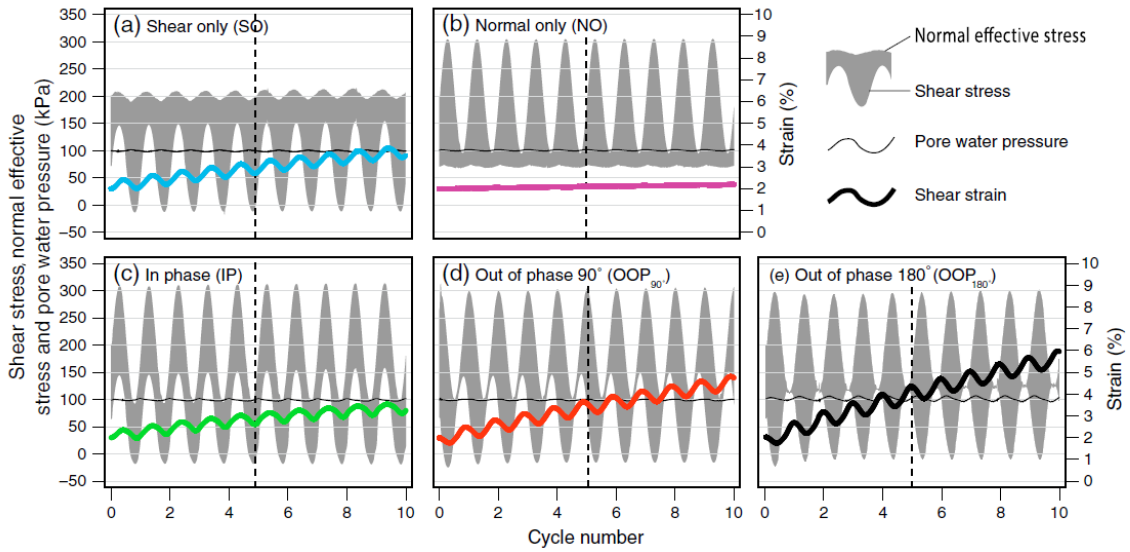


Figura 6: Arriba: Ejemplo de fases dinámicas con distintas combinaciones de stress de cizalle y normal. (Brain et al., 2015). Abajo izq: Ensayo dinámico en muestra de la Ignimbrita de Pudahuel. Der: Comparación de ciclos dinámicos con respecto a la envolvente de ruptura de muestras de la Ignimbrita de Pudahuel. (Sepúlveda et al., 2016)

2.3 REMOCIONES EN MASA GENERADAS POR TERREMOTOS

Los terremotos constituyen junto a las precipitaciones, el grupo de agentes desencadenantes principales de RM, mientras que de forma secundaria se encuentran erupciones volcánicas y actividad antrópica, entre otras.

Muchos investigadores han estudiado zonas afectadas por terremotos que desencadenaron RM. Uno de los principales trabajos realizados, es el de Keefer (1984) el cuál ha sufrido actualizaciones con el transcurso de los años. En este estudio se analizaron distintas características de los terremotos y RM provocadas por 40 eventos históricos documentados, ubicados en distintos ambientes geológicos, que permitieron obtener interesantes conclusiones. De forma general identificó 14 tipos de RM posibles de generar por este factor, las cuales en orden de abundancia se podrían ordenar de la siguiente forma: caídas de roca, deslizamientos de suelos en materiales disgregados, deslizamientos de roca, extensiones laterales, slumps de suelo, deslizamientos de suelo traslacionales, avalanchas de suelo, caídas de suelo, flujos de suelo rápidos, slumps de roca, deslizamientos subacuáticos, flujos de tierra lentos, deslizamientos de rocas profundos y avalanchas de roca.

Una de las características más estudiadas en este tipo de situaciones, es el área afectada por las RM. Partiendo de la premisa de que a una mayor intensidad del sismo, mayor debería ser el área afectada, muchas investigaciones han determinado que esto no siempre ocurre así, ya que influyen otros factores, como el tipo de roca, profundidad del terremoto, y altura y ángulo de las laderas, entre otros. Sin embargo, a partir de los datos recopilados, Keefer encontró una relación entre magnitud y área afectada por terremotos que es muy utilizada y que se puede apreciar en la Figura 7.

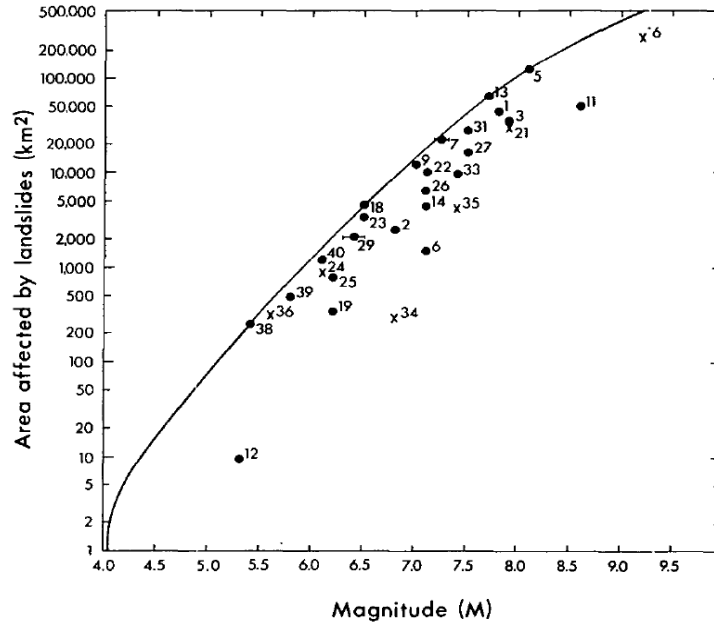


Figura 7: Relación entre Magnitud de 40 terremotos históricos versus el área afectada por las RM generadas. Modificado de Keefer, 2004.

De la figura se aprecia que el límite inferior de área afectada se asocia con la magnitud $M = 4.0$, que es considerada la mínima magnitud posible de generar RM, sin embargo existen reportes de RM detonadas a menores magnitudes (Keefer, 1984). Como se observa en la Figura 7 el límite superior se encuentra con 500.000 km^2 a una magnitud de $M = 9.2$. Una de las características que descubrió Keefer (1984) que afecta el área influenciada es la distancia focal del terremoto, ya que, para terremotos de gran profundidad dependiendo de su distancia focal, la propagación de los movimientos pueden abarcar grandes distancias.

Es importante mencionar que los deslizamientos generados por terremotos han sido documentados desde al menos el año 373 antes de cristo y han generado decenas de miles de muertes y pérdidas económicas millonarias en el último siglo (Seed, 1974). En la actualidad, Esposito et al., (2013) a partir de una recopilación de información acerca de eventos sísmicos ocurridos en los últimos 300 años en la zona central de los Apeninos, ellos pudieron establecer relaciones de distancia entre el epicentro y las RM, en base a la intensidad ESI (“Environmental seismic intensity”) (Michetti et al., 2007) de cada sismo. Se analizaron 12 terremotos con magnitudes que varían entre 5.7 y 7.2 Mw con sus

RM respectivas, considerando la menor periodicidad de eventos de magnitud mayor a 6.5. Los resultados muestran correlaciones positivas entre intensidad y distancia ($R^2 > 0.8$) para los deslizamientos, mientras que para las caídas de roca se aprecia que a mayor distancia de generación de este tipo de RM se necesitan mayores intensidades, aunque la correlación es menos evidente, hecho que puede estar controlado por variaciones litológicas y morfológicas (Michetti et al., 2007).

En las últimas décadas distintos tipos de terremotos en cuanto a magnitudes, profundidades y ambiente geológico han generado una gran cantidad de remociones en masa en el planeta, motivando la realización de interesantes trabajos de investigación. El 21 de septiembre de 1999, el terremoto de Chi Chi ($M = 7.3$) generó más de 10.000 deslizamientos de distintos tipo en el cordón montañoso en el centro de Taiwan (Khazai & Sitar, 2004), este número fue revisado por Dadson et al., (2004) identificando y clasificando más de 20.000 RM. El área afectada por RM fue cercana a los 11.000 km² (Khazai & Sitar, 2004) y se ubicaron en rocas sedimentarias terciarias, conocidas por su alta susceptibilidad a este tipo de eventos. Un valor menor al 1% de las RM desencadenadas superaron los 0,1 km² (Khazai & Sitar, 2004), dentro de las cuales se encuentran los deslizamientos de Tsao-Ling y Juo-Feng-Err-Shan. Los datos de este trabajo fueron comparados en términos (Khazai & Sitar, 2004) de distribución, características de las rocas y laderas afectadas, entre otras con eventos previos ocurridos en California, USA (Loma Prieta, 1989 y Northridge, 1994), destacando la diferencia en la distribución de los ángulos de las pendientes afectadas. En el caso de Chi-Chi, un 90% de las fallas ocurrieron en laderas de ángulos superiores a 45°, mientras que en California el 80% de las fallas ocurrieron en pendientes menores a 50.

El año 2008, un terremoto de magnitud 7.9 golpeó la localidad de Sichuan, China. El área de ruptura de este terremoto fue cercana a los 270 km² (Chigira, Wu, Inokuchi, & Wang, 2010) generando una amplia zona afectada, mayor a los casos de Chi-Chi (Shou & Wang, 2003), Mid-Niigata en Japón (Chigira & Yagi,

2006) y al norte de Pakistán (Sato et al., 2007). Se generaron un gran número de RM que mataron a más de 69.000 personas (Chigira et al., 2010), considerándose una de las peores catástrofes montañosas del último siglo. Dentro de las RM identificadas se clasificaron, principalmente, deslizamientos superficiales y en menor cantidad deslizamientos profundos, además de caídas de rocas, y flujos de detritos (Figura 8). Además, fue posible reconocer efectos de amplificación topográfica en los cerros afectados por grandes desprendimientos de suelo y roca.

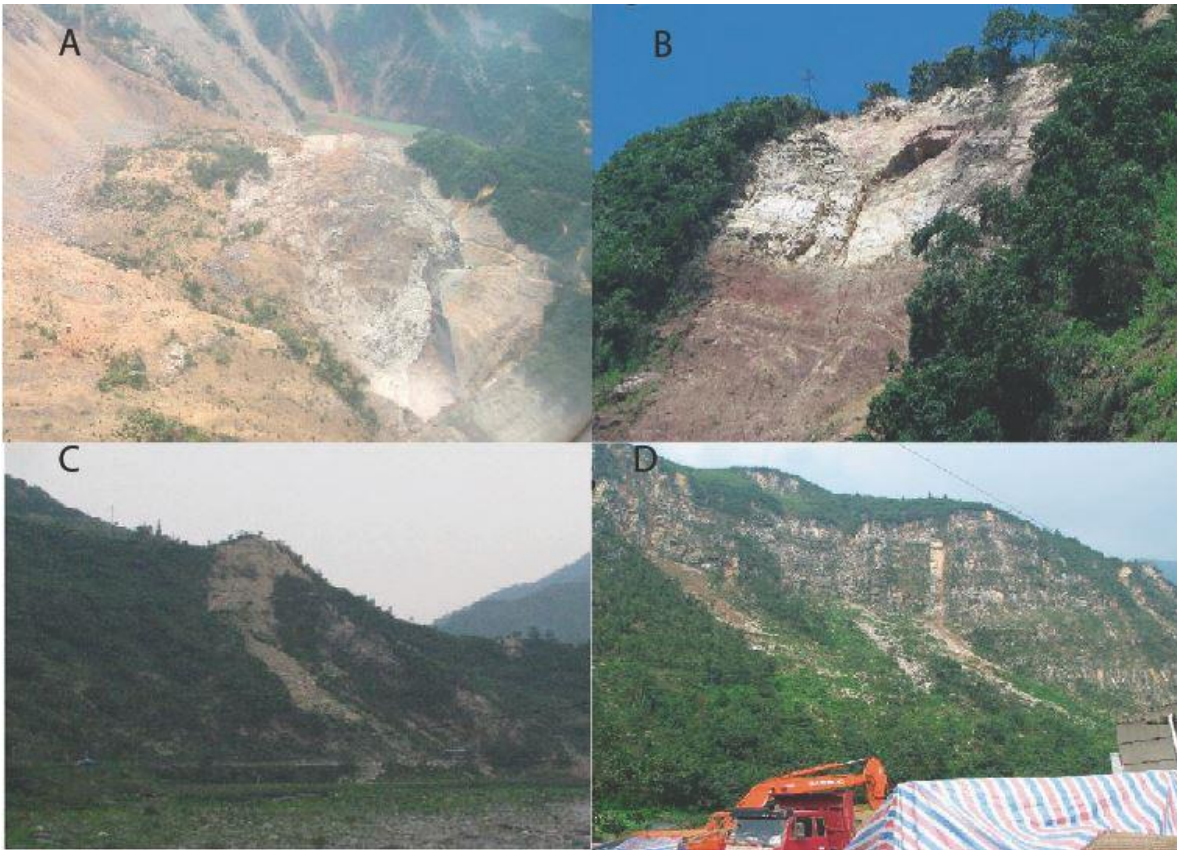


Figura 8: RM ocurridas con el terremoto de Wenchuan. A: Deslizamiento de Tangjiashan que generó un represamiento. B: Deslizamiento superficial en una arenisca sobre lutita. C: Fallamiento en cimas de cerros. D: Caídas de roca. Modificado de Chigira et al., 2010.

Otro de los eventos importantes estudiados fue el ocurrido el 8 de octubre de 2005 en la localidad de Kashmir al norte de Pakistán el cual tuvo una magnitud de 7.6 y se generó a 26 km de profundidad (Owen et al., 2008), ocupando fallas inversas preexistentes activas, las cuales sufrieron una deformación predominante en la dirección horizontal del bloque colgante. Este movimiento

habría generado más de 2000 RM (Sato et al., 2007) matando cerca de 86.000 personas y dejando más de 69.000 heridos, considerándose uno de los eventos más fatídicos ocurridos en el centro de Asia. En esta ocasión las zonas más afectadas por RM cosísmicas se asociaron a 6 configuraciones geológicas-geomorfológicas-antropogénicas características (Owen et al., 2008), siendo la que tuvo un mayor porcentaje de deslizamientos la zona con mayor construcción de caminos, es decir, consecuencia de la remodelación de laderas (factor antropogénico). Uno de los deslizamientos que destaca en este terremoto es la avalancha de detritos de más de 80 millones de metros cúbicos que arrasó con villas y bloqueó afluentes de ríos generando dos nuevos lagos. Esta avalancha generó una “cicatriz” de más de 1 km de largo, 200 m de ancho y entre 60-80 m de profundidad, mientras que sus depósitos alcanzaron espesores de 130 m y es posible reconocer la formación de hummocks (Figura 9). Otro de los tipos de RM detectadas en esta ocasión fueron caídas de roca, junto a deslizamientos de roca y detritos con una componente traslacional. El número de remociones excede ampliamente eventos previos como los ocurridos en Garhwal (Barnard, et al., 2001; Owen et al., 2008), con magnitudes de 7.1 y 6.6 a profundidades de 20 y 15 km aprox., respectivamente. Esto podría sugerir un punto crítico en la relación entre la magnitud y profundidad necesaria para generar remociones en masa a gran escala.



Figura 9: Deslizamiento de Hattian en terremoto de Kashmir, Pakistán. A: Imagen “Quickbird” de un evento previo para reconocer la naturaleza de la ruptura. B: Zona de ruptura. C: Superficie de los depósitos con formación de hummocks, el círculo negro encierra a dos personas con motivos de escala. Modificado de Owen et al., 2008.

La zona de Sichuan en China, es sin duda un área con alta actividad sísmica, esto queda comprobado ya que solo cinco años después del terremoto de Wenchuan, un nuevo movimiento sísmico ocurrió a lo largo de la zona de falla de Longmen Shan (Tang et al., 2015). Este tuvo una magnitud 7.0 Ms y su epicentro se ubicó 100 km al SW de la ciudad de Chengdu, lugar del epicentro del terremoto de Wenchuan, utilizando fotos aéreas tomadas post-terremoto y trabajo en terreno, identificaron y clasificaron 3810 RM cosísmicas. Sin embargo, el área afectada es menor en comparación al terremoto de Wenchuan. Principalmente, se detectaron caídas de roca y deslizamientos disgregados en taludes empinados. Analizando distintos factores como PGA, distancia a la zona de ruptura entre otros, se identificó que la mayor concentración de deslizamientos se encontraba a una distancia cercana a los 5 km desde el epicentro, por otro lado,

las rocas más afectadas por RM fueron areniscas y fangolitas meteorizadas y fracturadas. Además, no se encontró una influencia importante en la ubicación de las remociones con respecto al bloque colgante y yacente de la falla principal, a diferencia de lo ocurrido el 2008 (Tang et al., 2015). El año 2004 la localidad de Mid Niigata en Japón fue golpeada por un terremoto de magnitud 6.8 con un número importante de réplicas (16 de magnitud mayor a 4.4) (Chigira & Yagi, 2006), la profundidad de este evento fue de 13 km por debajo del pueblo de Kawaguchi. Este sismo generó 1353 RM, principalmente deslizamientos superficiales en pendientes empinadas. Este estudio permitió determinar que las RM generadas se debieron a la reactivación de deslizamientos previos y la removilización de sedimentos ubicados en los valles.

Entre los casos más actuales se encuentran el año 2011 el terremoto que azotó a la costa pacífica de Japón (Tohoku) y el 2013 en Minxian-Zhangxian, China. El primero con magnitud 9.0 Mw (sismo de subducción) (Wartman et al., 2013), con una zona de ruptura localizada al noreste de Tokyo, inmerso en la fosa, que se caracteriza por ser activa sísmicamente (Koketsu et al., 2011). Este sismo generó un total de 3477 RM detectadas con trabajo en terreno y análisis de imágenes satelitales de alta resolución (Wartman et al., 2013). Más del 80% de estos eventos ocurrieron en rocas neógenas-cuaternarias por sobre rocas pre-neógenas y fueron principalmente deslizamientos disgregados junto con extensiones laterales (Wartman et al., 2013). Sedimentos aportados por la movilización de depósitos afectaron caminos, modificaron redes de drenajes y dejaron taludes sin cobertura. Un dato importante es que mediciones de lluvia del año previo al terremoto, realizadas en estaciones a lo largo de la zona afectada, muestran que el terremoto se generó en una época de baja precipitación, corroborando lo apreciado en terreno, pues los materiales afectados por deslizamientos se encontraban en condiciones secas (Wartman et al., 2013). Por otro lado, en China el 22 de julio del 2013 un terremoto 6.6 Ms (Xu et al., 2014) golpeó el área entre los condados de Minxian y Zhangxian. Sin embargo, el movimiento que generó más impacto ocurrió un día después con una magnitud de 5.9 Mw (Profundidad de 10 km., mientras que el primer movimiento tuvo una

profundidad de 20 km.) y que tuvo una réplica importante de magnitud 5.6 Mw (Xu et al., 2014). Este evento desencadenó más de 2000 RM, dominadas por caídas de suelo de menor tamaño, deslizamientos y toppling en escarpes de loess. También ocurrieron fracturamientos más profundos, aunque en menor cantidad. La gente afectada fue cercana a las 780.000 personas. Correlaciones realizadas entre el número/densidad de estos movimientos de tierra y roca con la distancia al epicentro sugiere una intensificación del carácter cosísmico en su generación. Además, se verificó que la relación entre magnitud y número de RM es mayor que el promedio para eventos sísmicos similares.

Acercándonos a nuestra realidad, la historia de Chile ha estado acompañada de grandes sismos y por ende eventos de RM asociados. Existen notas y algunas estimaciones de magnitudes desde el año 1562 hasta el gran terremoto de 1960 que abarcó desde Concepción a Chiloé y tuvo una magnitud 9.5 Mw (Lomnitz, 2004), este es el terremoto más grande en la historia, (documentada al menos) sin embargo, no existen inventarios detallados de estos eventos que permitieran aumentar la base de datos de RM en nuestro país. Un trabajo interesante realizado hace un par de años (que no es un inventario), es la memoria de Casas (2006), la cual a partir de análisis de estabilidad en dos laderas afectadas por deslizamientos estimo los parámetros de aceleración del sismo del año 1958 ocurrido en la zona del Cajón del Maipo (Anexo C). El único inventario relacionado a un sismo cortical en Chile, corresponde al trabajo de Serey (2011), el cuál identificó 538 RM generadas por el enjambre sísmico que afectó al fiordo de Aysén el año 2007, y más reciente aún es el trabajo de Escobar (2013), enfocado en el terremoto del Maule del 2010, ubicado en la zona de subducción chilena, y que también es uno de los casos a analizar en mayor detalle, en especial la zona de Arauco, que presentó una densidad anómala de RM con respecto al resto del área de ruptura.

III. ANÁLISIS REMOCIONES EN MASA GENERADAS POR TERREMOTO DEL 2010 EN LA PENÍNSULA DE ARAUCO

3.1 ANTECEDENTES

3.1.1 GENERALIDADES

El marco tectónico del antearco del sur de Chile está controlado por la subducción de la Placa de Nazca por debajo de la placa Sudamericana a una tasa actual de 6,6 cm/a, en dirección N77°E (Angermann et al., 1999). Esto representa un incremento de la edad de la placa hacia el norte de ca. 1 Ma/100 km en la fosa (Tebbens et al., 1997). La característica del antearco e intraarco andino, entre los 33° y 45°S, estuvo dominada por cuencas extensionales marinas-continentales durante el Oligoceno-Mioceno Temprano, con bajos relieves y bajas tasas de exhumación (Melnick et al., 2006). Estas cuencas se invirtieron y fueron alzadas durante el Mioceno (Becerra et al., 2013; Folguera et al., 2006; Hackney et al., 2006; Radic et al., 2002), contemporáneo a la transpresión y exhumación de los Andes (16 a 10 Ma) (Becerra et al., 2013; Melnick & Echtler, 2006)

3.1.2 UBICACIÓN Y ACCESO

La Península de Arauco se ubica en la VIII Región del Bío Bío, entre los 37°09' y 38° de latitud sur y 73°41' y 73°,11' de longitud oeste (Figura 10). Hacia el Norte de la Península se encuentran las ciudades de Lota y Concepción entre otras, mientras que hacia el sur destacan Lebú y Cañete. Hacia el este de la Península se encuentra la Cordillera de Nahuelbuta, rasgo característico de la Cordillera de la Costa en esta latitud. En este trabajo se abarca desde el límite norte de la Península hasta el meridiano 37°40' aproximadamente (Norte de Curanilahue).

Las vías de acceso a la Península son varias, y se detallan en la Figura 10. Desde la Ruta 5 (en sentido N-S) se puede tomar la ruta 152 para luego en Penco, acceder a la ruta 150 hasta Concepción y luego tomar el camino costero hasta

Arauco (Ruta 160). Además, es posible tomar desde la ruta 5, la autopista 148 directo hasta Concepción y luego nuevamente el camino costero hasta la Península. En terreno, la mayoría de los afloramientos visitados fueron de fácil acceso, mediante las carreteras locales reconstruidas post terremoto. Sin embargo, los puntos ubicados en la zona occidental de la Península son de difícil acceso, debido a que es una zona de acantilados.



Figura 10: Ubicación zona de estudio (cuadrángulo rojo) y principales vías de acceso. Modificado de mapa base del software ARCGIS 10 de ESRI y software Google Earth.

3.1.3 MARCO TECTÓNICO

Dentro de las características morfológicas más importantes en la Placa de Nazca entre los 35°-40°S se encuentra la Zona de Fractura Mocha (ZFM) (Figura 11) que intersecta la fosa ligeramente al sur de los 38°S. (Geersen et al., 2011) Junto con la Zona de Fractura de Valdivia (ZFV), la ZFM separa corteza oceánica joven (0-25 Ma.) por el sur, de corteza oceánica más antigua (30-35 Ma.) hacia el norte (Geersen et al., 2011). Además, como rasgo del océano se encuentra el Chile

Rise (CR), que es un centro de expansión que colisiona con el margen a los 46,5°S, y el ridge de Juan Fernandez (hot spot submarino) que intersecta el margen a los 33°S. (Melnick, et al., 2009). En el sector continental, las estructuras más prominentes corresponderían a la zona de falla del Bío-Bío al norte de la Península, y la zona de falla de Lanalhue por el sur de la Península (Glodny et al., 2008), separando la serie oeste de la serie este del basamento metamórfico (Figura 11).

Estructuralmente, la Península de Arauco corresponde a una zona de antearco alta donde la plataforma continental emergió a alturas sobre los 400 m s.n.m, (Melnick et al., 2009) hecho que se denota en rocas marinas Cenozoicas altamente deformadas. El frente de antearco activo entre los 37°-41°S se encuentra segmentado en varios sectores tectónicos, y que en muchos casos está asociado a zonas de rupturas de grandes terremotos, o estructuras heredadas no asociadas a eventos sísmicos (Rehak et al., 2008).

Por otro lado, información obtenida desde perfiles sísmicos y afloramientos costeros indican que rocas eocenas a pliocenas tempranas sufrieron eventos de extensión, mientras que rocas pliocenas en adelante evidenciaron eventos compresivos, por la presencia de estratos de crecimiento adyacentes a fallas inversas con actividad sísmica (Melnick & Echtler, 2006). Por otro lado, el relleno de la fosa debido a la erosión de los glaciares de la Cordillera de los Andes, y la disminución constante de la convergencia de las placas modificó este segmento del margen continental de erosivo a acrecionario durante el Plioceno (Melnick & Echtler, 2006). Estas constantes modificaciones de régimen acrecionario a erosivo y viceversa en la zona de estudio, habrían generado variados eventos de alzamientos y subsidencia que han quedado grabados en las secuencias de la Península (Melnick & Echtler, 2006; Rehak et al., 2008)

Son cuatro los segmentos morfotectónicos reconocidos en la zona de estudio y fueron definidos por Geersen et al, (2011) a partir del análisis de la batimetría y secciones sísmicas del antearco marino. Estos segmentos corresponden a: Norte de Concepción, Sur de Concepción, Nahuelbuta y Toltén (de N a S) (Figura 12).

Los dos primeros muestran estructuras compresivas y crestas (ridges) sobre la parte superior del talud continental, y estructuras extensionales en el segmento Sur de Concepción (Becerra, 2012; Geersen et al., 2011). La extensión resultaría del colapso gravitacional del antearco marino debido a los procesos de acreción basal, también propuesto para el segmento de Toltén (Geersen et al., 2011): El segmento de Nahuelbuta destaca por su morfología controlada por estructuras transpresivas, provocadas por el efecto *buttress* de la microplaca de Chiloé (Becerra, 2012; Melnick et al., 2009), en este segmento se hospeda la Cuenca de Arauco.

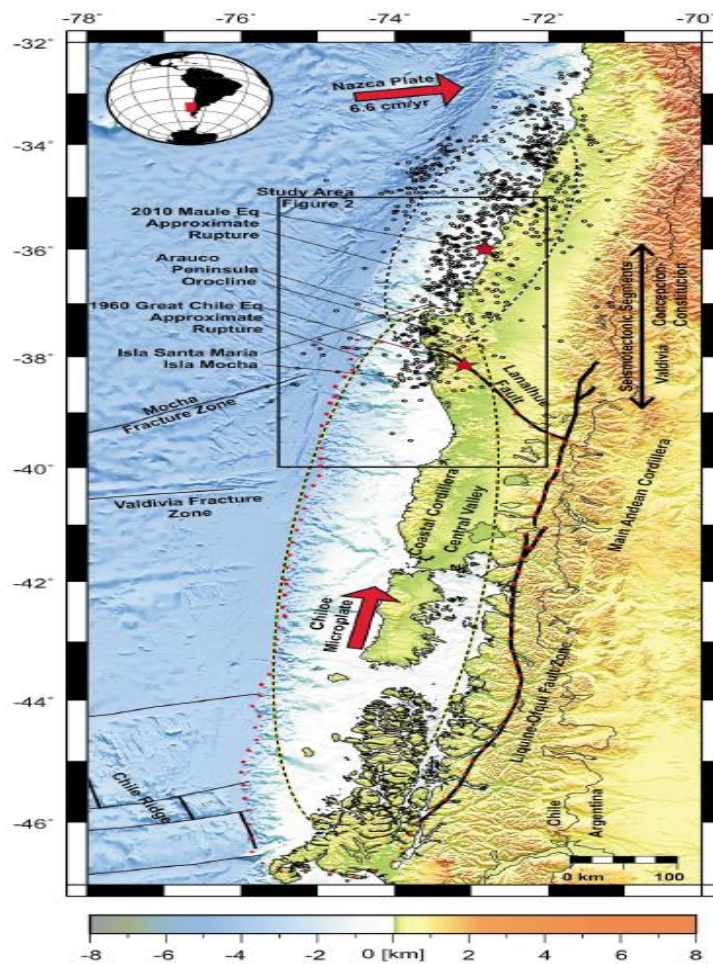


Figura 11: Configuración tectónica y rasgos estructurales más importantes de la Península de Arauco y cercanías. Modificado de Geersen et al., 2011

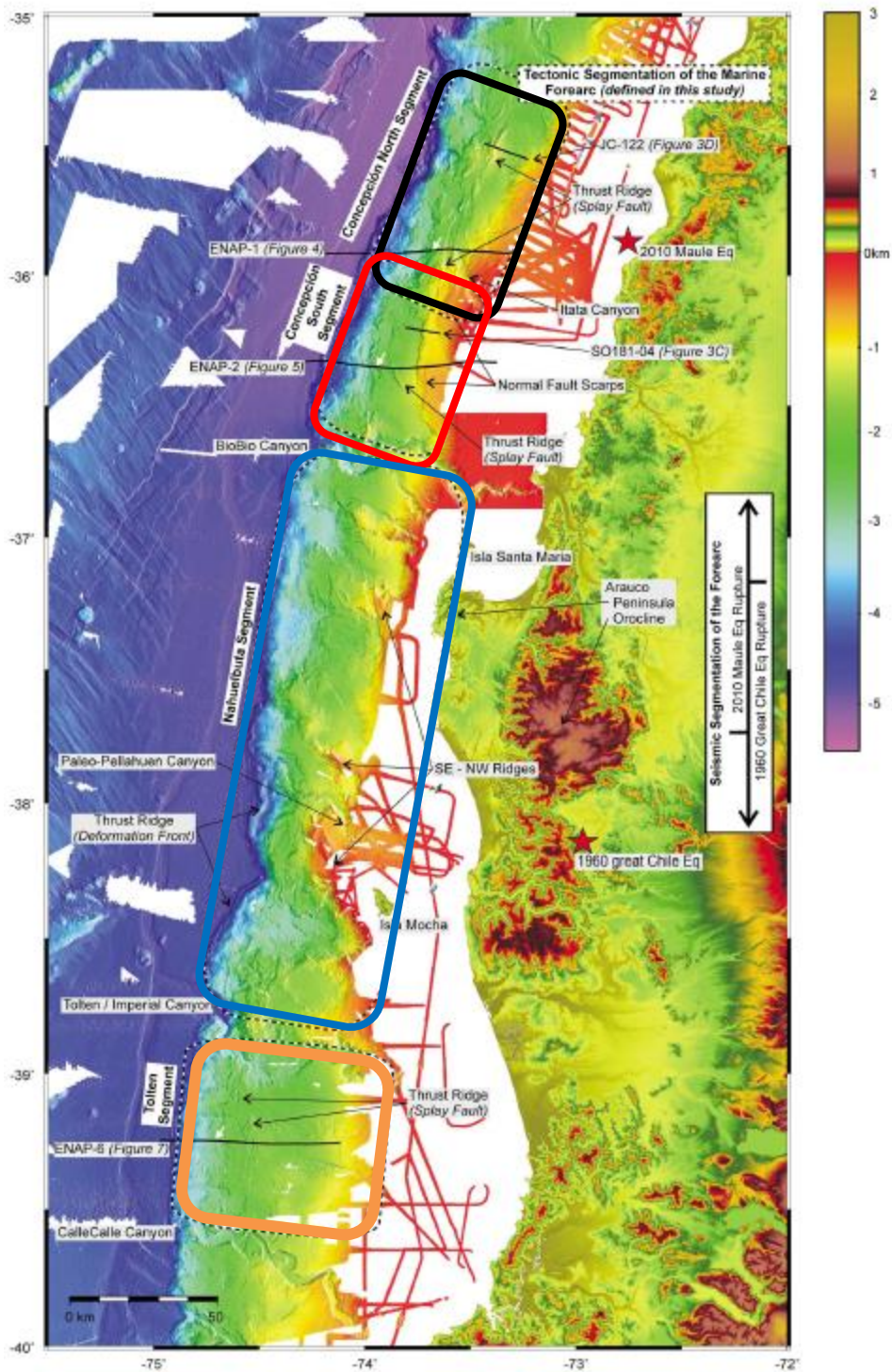


Figura 12: Segmentos morfotectónicos, modificado de Geersen et al., (2011). Segmento Concepción Norte (negro), Concepción Sur (Rojo), Nahuelbuta (Azul) y Toltén (Naranja).

3.1.4 MARCO SISMOLÓGICO

El hipocentro del sismo del 27 de febrero o lugar donde se inició la ruptura, se ubicó en las coordenadas geográficas $36^{\circ} 17' 23''$ S y $73^{\circ} 14' 20''$ W a una profundidad estimada de 30 km (Figura 13).

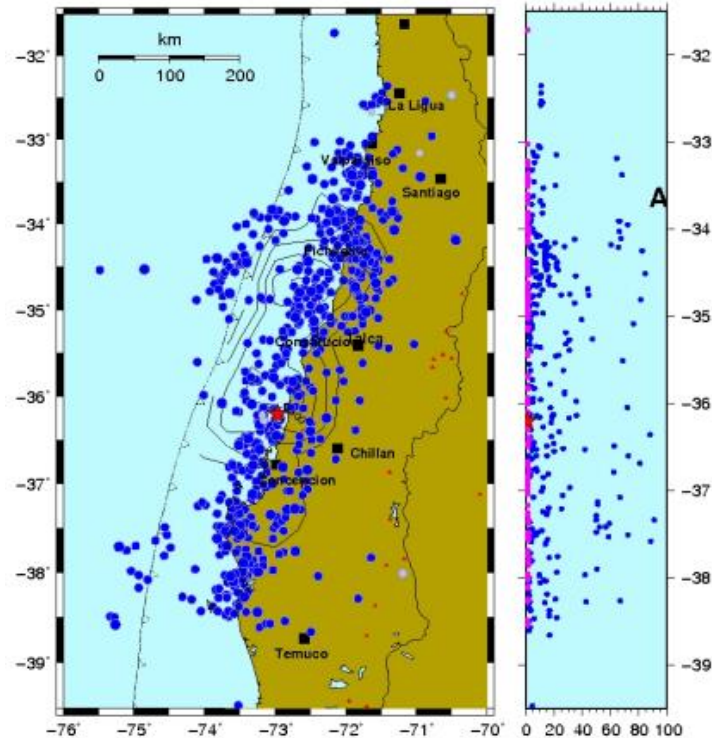


Figura 13: Epicentro (color rojo). Réplicas con magnitud >4.7 (color violeta las del primer día y azules las posteriores) y zona de ruptura asociada al terremoto del día 27 de febrero de 2010 en la zona centro-sur de Chile. (Barrientos, 2010).

La zona de ruptura tiene una extensión de ca. 450 km. De extensión norte sur y 150 km. De ancho (Barrientos, 2010), con un desplazamiento superior a 10 m. (Figura 13). Según el Servicio Sismológico, debido a la extensión que tuvo el terremoto, es común que la ruptura no ocurra simultáneamente en toda el área, sino que parta del hipocentro y luego se propague a una velocidad del orden de 2.5 a 3.5 km/s. Posteriores estimaciones del tiempo que demora en propagarse las rupturas a lo largo de la falla están en el orden de 110 s (Barrientos, 2010).

Este evento sísmico tuvo dos segmentos de ruptura (segmento norte y segmento sur, Figura 14) (Quezada et al., 2012). Estos segmentos están ligados a dos

asperezas, la que se extendió hacia el sur partió, aproximadamente desde los 36°S (Figura 14). La segunda aspereza partió a los 35.4° S, aproximadamente, dónde se propagó hacia el norte en un lapso cercano a un minuto respecto a la primera ruptura (Vigny et al., 2011). De acuerdo a varios autores (Delouis et al., 2010; Lorito et al., 2011; Tong et al., 2010) los segmentos presentaron distintos desplazamientos verticales, el segmento norte tuvo un deslizamiento máximo de 16-21 m. Mientras que, el segmento sur alcanzó un deslizamiento máximo de 9-13 m. Por su parte, Vigny et al., (2011), a través del modelamiento de datos obtenidos en GPS obtuvo un máximo deslizamiento de 15 m. para ambas zonas, además menciona que éstas, se encuentran separadas por una zona de bajo deslizamiento (<4 m) cercano a los 36.5°S.

El terremoto fue monitoreado por 35 acelerógrafos, los cuales tomaron mediciones el día del terremoto, durante aproximadamente 2.5 minutos. Se obtuvieron valores interesantes, siendo el más alto el de la estación de Ángol, con un valor de 0,93 (g) en la NS (Saragoni et al., 2010). Un segundo valor importante, se dio en la estación Melipilla, 0,78 (g) en la componente EW (Barrientos, 2010). En la octava región, el acelerógrafo ubicado en la ciudad de Concepción arrojó valores < 0.41 (g), en todas las componentes. Para un mayor detalle revisar Tabla 1 y Tabla 2 que se muestran a continuación, con el detalle de los datos medidos ese día.

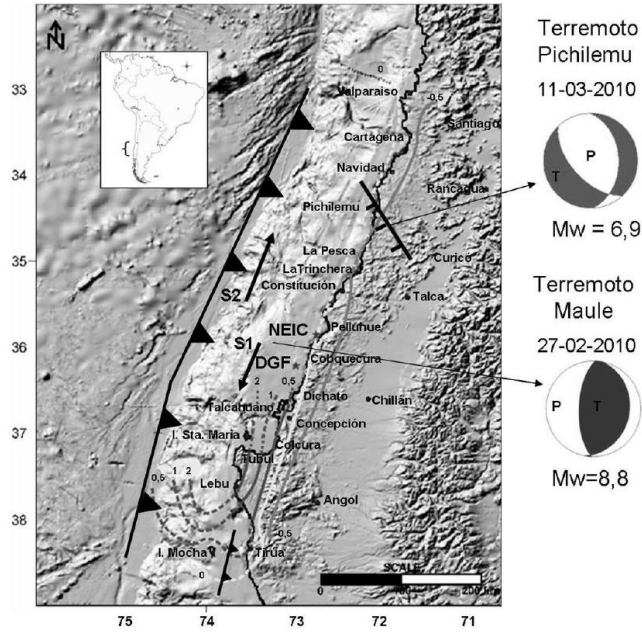


Figura 14: Segmentos de ruptura asociados al terremoto del 27 de febrero del 2010. Modificado de Quezada et al., (2012).

Tabla 1: PGA medidos durante el terremoto del 27 de febrero del 2010 del Maule. (Boroschek et al., 2012)

City	Station	Azimuth	Acceleration PGA (g)					
Copiapó (III Región)	QDR	0	NS.	0-030	V	0-008	EW	0-016
Vallenar (III Región)	QDR	0	NS	0-020	V	0-010	EW	0-019
Papudo (V Región)	SMA-1	60	Long.	0-295	V	0-155	Trans	0-421
Viña del Mar, Marga-Marga (V Región)	Etna	0	NS	0-351	V	0-261	EW	0-338
Viña del Mar, Centro (V Región)	QDR	0	NS	0-219	V	0-186	EW	0-334
Valparaíso, UTFSM (V Región)	SMA-1	180	Long.	0-224	V	0-146	Trans.	0-266
Valparaíso, Almendral (V Región)	SMA-1	310	Long.	0-137	V	0-080	Trans.	0-304
Llolleo (V Región)	SMA-1	340	Long.	0-319	V	0-702	Trans.	0-564
Santiago, FCFM RM	ETNA	0	NS	0-165	V	0-138	EW	0-163
Santiago, Centro RM	SSA-2	270	Long.	0-218	V	0-182	Trans.	0-309
Santiago, Maipú RM	QDR	0	NS	0-561	V	0-240	EW	0-478
Santiago, Peñalolen RM	QDR	0	NS	0-295	V	0-280	EW	0-293
Santiago, Puente Alto RM	QDR	0	NS	0-265	V	0-130	EW	0-263
Santiago, La Florida RM	K2	0	NS	0-236	V	0-130	EW	0-165
Matanzas (VI Región)	SMA-1	0	Long.	0-342	V	0-234	Trans.	0-308
Hualañe (VII Región)	SMA-1	0	Long.	0-389	V	0-390	Trans.	0-461
Curico (VII Región)	QDR	150	NS	0-470	V	0-198	Trans.	0-409
Talca (VII Región)	SMA-1	0	Long.	0-477	V	0-244	Trans.	0-424
Constitución (VII Región)	SMA-1	0	Long.	0-552	V	0-352	Trans.	0-640
Concepción (VIII Región)	SMA-1	60	Long.	0-402	V	0-398	Trans.	0-284
Angol (IX Región)	QDR	0	NS	0-928	V	0-281	EW	0-681
Valdivia (XV Región)	QDR	0	NS	0-092	V	0-051	EW	0-138

Tabla 2: PGA medidos durante el terremoto del 27 de febrero del 2010 del Maule. (Barrientos, 2010)

City	PGA NS (g)	PGA EW (g)	PGA VERT (g)
Colegio San Pedro, Concepción	0.65	0.61	0.58
Cerro Calán, Santiago	0.20	0.23	0.11
Campus Antumapu, Santiago	0.23	0.27	0.17
Cerro El Roble	0.19	0.13	0.11
Melipilla	0.57	0.78	0.39
Olmué	0.35	0.25	0.15
Casablanca	0.29	0.33	0.23
San José de Maipo	0.47	0.48	0.24
Colegio Las Américas	0.31	0.23	0.16
Cerro Santa Lucía	0.24	0.34	0.24

En un estudio realizado por varios autores posterior al terremoto (Vargas et al., 2011), se buscó cuantificar el alzamiento y subsidencia sufrida por el territorio. Se estimó el levantamiento cosísmico de la costa a partir de observaciones de la franja de algas coralina lithothamnioideas (Figura 15), expuesta como producto del terremoto. Por otro lado, Vigny et al., (2011) realizaron mediciones del desplazamiento vertical y horizontal entre los 35° y 38°, obteniendo un valor máximo de desplazamiento vertical en la Península de Arauco de 1.8 m, siendo este el punto más cercano a la zona de ruptura (Figura 16). Mientras que, en los estudios mencionados anteriormente (Vargas et al., 2011), en la Península de Arauco se encontraron evidencias de alzamiento mayores a 2 metros, en el sector más cercano a la fosa, junto a zonas donde se midieron deslizamientos de ca. 15 cm, hacia el este. El valor máximo de levantamiento se midió en la costa occidental de la Isla Santa María y fue de 260 ± 50 cm, valor similar a un alzamiento ocurrido en el terremoto de Concepción de 1835. Por otro lado, las evidencias de subsidencias se concentraron en la costa entre los 34.13°S y 38.34°S menores a 1 m.



Figura 15: Izquierda: es posible apreciar en color blanco las algas coralinas utilizadas como marcador para la medición de alzamiento o subsidencia. En la imagen de la derecha, la zona de Punta Lavapié en la Península de Arauco, afectada por alzamiento. Fotos de Sergio Barrientos, Servicio Sismológico, 2010.

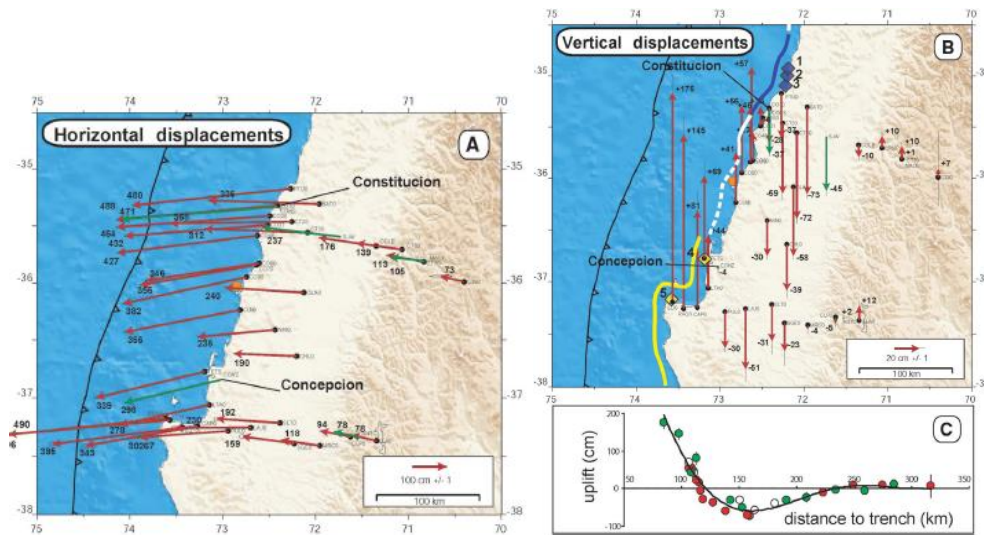


Figura 16: Desplazamientos horizontales y verticales en la zona entre Constitución y Concepción. Modificado de Vigny et al., 2011

3.1.5 GEOMORFOLOGÍA

Se reconocen a nivel regional seis dominios geomorfológicos distintos (Figura 17). Planicie litoral, llanos fluviales, Cordillera de la Costa (Nahuelbuta), Depresión Central, Precordillera y Cordillera Andina (Baechler et al., 2012). Cabe mencionar que la presencia de llanos fluviales es de carácter local y es una unidad menor al ser comparada con las otras cinco. La zona de estudio, está enmarcada en la franja costera o planicie litoral, que se caracteriza por presentar un ancho máximo de 4 km. en el sector de Punta Lavapié, estrechándose hasta casi desaparecer al sur de Lebu y norte de Arauco (Henriquez, 2006). La zona tiene una topografía irregular, con presencia de lomajes y cerros que alcanzan cerca de 400 m de altura en el sector de Punta Lavapié (Figura 18 y Figura 19), además las pendientes se encuentran por lo general por debajo de los 35°. Por otro lado, en las planicies y bajos topográficos se forman extensas vegas. Estos son los casos de las desembocaduras de los ríos Tubul y Raqui (Henriquez, 2006) (Figura 20). Esta franja costera se encuentra disectada por variados cursos de agua y esteros, cuyas desembocaduras generan extensas playas de arena de orientación preferencial NE (Ej: Yanni), separadas por “puntas”, muchas de las cuáles están tectónicamente controladas. Inmediatamente al este de la planicie aflora la Cordillera de Nahuelbuta, correspondiente a la Cordillera de la Costa con alturas que sobrepasan los 1000 m s.n.m (Baechler et al., 2012). Esta cordillera se caracteriza por un lomaje moderado que deja una expedita comunicación entre la depresión central y la costa. Es característico encontrar en la Península de Arauco y Cordillera de Nahuelbuta terrazas marinas y fluviales, con alturas que alcanzan los 900 m. en algunos casos (Rehak et al., 2008). Las terrazas se encuentran inclinadas alrededor de un eje orientado NW-SE que pasa por la Península y las más altas cumbres de la Cordillera de Nahuelbuta (Kaizuka, Matsuda, Nogami, & Yonekura, 1973). De acuerdo a Mardones & Reuther, (1999) los niveles de terrazas que alcanzan los 500 m. se encuentran cubiertos por sedimentos terciarios, este hecho según varios autores (Kaizuka et al., 1973; Kelm, Cisternas, Helle, & Méndez, 1994; Nelson & Manley, 1992; Plafker & Savage, 1970) estaría

indicando alzamiento, oscilaciones superpuestas del nivel del mar y erosión marina durante y desde el Plioceno (Rehak et al., 2008). Por otro lado, superficies de erosión superior a los 500 m. de elevación yacen de evidencia alguna de un origen marino y se han interpretado, como superficies de erosión fluvial (Kaizuka et al., 1973).

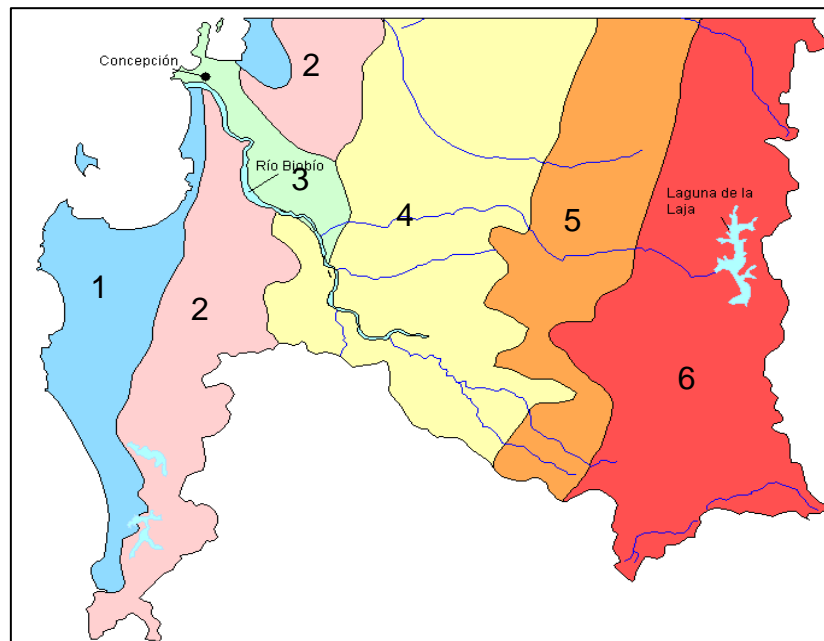


Figura 17: Distribución geomorfológica de la región del Bío Bío. 1- Planicie litoral, 2- Cordillera de Nahuelbuta, 3- Llanura fluvial, 4- Depresión intermedia, 5- Precordillera, 6- Cordillera Andina. Modificado de Baechler et al., (2012).

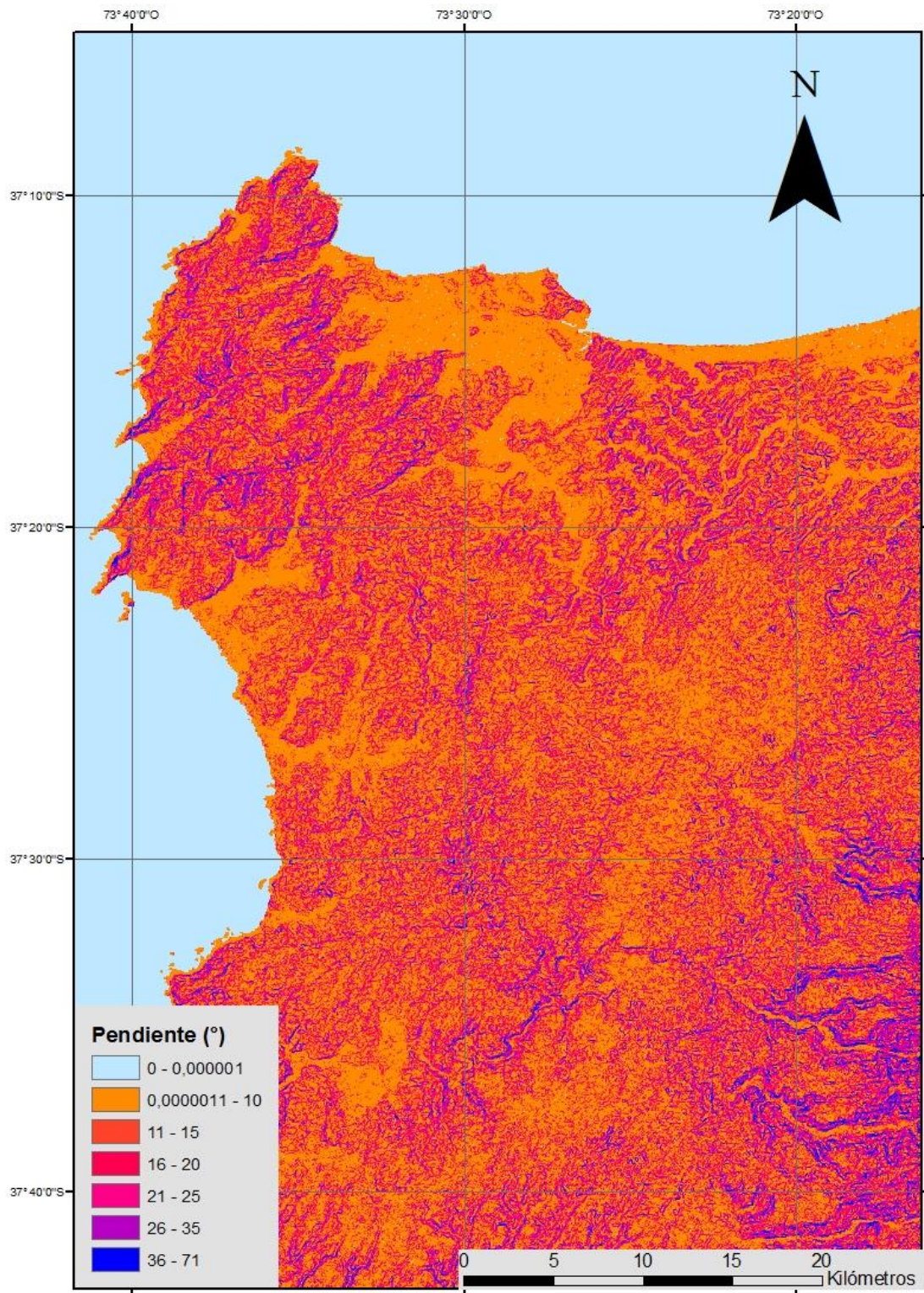


Figura 18: Mapa de pendientes de la zona de estudio.

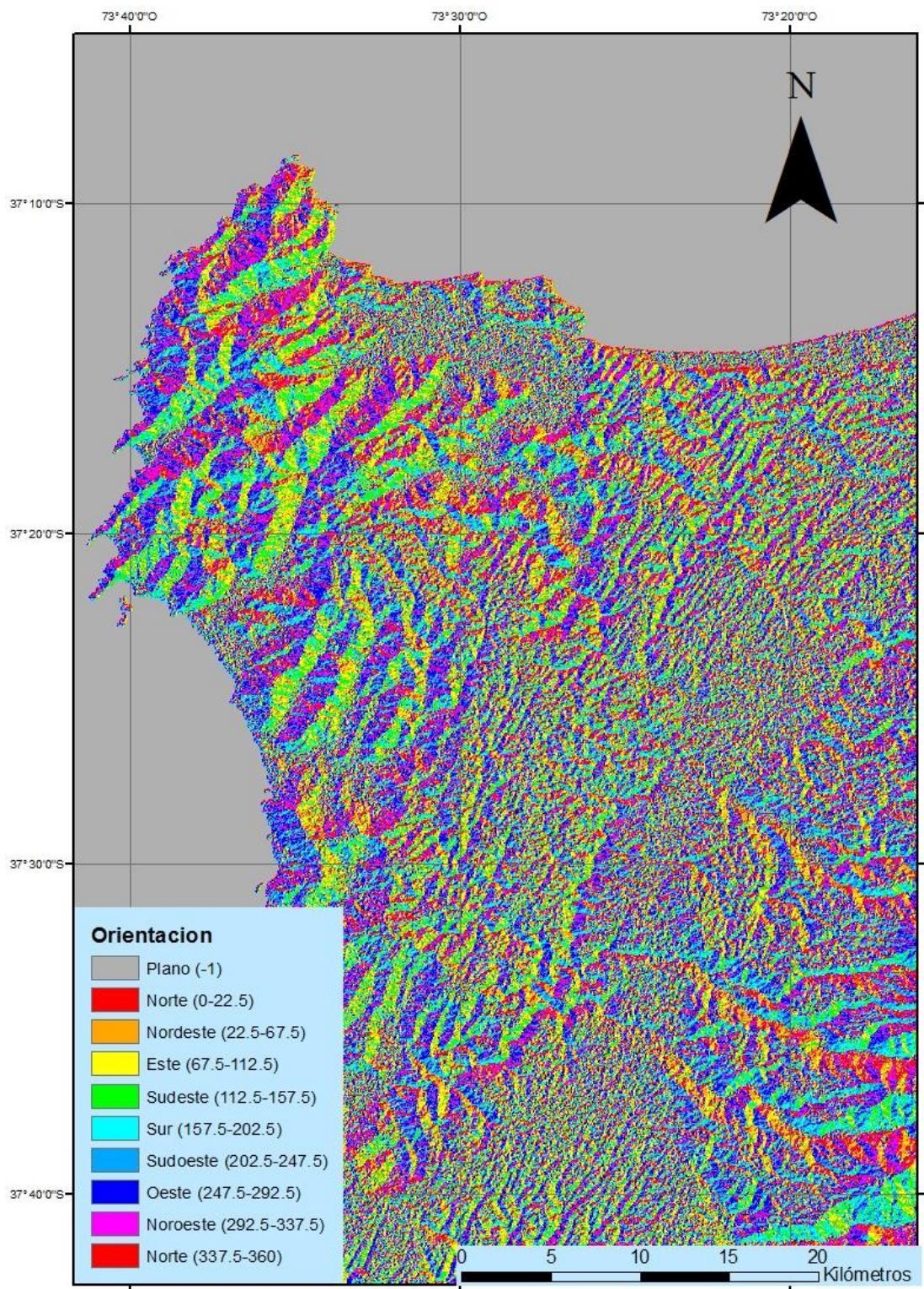


Figura 19: Mapa de orientación de laderas de la zona de estudio.

3.1.6 MARCO GEOLÓGICO

A continuación, se muestra una descripción general de las rocas presentes en la zona de estudio en orden cronológico (Figura 20):

- Serie Oriental del Basamento Metamórfico (Silúrico Carbonífero):

Corresponde principalmente a pizarras, filitas y metaareniscas con metamorfismo de bajo gradiente P/T (Sernageomin, 2003). Son las rocas metamórficas ubicadas en la región más occidental de la región (Figura 20), como una franja relativamente continua de dirección general NNE-SSW (Baechler et al., 2012).

- Secuencias Turbitícas (Pérmico):

Rocas turbidíticas presentes también en la Península Antártica (Formación Polo Star) (Sernageomin, 2003).

- Formación Quiriquina (Cretácico Superior):

Secuencias sedimentarias marinas plataformales (Sernageomin, 2003), litorales o transicionales. Constituida por areniscas conglomerádicas, areniscas finas y medias, y arcillolitas marinas, de color amarillo y verde, que sobreyacen, en discordancia angular y de erosión a las filitas y esquistos del Basamento Metamórfico y subyacente, también en discordancia, a la Formación Pilco.

- Formación Curanilahue (Paleoceno-Eoceno):

Fue definida por Muñoz-Cristi (1959), aflora en el sector costero de Lota-Coronel y hacia el SSO, en el sector de Curanilahue-Pilpilco. Corresponde a una secuencia de areniscas y limolitas continentales, con carbón en su miembro superior e inferior. El miembro medio corresponde a areniscas de origen marino (Baechler et al., 2012).

- Formación Boca Lebú (Eoceno):

Definida por Muñoz-Cristi, (1946) corresponde a bancos de limonita arcillosa y calcárea con areniscas hacia la base. Se distribuye en la desembocadura del río Lebu, en el sector Cullinco- Pilpilco y en el sector de Curanilahue (Baechler et al., 2012).

- Formación Trihueco (Eoceno):

Sobreyace concordantemente a la Formación Boca-Lebu e infrayace en concordancia a la Formación Millongue (Henriquez, 2006). Se compone de areniscas y fangolitas, calizas y carbón. Representaría un período de regresión marina y una transgresión de 2° orden de duración, durante la cual se habrían desarrollado complejos de islas barreras sobre una plataforma lodosa (Le Roux & Elgueta, 1997). Fue definida por Muñoz-Cristi (1946).

- Formación Millongue (Eoceno):

Definida por Muñoz-Cristi (1946), esta presenta su localidad tipo en el sector de Punta Millongue (Henriquez, 2006), al norte de Lebu. Afloraría una sección de ca. 500 m. de espesor (Muñoz-Cristi, 1946). Correspondería a una sucesión transgresiva con un conglomerado basal, sobre el cual se disponen areniscas verdosas de grano medio a grueso y arcillolitas arenosas con bancos tobáceos. Se dispone concordantemente sobre la Formación Trihueco e infrayace en discordancia angular a la Formación Ranquil (Tavera, 1942).

- Formación Ranquil (Mioceno):

Corresponde a una secuencia sedimentaria marina transgresiva (Sernageomin, 2003) definida por García en 1968. Se dispone en discordancia angular sobre areniscas eocenas de la Formación Millongue (Muñoz-Cristi, 1946), aunque también ha sido reportada sobre la Formación Trihueco (Muñoz-Cristi, 1959). Infrayace, también en discordancia angular, a depósitos pliocenos correspondientes a la Formación Tubul (García, 1968). Fue subdividida en 1942 por Tavera en el "Piso de Navidad" (Correlacionada con la Fm. Navidad) el "Piso

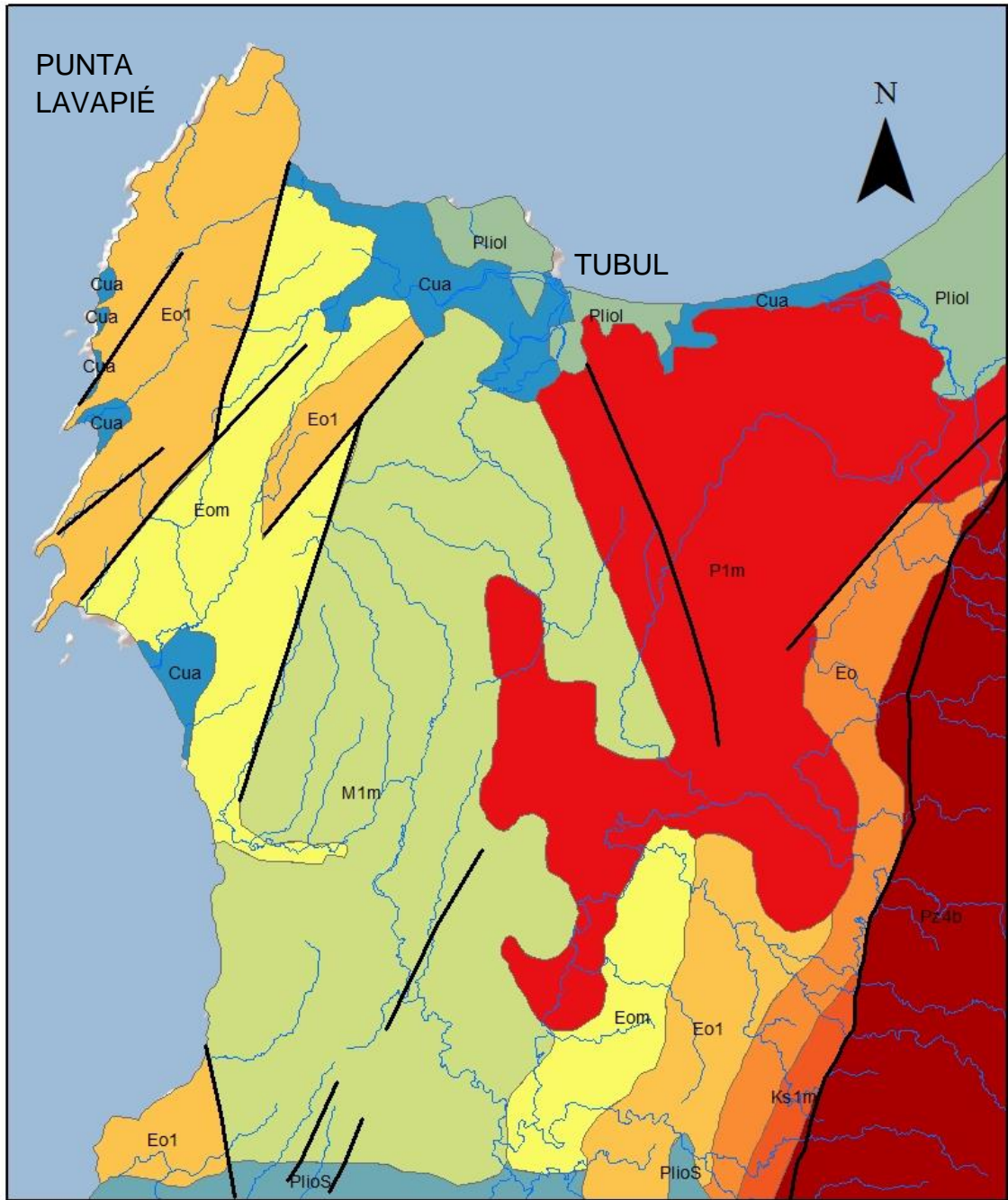
de Ranquil". Presenta su localidad tipo en el sector de la desembocadura del río Ranquil, 10 km. Al norte de Lebu. Se compone de niveles arcillolíticos y limolíticos centimétricos, algunos fuertemente oxidados, otros suavemente deformados (Baechler et al., 2012).

- Formación Tubul (Plioceno):

Según García, (1968), corresponde a una sucesión sedimentaria marina subhorizontal, compuesta principalmente de areniscas medias y finas con variable contenido de fauna fósil y abundante materia orgánica. Su sección tipo aflora en la desembocadura sur del río Tubul, en forma de abruptos farellones que caen directamente al mar y que alcanzarían los 100 m. de espesor (Henriquez, 2006; Pineda, 1983). Afloramientos en la Península de Arauco, se ubican entre Punta Pichicui y Las Peñas (Henriquez, 2006) en la desembocadura del río Raqui.

- Depósitos no consolidados (Cuaternario):

Están conformados por areniscas y arcillolitas. Su techo es la superficie actual y depósitos de dunas y playas, y su base es la Formación Tubul (Baechler et al., 2012).



Legenda

- Red hidrográfica
- Fallas y lineamientos

Geología

- Depósitos litorales y aluviales recientes
- Areniscas y arcillas marinas PlioS
- Fm. Trihueco Eo1
- Fm. Boca Lebu Eo

- Fm. Tubul Pliol
- Fm. Ranquil M 1m
- Fm. Millongue EoM
- Fm. Quiriquina Ks 1m
- Secuencias Turbidíticas P1m
- Serie Oriental Metamorfica Pz4b

0 2 4 8 Kilómetros

Figura 20: Mapa geológico zona de estudio. Modificado de Henríquez, 2006 y Sernageomin, 2003.

3.2 MAPEO DE REMOCIONES EN MASA EN LA PENÍNSULA DE ARAUCO

3.2.1 GENERALIDADES

En febrero del año 2010, la Península de Arauco fue fuertemente azotada por el terremoto del Maule, generando una densidad de remociones en masa mayor en comparación con el resto del territorio afectado por el sismo (Escobar, 2013) (Figura 21). Este trabajo toma la posta entregada por Escobar, que elaboró un inventario preliminar utilizando imágenes satelitales pre y post-terremoto para reconocer remociones en masa, y además se apoyó con reportes entregados por el SERNAGEOMIN en algunas zonas donde se requirió de parte de las municipalidades la asistencia técnica de esta oficina gubernamental. Es por esto, que uno de los objetivos principales de este trabajo era lograr la completitud del inventario de remociones en masa en la Península de Arauco.

El número total de remociones en masa mapeadas en este trabajo es de 126, que en detalle corresponden a 40 deslizamientos de suelo, 39 deslizamientos de roca, 33 caídas de roca, 10 deslizamientos de suelo y roca, y por último 4 avalanchas de roca. Éstas se distribuyeron principalmente por la zona costera del golfo y se asocian a zonas con rocas sedimentarias blandas muy jóvenes, con un importante aporte marino. Junto con esto, horas después del mayor movimiento, un tsunami afectó desde Constitución al sur hasta el Golfo de Arauco (Muñoz, 2010). En particular, afectó a las localidades pesqueras de Tubul y Llico. La ola que provocó mayor daño golpeó las costas, aproximadamente, 90 minutos después del terremoto y su altura varió entre 1 y 4 m. (Muñoz, 2010).

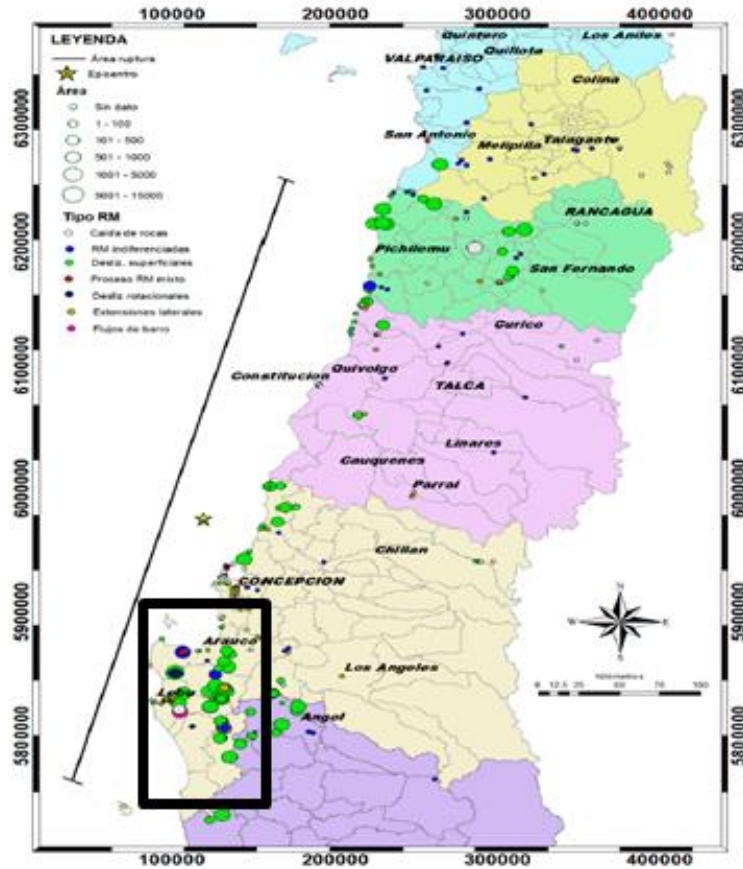


Figura 21: Inventario de remociones elaborado en la zona de la Cordillera de la Costa y planicie litoral para el terremoto del 2010. Rectángulo negro demarca área de estudio de este trabajo Modificado de Escobar, 2013.

Como resultado del trabajo de terreno y del posterior trabajo de gabinete explicado en la metodología se elaboraron los mapas con la ubicación de las remociones en masa, además de el mapeo en detalle de los depósitos de cada uno

(Figura 22, 23 y 24, respectivamente). Junto con el análisis de este mapeo se describirán los distintos tipos de RM encontradas.

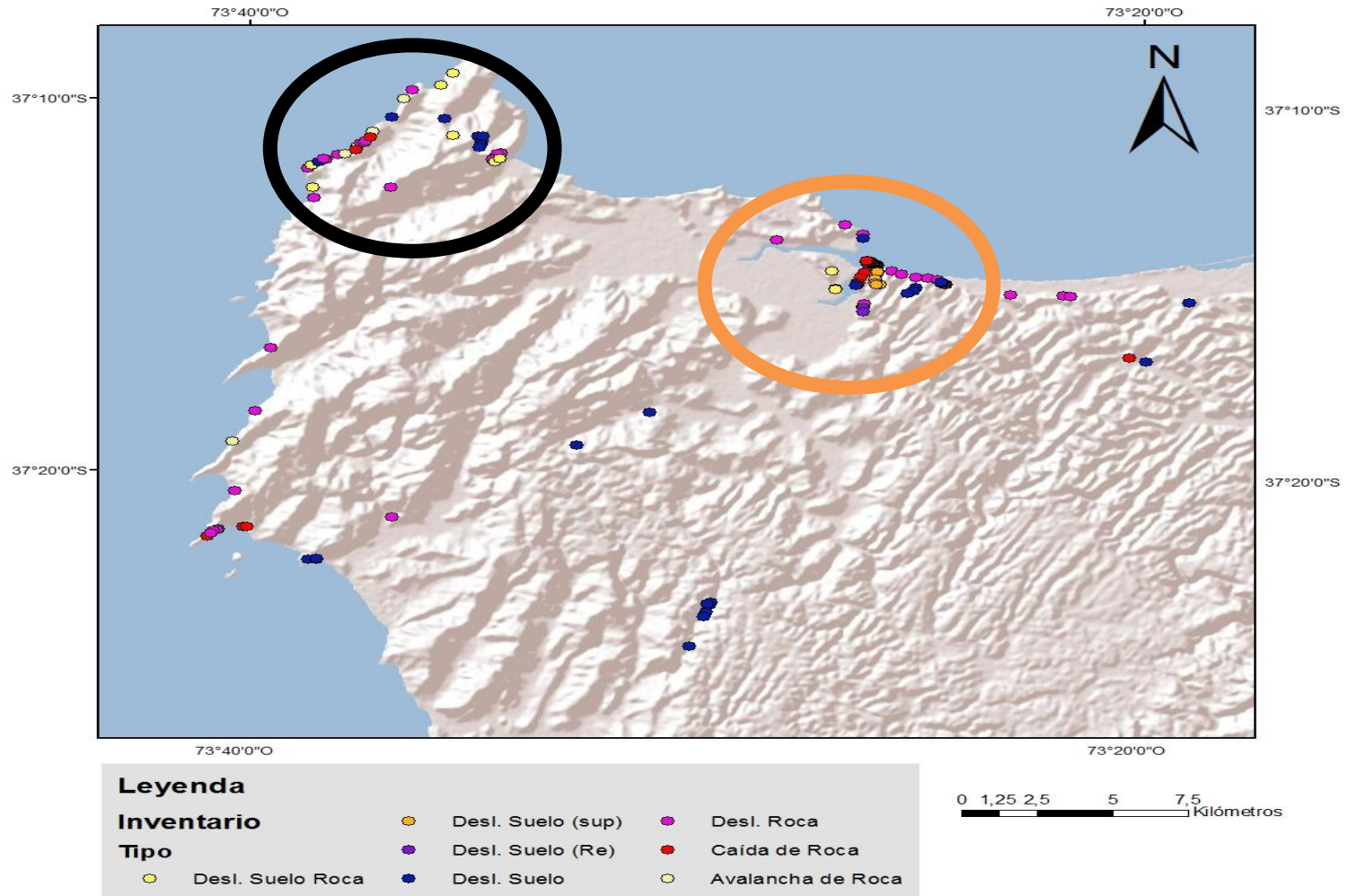


Figura 22: Localización de remociones en masa inventariadas en la Península de Arauco

De la figura anterior es posible observar que existe una concentración de las remociones en la zona de Punta Lavapié (Oeste de la Península) (Círculo negro en la Figura 22) y en Tubul (centro de la Península) (Círculo naranja), con algunos deslizamientos de roca y de suelo hacia el centro de Arauco. A partir de esto, se debe empezar a debatir cuales son los factores que controlan esta mayor concentración de remociones en masa en comparación con el resto de la Península. En este punto nos centraremos en los rasgos geológicos, geomorfológicos y estructurales, ya que los datos de geotecnia serán analizados más adelante y se dejará para el capítulo de discusiones la influencia de este último, y si en conjunto ayudaron a generar estas remociones en masa. Si nos fijamos en las características geomorfológicas de la zona (Figura 17, Figura 18 y Figura 19) junto a lo observado en terreno se puede apreciar el mismo rasgo para toda la península, casi nula presencia de cerros de gran altura o gran pendiente. Esto se suma a los rasgos erosivos que se aprecian por la acción de los ríos Tubul y Lebu (más al sur) además del océano Pacífico en la zona costera. Rasgos importantes son los que por ejemplo se observan en la localidad de Tubul (Figura 30), que podrían corresponder a paleo-terrazas del río Tubul o a una superficie de la Península la que fue erodada por la acción de los distintos brazos del río al llegar a su desembocadura en el Pacífico. Sin embargo, estas características no influyen en un primer análisis en la concentración anómala en estas dos zonas. Por otro lado, en la Figura 20 apreciamos la geología local de la zona junto con los rasgos estructurales de mayor envergadura que han sido mapeados. Estos lineamientos mencionados no se presentan cercanos a estas zonas de concentración de RM, sin embargo, en terreno, en algunos deslizamientos o caídas de roca, fue posible apreciar ciertos lineamientos (fracturas o pequeñas fallas) que pudieron haber facilitado en las etapas tempranas del sismo la ruptura de material para su posterior caída (zonas de debilidad). Sin embargo, en un análisis más amplio no presenta mayor influencia. Finalmente, reseñando la misma imagen, ambas zonas de concentración se asocian con rocas sedimentarias con un aporte marino importante, de baja resistencia (disgregable). En algunos casos las muestras eran fácil de romper al golpe de martillo (incluso

al tacto). Sin embargo, cuando se presentaba en bloques (muestras extraídas de la Fm. Tubul) tenían una consistencia mayor que le permitió resistir el tallado para la generación de probetas usadas en los distintos ensayos geotécnicos realizados. Es por esto, que se puede inferir un posible control litológico en la generación de las remociones, afectando fundamentalmente a unidades de la Formación Trihuco y Formación Tubul, puesto que no existen características estructurales ni geomorfológicas importantes que apoyen lo contrario. Sin embargo, es importante considerar que un porcentaje >80% de estas remociones se encuentran ubicadas en las zonas de cortes de caminos (remociones chequeadas en terreno), lo que lleva a pensar que el “factor humano” o el re-trabajo de estos materiales aumenta la susceptibilidad de generación de movimientos de tierra o roca.

Un dato que no se debe olvidar para el análisis final es que el número de remociones en masa es bajo con respecto a datos históricos y predicciones realizadas por diversos autores para terremotos corticales (Keefer, 2002; Malamud, et al., 2004), en cuanto al número de remociones que se pueden producir, el área afectada y volumen generado, entre otras. Uno de los posibles factores que influyeron en este hecho puede ser la profundidad del sismo (ca. 30 km), y que se produjo en terreno costero, afectando el flanco oeste de la cordillera principal de forma lejana. Junto a estos factores propios del sismo, se le suma la falta de agua disponible para la generación de fenómenos de licuefacción o de “empuje” de los taludes por causa de la infiltración, esto por las bajas precipitaciones ocurridas en el período 2008-2014 (Tolorza, 2015).

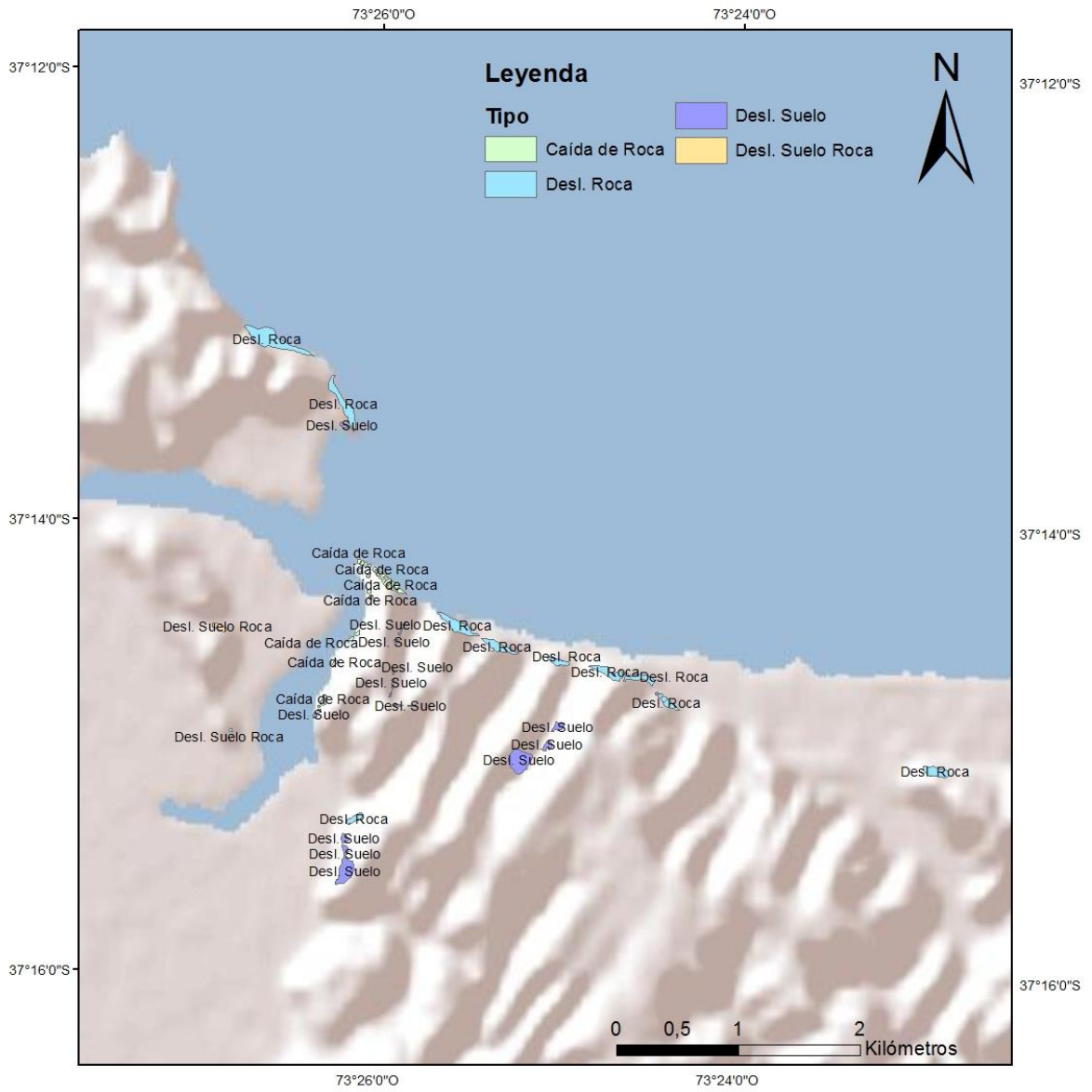


Figura 23: Mapeo de remociones en masa inventariadas en la Península de Arauco. Sector Tubul.

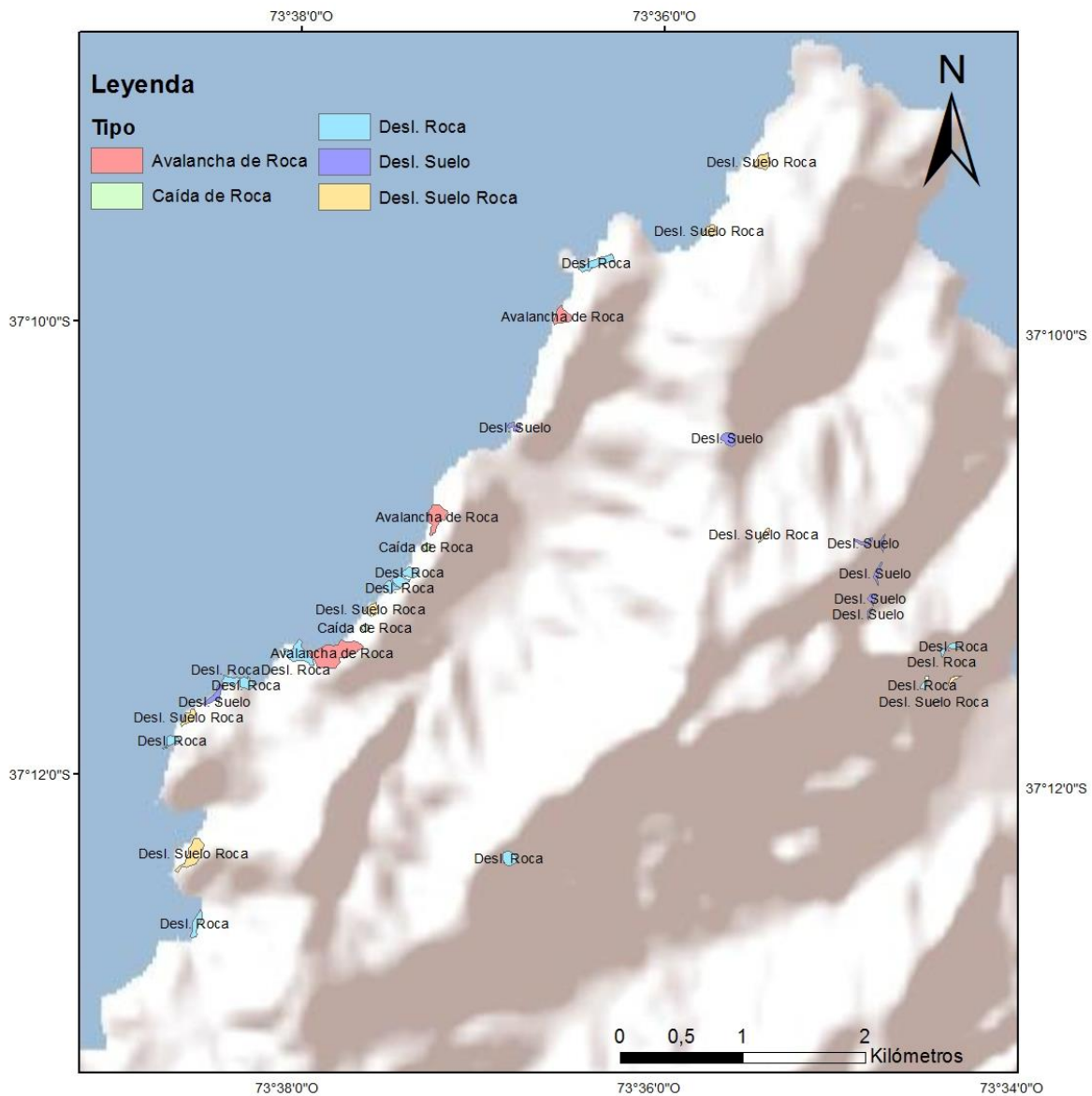


Figura 24: Mapeo de remociones en masa inventariadas en la Península de Arauco. Sector Punta Lavapié.

3.2.2 DESLIZAMIENTOS DE SUELO

Son los más abundantes en conjunto con los deslizamientos de roca, se encuentran en toda el área de estudio, exceptuando la zona NW de acantilado costero. Dentro de esta clasificación se incluyeron los deslizamientos superficiales (profundidad <50 cm.) y reactivaciones. Los deslizamientos se encuentran por lo general, en los cortes de los caminos, tienen un carácter traslacional y son en general, poco profundos. En el camino entre Llico y Punta Lavapié se encuentran concentrados 5 deslizamientos de suelo, dónde destaca el deslizamiento mostrado en la Figura 25, que se genera ca. 15 m. por sobre el corte del camino y que generó depósitos que alcanzaron la siguiente ladera. A diferencia del resto de los deslizamientos de suelo encontrados, este presenta una componente traslacional cerca de la corona, sin embargo, es un deslizamiento poco profundo (<2 m.) que se constituye de una capa de vegetación, suelo y además la superficie rocosa del cerro, la composición del suelo (alterada principalmente por óxidos de hierro) presenta clastos (de tamaño arena gruesa a grava) pertenecientes posiblemente a la erosión y posterior removilización de rocas de la Cordillera de Nahuelbuta ubicada hacia el este, en una matriz de sedimentos finos de tonalidades amarillas de origen marino (asociada a la geología de la zona). Esta última característica se replica en los deslizamientos ubicados cerca de la localidad de Tubul, con una cubierta de materia orgánica. El deslizamiento de la Figura 25 ha sufrido una serie de reactivaciones posteriores al terremoto, producto de las constantes lluvias en la zona, esto se ha podido verificar en las imágenes satelitales y en las visitas a terreno. Según las estadísticas del INE (Rojas, 2012) en un año normal en la región caen más de 1100 mm de lluvia. Sin embargo, el año 2009 las estadísticas estuvieron por debajo de este valor y en el año 2010, se alcanzó un valor cercano a los 760 mm de agua caída. Un número importante de deslizamientos se encuentra ubicado en los cortes de caminos (entre Llico y Punta Lavapié y entre Arauco y Tubul), que presentan banquetas para aumentar la estabilidad de las laderas y que no fueron suficientes para resistir el terremoto del 2010. Este es un hecho a considerar, ya que este tipo de inventarios demuestran

que en este caso los parámetros de seguridad utilizados para el diseño de estos cortes fueron insuficientes, colocando en riesgo la vida de las personas que viven en estas localidades.



Figura 25: Deslizamiento de suelo en camino Llico-Pta Lavapié.

Otra de las localidades afectadas por los deslizamientos de suelo, fue Caleta Las Peñas, zona que fue gravemente dañada por el terremoto, provocando daños en viviendas y cortes de camino. En este lugar se encuentran dos deslizamientos, los cuáles se ven en la Figura 26, junto con el poblado de Caleta Las Peñas a escasos metros del deslizamiento más al sur. Éste último (flecha negra) fue reactivado con el terremoto y presenta distintos puntos de caída de material, cortado por vegetación. El segundo deslizamiento (flecha naranja) presenta ca. 20 m. de altura en su punto más alto y una extensión cercana a los 60 m. en la horizontal, es un deslizamiento poco profundo (<5 m) y su depósito generó cortes en el camino de acceso a la localidad. Esta fue una de las zonas visitadas por geólogos del SERNAGEOMIN con la idea de proponer medidas de mitigación y además lograr relocalizar a los habitantes mientras duraban las labores de limpieza. Finalmente, la Figura 27 y Figura 28 muestran deslizamientos superficiales que forman un cluster de este tipo en el camino entre Tubul y Caleta Las Peñas.



Figura 26: Deslizamientos de suelo Caleta Las Peñas. Vista hacia el Sur.



Figura 27: Deslizamiento superficial Camino Tubul-Caleta Las Peñas.



Figura 28: Deslizamiento superficial Camino Tubul-Caleta Las Peñas.

3.2.3 DESLIZAMIENTOS DE ROCA

Segundos en importancia en el área de estudio, se encuentran en toda la zona de estudio afectando a rocas de la Fm. Trihueco, Fm. Millongue y Fm. Tubul, pero destacan los deslizamientos encontrados en Tubul y cercanías (sus depósitos

abarcan un área ca. 70.000 m²). En esta localidad se encuentran los deslizamientos de la Figura 29, que se encuentran al borde del camino que une Arauco y las localidades ubicadas hacia el oeste de la Península, según relatos de gente vecina a estos deslizamientos, los depósitos se extendieron hasta la línea de costa, provocando cortes del camino. Para un mayor detalle en la Figura 30 se pueden apreciar los deslizamientos destacados, los cuáles ya presentan un crecimiento de la vegetación a pesar del poco tiempo transcurrido desde el terremoto. En las distintas visitas a terreno no se han apreciado reactivaciones de la ladera, lo que indicaría que, en situaciones estáticas, (asísmicas), las laderas estudiadas no sufren mayor daño.



Figura 29: Vista general deslizamientos de caleta Tubul.

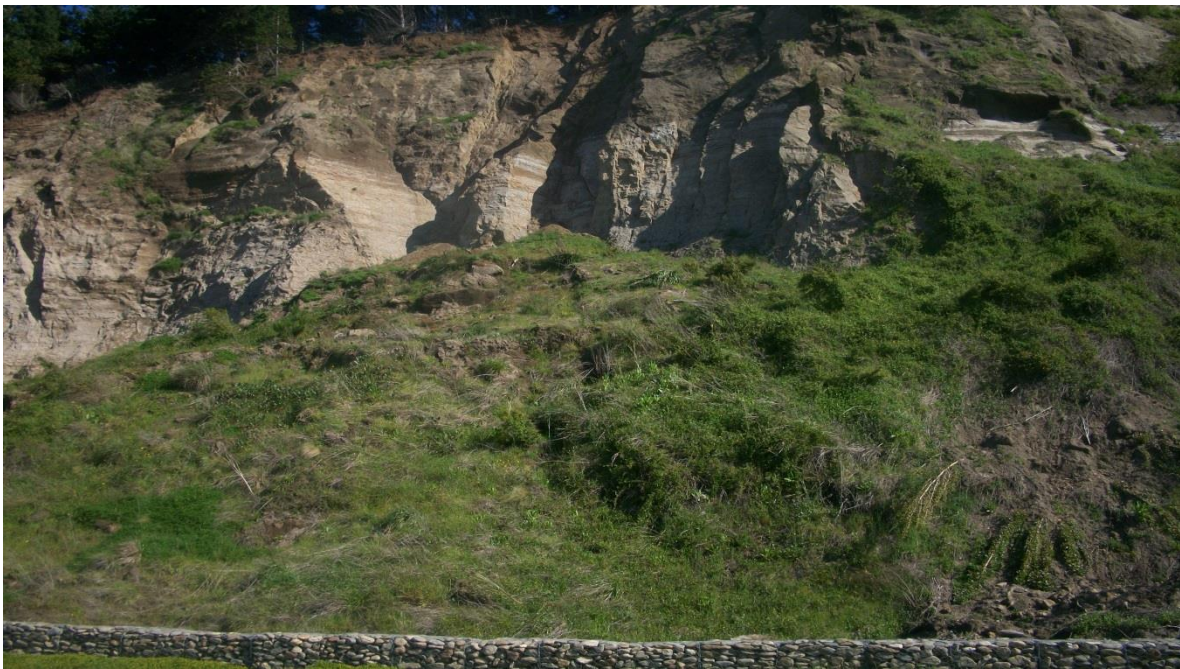


Figura 30: Deslizamientos de roca en la localidad de Tubul. Arriba: deslizamiento oeste. Abajo: deslizamiento Este.

La zona de Caleta Las Peñas, además de ser afectadas por deslizamientos de suelo, también presentó deslizamientos de roca (Figura 31), en la entrada del camino, presentando una altura de ca. 10 m. en su punto más alto y unos 50 m. de extensión horizontal. Este caso podría ser considerado un evento de remoción en masa mixto, debido a que relatos de los locatarios y evidencias en terreno,

indicarían caídas de roca en la zona. Pero, para efectos de este trabajo se consideró como un deslizamiento de roca. El tipo de roca es similar a las muestras estudiadas en los deslizamientos mostrados anteriormente (Fm. Tubul), aunque en el afloramiento es posible apreciar una mayor calidad geotécnica, junto a la presencia de un par de lineamientos horizontales y subverticales. Este deslizamiento presenta una leve alteración superficial principalmente de óxidos y un bajo porcentaje de humedad.



Figura 31: Deslizamientos de roca en Caleta Las Peñas.

A pesar de que en general las zonas de interés se encuentran cerca de las zonas costeras, otro de los deslizamientos de roca importantes corresponde al localizado en una cantera en la localidad de Piuré hacia al centro de la Península (Figura 32). Este deslizamiento presenta una extensión de ca. 20 m en la vertical y ca. 15 m en la horizontal, se compone de rocas de la Fm. Trihueco y los tamaños de granos encontrados en el depósito involucran bloques de tamaño grava.



Figura 32: Deslizamiento de roca en Piuré

3.2.4 CAÍDAS DE ROCA

En la zona se mapearon 33 caídas de roca. Su extensión presenta un área promedio de 2000 m², concentrados principalmente, en la localidad de Tubul en el farellón ubicado al costado este del río del mismo nombre (Figura 33). La extensión de este cluster de caídas de roca es ca.1 km de extensión norte-sur, en esta zona además es posible ver algunos deslizamientos de suelo superficiales. En la ladera de este cerro que se encuentra en la desembocadura del río frente al mar también se presentan caídas de roca (Figura 34). Ésta ladera presenta similar altura a la de los deslizamientos de roca que se muestran en la Figura 29 y la forma triangular de caída de sus laderas formada por la erosión. Otro lugar donde se encontraron caídas de roca fue en el camino entre Llico y Punta Lavapié (Figura 33), dónde los tamaños de los bloques caídos en algunos casos corresponden a gravas (cantos). En general las caídas de roca se formaron en laderas de rocas empinadas (>60°), y en algunos casos, como el de Caleta Las Peñas pueden haber eventos de deslizamientos de roca que

evolucionaron a caídas de roca. Al formarse en zonas deshabitadas, las caídas de roca no generaron un gran peligro para las personas de Arauco.



Figura 33: Caídas de roca a un costado del río Tubul.



Figura 34: Caídas de roca en Tubul (Izq), y en el camino de Llico a Pta. Lavapié (Der.).

3.2.5 DESLIZAMIENTOS MIXTOS

En esta sección se mapearon 10 deslizamientos clasificados como mixtos, es decir compuestos de suelo y roca, ubicados principalmente, en la costa oeste de la península, aunque también se detectaron en las cercanías al río Tubul,

específicamente en la ladera oeste del río (Figura 35). En el comienzo de la subida que conduce desde Llico a Punta Lavapié es posible encontrar otro deslizamiento de este tipo, el cuál presentaba una alta actividad debido a los daños que se podían apreciar en las barras de contención y en el mismo camino. La cima de este deslizamiento se encuentra a unos 15 m. desde el camino y en el depósito se reconocen bloques de distintos tamaños (incluso raíces de árboles) inmersas en una masa de material fino (con un porcentaje de arcillas) que se depositaron en el camino y siguieron cerro abajo (Figura 35) Estos deslizamientos presentan un área promedio de extensión ca. 1200 m², afectando la capa de vegetación en conjunto con el suelo y capa superficial del macizo rocoso.



Figura 35: Deslizamiento suelo y roca, al oeste del río Tubul (Izq). Deslizamiento suelo y roca en el camino entre Llico y Pta. Lavapié (Der.)

3.2.6 AVALANCHAS DE ROCA

Reconocidas en el mapeo realizado mediante Google Earth, ya que fue imposible acceder a ellas durante las visitas a terreno por temas de logística, éstas ocurrieron en la ladera al oeste de la Península, las cuales presentan pendientes promedio de 40° de inclinación. Estas RM, alcanzarían una extensión

área cercana a los 7000 m², y resulta imposible establecer la totalidad de los depósitos, puesto que en parte se encuentran bajo el océano. En la Figura 36 se aprecia uno de los sitios clasificados como avalanchas de roca, con imágenes pre y post terremoto, junto con esto se analizaron imágenes de vuelos aéreos (SAF) también pre y post terremoto, para lograr detectar nuevas características, sin embargo la escala de estas imágenes (1:20.000), además de la lejanía de las imágenes previas que correspondían a un vuelo de los años 80, no permitió distinguir con claridad las avalanchas quedando solo con el apoyo de las imágenes de Google Earth.



Figura 36: Avalanchas de roca, imágenes obtenidas desde Google Earth. Izquierda: 2009, derecha:2011

En síntesis, las remociones en masa clasificadas y detectadas pueden ser agrupadas, según la clasificación de Keefer (1984 y 2002) como deslizamientos disgregados (deslizamientos traslacionales de suelo y roca, caídas de roca y avalanchas de roca), con ausencia de flujos. No se detectaron deslizamientos coherentes, como deslizamientos rotacionales de suelo o roca, esto puede estar influenciado con el nulo control estructural detectado en la ruptura de estas RM, y la ausencia de flujos se puede deducir de dos factores, primero a la casi nula presencia de quebradas o conos que permitieran el traslado de material, y además la baja humedad que presentaban las rocas y suelos en la zona considerando la

época estival en que se desarrolló el terremoto, y que además la cantidad de agua caída en la zona ha disminuido en los últimos años.

Junto con el trabajo de mapeo realizado en terreno, se eligieron dos deslizamientos de roca localizados en la localidad de Tubul (Figura 29), afectando a rocas de la Formación del mismo nombre. Uno de los factores considerados en la elección de estos deslizamientos fue las vías de acceso y el espacio entre la costa y el afloramiento para una mejor observación en terreno. El objetivo de esto es realizar una reconstrucción de los taludes afectados por el deslizamiento y realizar análisis de estabilidad, para poder determinar los factores controladores. Como primera parte del análisis, está el trabajo en laboratorio de muestras extraídas en el deslizamiento W (Figura 29), para determinar los parámetros geotécnicos de la roca a modelar, esto involucra, ensayos uniaxiales, triaxiales y de carga puntual, además de la realización de ensayos de corte monotonicos y dinámicos para caracterizar en mayor detalle el comportamiento del material durante la duración del sismo, y además comparar con muestras extraídas en las otras dos zonas de interés analizadas en este trabajo.

Para apoyar esta labor, durante el segundo terreno se realizó un levantamiento topográfico mediante técnicas fotogramétricas y de escaneo láser con el apoyo del Servicio de Geología Noruego e investigadores de la Universidad de Concepción. Esto junto al mapeo geotécnico en terreno (incluido un mapeo de macizo rocoso, además de análisis de sets de discontinuidades) y análisis de imágenes satelitales previas, permitirán hacer una reconstrucción del talud (que se encuentran fuera de los alcances de esta tesis). En las Figura 37 y Figura 38 es posible ver los deslizamientos escogidos en mayor detalle (deslizamiento oeste y este, respectivamente). Será importante la información obtenida desde la fotogrametría y escaneo laser para ambos deslizamientos, ya que permitirán definir sets de discontinuidades que no fueron posibles medir en terreno por disponibilidad de acceso, principalmente en el deslizamiento oeste, ya que la zona con estructuras corresponde a la parte superior del escarpe, en donde no existe un nivel cercano plano que permita realizar mediciones, por otro lado en el

deslizamiento este fue posible realizar algunas mediciones de lineamientos, en su mayoría subverticales con rumbos de orientación $NS \pm 15^\circ$. De esta forma se podrá ir mejorando en la caracterización del macizo rocoso.



Figura 37: Vista Panorámica del deslizamiento Oeste

El primer deslizamiento de roca (Figura 37) elegido se ubica en la localidad de Tubul a un costado de la ruta P-22, aproximadamente, 80 m de la línea de costa actual. El afloramiento presenta su punto más alto en la parte central, alcanzando ca. 100 m y en la extensión EW unos 80 m. A pesar del poco tiempo transcurrido desde el evento sísmico detonante de la caída del material, se presenta abundante materia orgánica, debido a la humedad que afecta la zona, a pesar de la alta exposición al sol que presenta el afloramiento en la época de verano. En terreno se puede realizar una división del afloramiento ya que presenta una capa oscura de ca. 15 m, correspondiente a una roca de grano muy fino, posiblemente limo. Luego viene la capa de arenisca característica de la Formación Tubul. Además, se reconocen impresiones de flora fósil.

En la Figura 38, se aprecia el segundo deslizamiento a estudiar en detalle, el cual se encuentra ubicado a un costado del deslizamiento descrito arriba (50 m aprox.), a unos 120 m. (en su punto más cercano) de la línea de costa. Tiene una extensión este-oeste cercano a los 60 m. y su punto más alto tiene 50 m. aprox. Una característica importante observada a escala de afloramiento es la presencia de sets de discontinuidades, los cuáles pueden haber controlado (falla plana, falla en cuña) el deslizamiento ocurrido por efecto del terremoto del 27 de febrero. Al igual que con el primer deslizamiento, el trabajo realizado con fotogrametría y LIDAR permitirán completar el trabajo de caracterización estructural de ambos taludes.



Figura 38: Vista general segundo deslizamiento.

Finalmente, debido a los alcances técnicos de esta tesis, el enfoque del análisis a los deslizamientos escogidos será desde el punto de vista geotécnico (ensayos realizados en muestras extraídas en terreno), tema que se desarrollará con mayor detalle en el Capítulo IV. Junto a los ensayos realizados en este trabajo a muestras de Arauco, Aysén y Las Melosas, se utilizarán resultados tomados de trabajos previos para las últimas dos localidades, con el afán de reconocer si existen diferencias en los comportamientos de cada tipo de material.

IV. RESULTADOS GEOTÉCNICOS

4.1 ARAUCO

4.1.1 GENERALIDADES

En este capítulo se mostrarán los resultados más relevantes de la caracterización de suelos y rocas blandas junto a ensayos geotécnicos realizados en el laboratorio de RM del departamento de Geografía de la Universidad de Durham (UK) y en instalaciones del IDIEM de la Universidad de Chile. Las muestras se obtuvieron de tres deslizamientos asociados a diferentes tipos de sismos: Arauco (2010-subducción), Aysén (2007-cortical) y Cajón del Maipo (1958-cortical). El primer caso de estudio se explicó con detalle en el capítulo anterior, para conocer más de los últimos dos casos revisar anexo C.

Comenzaremos con los resultados de Arauco. En la Figura 37 se puede ver el deslizamiento escogido para la toma de muestras usadas para la realización de los ensayos. Los bloques fueron cubiertos y empaquetados tomando los resguardos necesarios para que no se fracturaran y de esta manera se enviaron al Reino Unido para su posterior procesamiento. En la Tabla 3 se puede ver un resumen con las características principales de las muestras recolectadas. Cabe mencionar que el valor de la densidad es sólo referencial, ya que este valor variaba en los ensayos con muestras utilizadas en condiciones no perturbadas (se hicieron ensayos en muestras remoldeadas y no perturbadas) que presentaban imperfecciones naturales por motivo del tallado. De acuerdo a la clasificación británica de suelos (BS 5930: 1990), el valor de IP nos dice que el material corresponde a un limo de plasticidad intermedia, mientras que según la clasificación de Casagrande es un limo (inorgánico) de compresibilidad media. De acuerdo al mapeo geotécnico realizado en terreno, se obtuvo un GSI entre 50-55 con un valor de RMR de 48, mientras que estimaciones de resistencia realizadas con martillo de Schmidt clasifican la resistencia de la roca (arenisca fina) en la categoría R2 (débil-roca blanda), esto corresponde a la

capa inferior (estructura masiva) del afloramiento considerando que presenta un alto grado de fracturamiento en bloque en sus capas superiores.

Tabla 3: Características generales de las muestras extraídas en Tubul.

Densidad (g/cm ³)	Índice de Plasticidad	Humedad (%)	LOI (%)
1,55	6,53	6,62	1,72

Si analizamos la granulometría obtenida (Figura 39) se reconoce que, además, la muestra presenta tamaños cercanos a una arena fina, pero en mayor proporción con limos en su estructura (según BS 1377). La selección del suelo es buena, con presencia de organismos fósiles en un porcentaje menor al 3% y con alteración principalmente de óxidos. Además, cabe mencionar que estas muestras fueron asignadas a la Fm Tubul, definida por García (1968), como una sucesión sedimentaria marina.

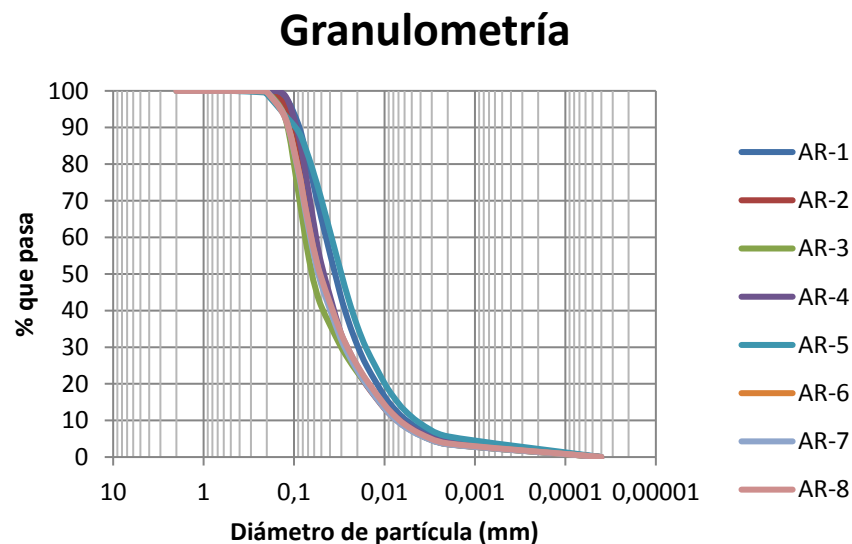


Figura 39: Curvas granulométricas de muestra de roca blanda (Arauco)

4.1.2 PARÁMETROS DE RESISTENCIA

Una primera tanda de ensayos fue realizada en los laboratorios del IDIEM de la Universidad de Chile, e involucró la realización de ensayos de carga puntual, UCS, triaxiales (saturados-CID) (estos dos últimos en muestras talladas) y de velocidad de onda. (Vs). En la Tabla 4 se encuentra un resumen de estos resultados, que fueron utilizados para planificar la segunda etapa de ensayos en la Universidad de Durham. Estos correspondieron a ensayos de corte directo monotónico y cíclico (ambos en condiciones drenadas) utilizando la BPS y DynBPS, respectivamente (Figura 3).

Tabla 4: Resumen resultados a ensayos realizados en IDIEM.

Índice de carga puntual (MPa)	UCS (MPa)	Triaxial	Vs
0,24	1,4-3	C = 27,4 (KPa) $\phi = 34,293$ (°)	553 m/s

Dentro de los ensayos de corte monotónicos se realizaron ensayos en muestras remoldeadas y no perturbadas (talladas). Los primeros utilizando el valor de densidad medido en laboratorio (Tabla 3), mientras que en las muestras no perturbadas este valor variaba dependiendo de las dimensiones de la muestra (ca. 1,43-1,51 g/cm³). Esta diferencia de densidad se hereda de la preparación del testigo realizado manualmente con sierras de distintos tamaños, bisturí y lija para los detalles finales (Figura 40). El total de ensayos fue de 18, que pueden ser divididos en tres tipos, dependiendo del estado del testigo. Estos corresponden a: Ensayos en muestras remoldeadas y no saturadas (RNS) (3), muestras no perturbadas y saturadas (NPS) (4), y finalmente, muestras no perturbadas y no saturadas (NPNS) (11). En la Tabla 5 se aprecia un resumen de estos ensayos con los parámetros utilizados en cada uno, sus respectivos valores peak y/o

residual dependiendo del caso y además los parámetros de cohesión y ángulo de fricción para cada condición. El mayor número de experimentos realizados (NPNS), fue pensando en la importancia de definir de manera precisa la envolvente de ruptura en este estado, que sería la base para los ensayos cíclicos a realizarse posteriormente. No se realizaron ensayos dinámicos en las otras dos condiciones.

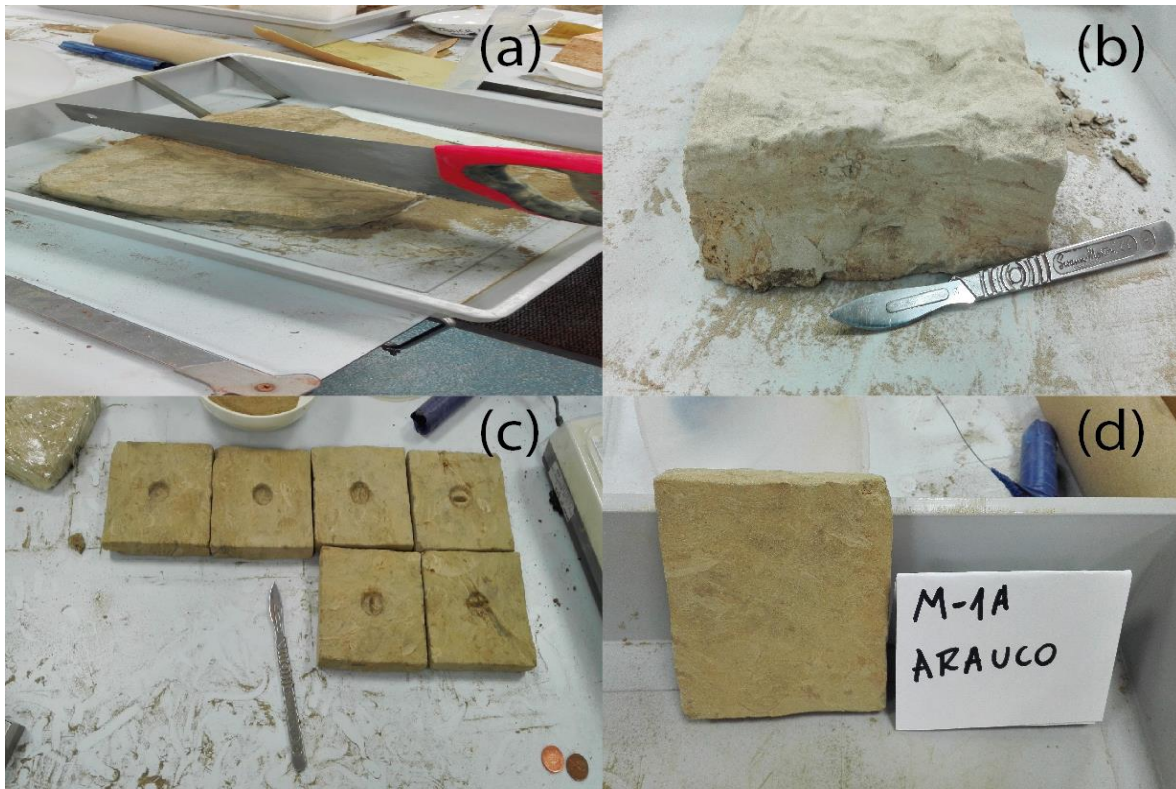


Figura 40: Preparación muestras Arauco. (a-b): Corte de muestras. (c) Muestras para ensayos dinámicos (d): Muestras para ensayos monotónicos.

Al comparar las tres condiciones ensayadas en la BPS los resultados son los siguientes. Para las muestras RNS la cohesión es nula mientras que el ángulo de fricción presenta un valor de $41,9^\circ$, estos valores aumentan en los ensayos en muestras NPS y NPNS ($C = 36.56 \text{ kPa} - \phi = 47.41^\circ$ y $C = 160.18 \text{ kPa} - \phi = 54.45^\circ$) para los valores peak. Una disminución en la cohesión se observa en las muestras saturadas con respecto a las no saturadas lo que indicaría un valor solamente aparente en el primer estado. Además, el ángulo de fricción aumenta

siguiendo la misma tendencia que la cohesión, lo que es esperable para este tipo de ensayos.

En el primer caso (RNS) el comportamiento de las muestras fue más bien dúctil (Anexo A), con lo que no se apreciaba un valor residual claro, sin embargo, en las muestras no perturbadas, saturadas y no saturadas, el comportamiento del material está dentro del rango semi-frágil o inclusive frágil para cargas menores o iguales a 100 kPa. En el caso de las muestras saturadas, fue posible reconocer un valor peak y un posterior residual que permitió calcular la cohesión y ángulo de fricción para cada estado (Tabla 5). Mientras que, en los ensayos monotónicos NPNS (Figura 41) existe una particularidad, ya que, a pesar del cambio de comportamiento del material, solamente es posible reconocer un valor peak en las muestras en desmedro de un stress residual. Estos valores se encuentran en la Figura 42, en la cuál es posible ver además el rango de confianza que presenta la nube de puntos obtenida junto a la desviación estándar de la regresión utilizada, la que nos muestra la amplia variabilidad que presenta este tipo de resultados (considerando además el bajo número de ensayos) debido a las diferencias locales que puede existir en las muestras extraídas desde un afloramiento y el grado de error agregado durante la preparación de cada una. Ahora bien, si analizamos las curvas de deformación (stress-strain) de la Figura 41 se aprecia que el comportamiento post peak de las muestras ensayadas es irregular, ya que las caídas del nivel de stress de cizalle son varias en especial para cargas menores a 100 kPa, por lo tanto reconocer un valor único como stress residual siguiendo las indicaciones comentadas en el capítulo 2.2 es muy difícil, puesto que puede ser fácilmente cuestionado por otras investigaciones. Este tipo de comportamiento puede estar supeditado al tipo de fracturamiento que exhiben las muestras (dado por las características de resistencia de las muestras), cuyo ejemplo se encuentra en la Figura 43. Al final de cada uno de los ensayos (monotónicos y cíclicos), era posible apreciar que el grado de fracturamiento de la muestra era total, es decir, no existía un plano de cizalle limpio reconocible, sino que el tipo de ruptura era más bien conducido por la formación de pequeñas grietas que iban aumentando su tamaño hasta generar la fractura total del material

(peak), sin embargo es presumible por las curvas de deformación, que estas fracturas seguían formándose incluso después de alcanzar el valor peak (quiebres en la curva de stress-strain), lo que imposibilita que se reconozca un esfuerzo residual sobre un plano del material, ya que son muchas las superficies de ruptura generadas.

Por otro lado, en las muestras se reconoce una clara tendencia a la dilatación durante el desarrollo del ensayo, para analizar esto se usó el valor de deformación axial entregado por la BPS el cual fue normalizado al 1% de deformación para encontrar uniformidad entre los datos analizados, y se observa además una clara tendencia a una disminución en el porcentaje de dilatación con mayores niveles de cargas axiales (stress normal), En particular los tests con cargas normales de 150 y 200 kPa presentan las menores diferencias en cuanto al porcentaje de dilatación (<2,5%).

Si además, contrastamos los valores del ensayos de corte monotónico con los resultados del ensayo Tx realizado en laboratorios del IDIEM, las diferencias son mayores en términos de cohesión y ángulo de fricción (ambos valores son menor en comparación a los tres tipos de ensayos realizados en la Universidad de Durham), esta diferencia puede estar dada por el tipo de probeta utilizada y la velocidad de deformación, ya que en el primer caso se utilizó una probeta cilíndrica tallada en condición saturada que fue deformada a una velocidad de 0,09 mm/min (Anexo E), mientras que en la BPS el material usado presenta una forma rectangular y su velocidad de deformación fue de 0.1 mm/min. Para intentar mantener una uniformidad en la realización de los ensayos dinámicos, estos fueron realizados de igual manera que los monotónicos en la BPS, considerando además que el lote de muestras analizadas correspondía al mismo período de extracción.

Como valor peak de referencia para los ensayos dinámicos se utilizó el obtenido en el test N°10 (Tabla 5), considerando que la totalidad de estos ensayos se

realizaron a un stress normal de 50 kPa (Figura 42-Tabla 5) debido a las condiciones in situ de la muestra testada.

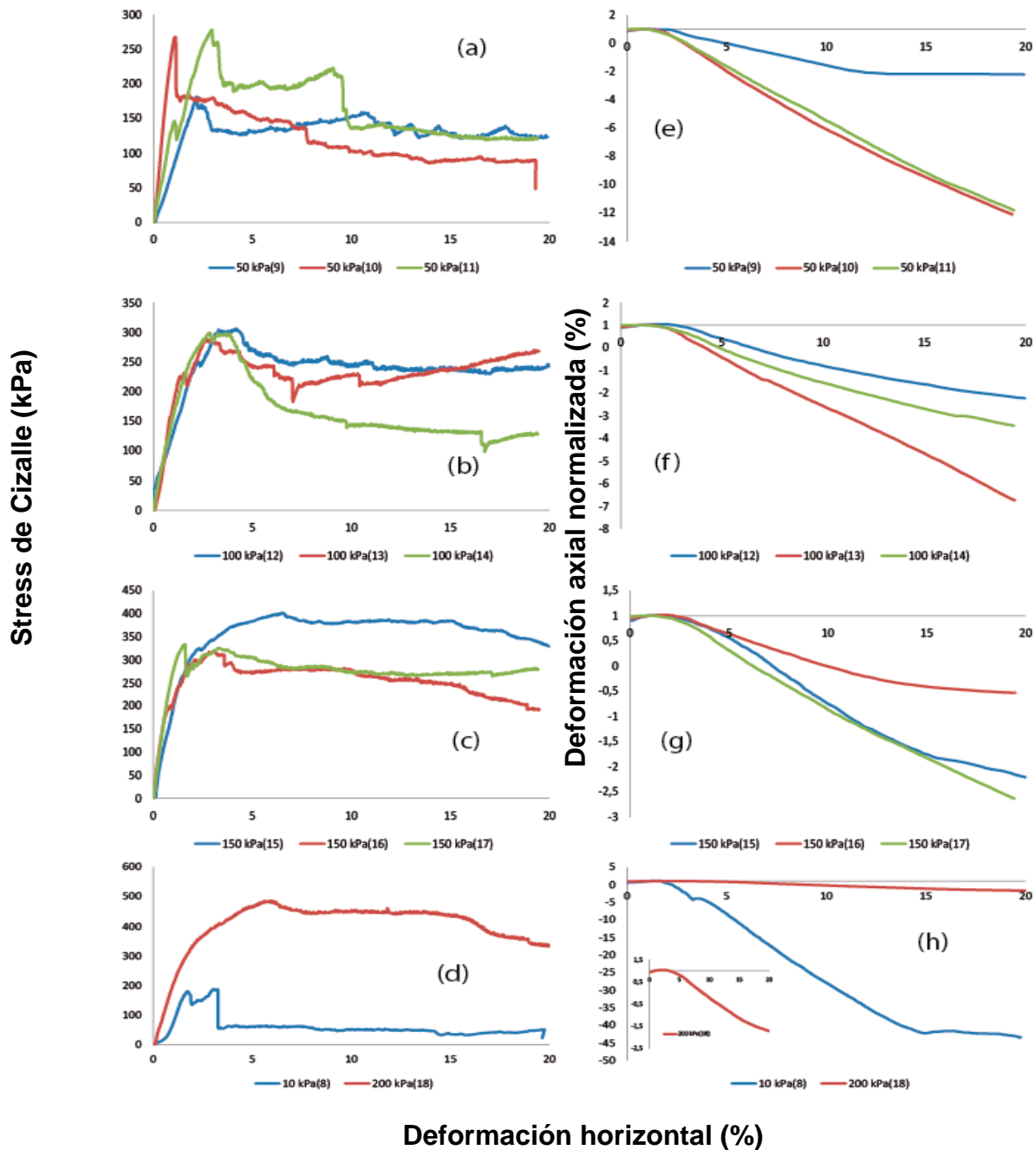


Figura 41: Gráficos de stress-strain (horizontal) de ensayos monotónicos (a-d) y de deformación volumétrica (axial) normalizada vs strain horizontal. (e-h) para distintas sollicitaciones de carga normal.

Tabla 5: Parámetros ensayos de corte directo monotónico Arauco.

N° test	Estado muestra	Stress normal (kPa)	Peak (kPa)	Residual (kPa)	Cohesión y ángulo de fricción peak	Cohesión y ángulo de fricción residual
1	Remoldeada- No saturada	100	91,48	-	C = 0 (kPa) Φ = 41,9 (°)	-
2	Remoldeada- No saturada	200	178,12	-		
3	Remoldeada- No saturada	300	269,598	-		
4	No perturbada- Saturada	10	42,11	36,92	C = 36,56 (kPa) Φ = 47,41 (°)	C = 18,32 (kPa) Φ = 30,96 (°)
5	No perturbada- Saturada	50	86,84	28,6		
6	No perturbada- Saturada	100	168,51	83,11		
7	No perturbada- saturada	150	186,03	111,48		
8	No perturbada- No saturada	10	179,42	50,34	C = 160,18 (kPa) Φ = 54,45 (°)	-
9	No perturbada- No saturada	50	181,26	125,904		
10	No perturbada- No saturada	50	268,1	99,83		
11	No perturbada- No saturada	50	278,07	132,86		
12	No perturbada- No saturada	100	269,17	201,09		
13	No perturbada- No saturada	100	298,78	136,84		
14	No perturbada- No saturada	100	289,35	247,93		

N° test	Estado muestra	Stress normal (kPa)	Peak (kPa)	Residual (kPa)	Cohesión y ángulo de fricción peak	Cohesión y ángulo de fricción residual
15	No perturbada- No saturada	150	402,03	372,23	C = 160,18 (kPa) Φ = 54,45 (°)	-
16	No perturbada- No saturada	150	329,11	193,82		
17	No perturbada- No saturada	150	334,06	271,27		
18	No perturbada- No saturada	200	485,76	429,5		

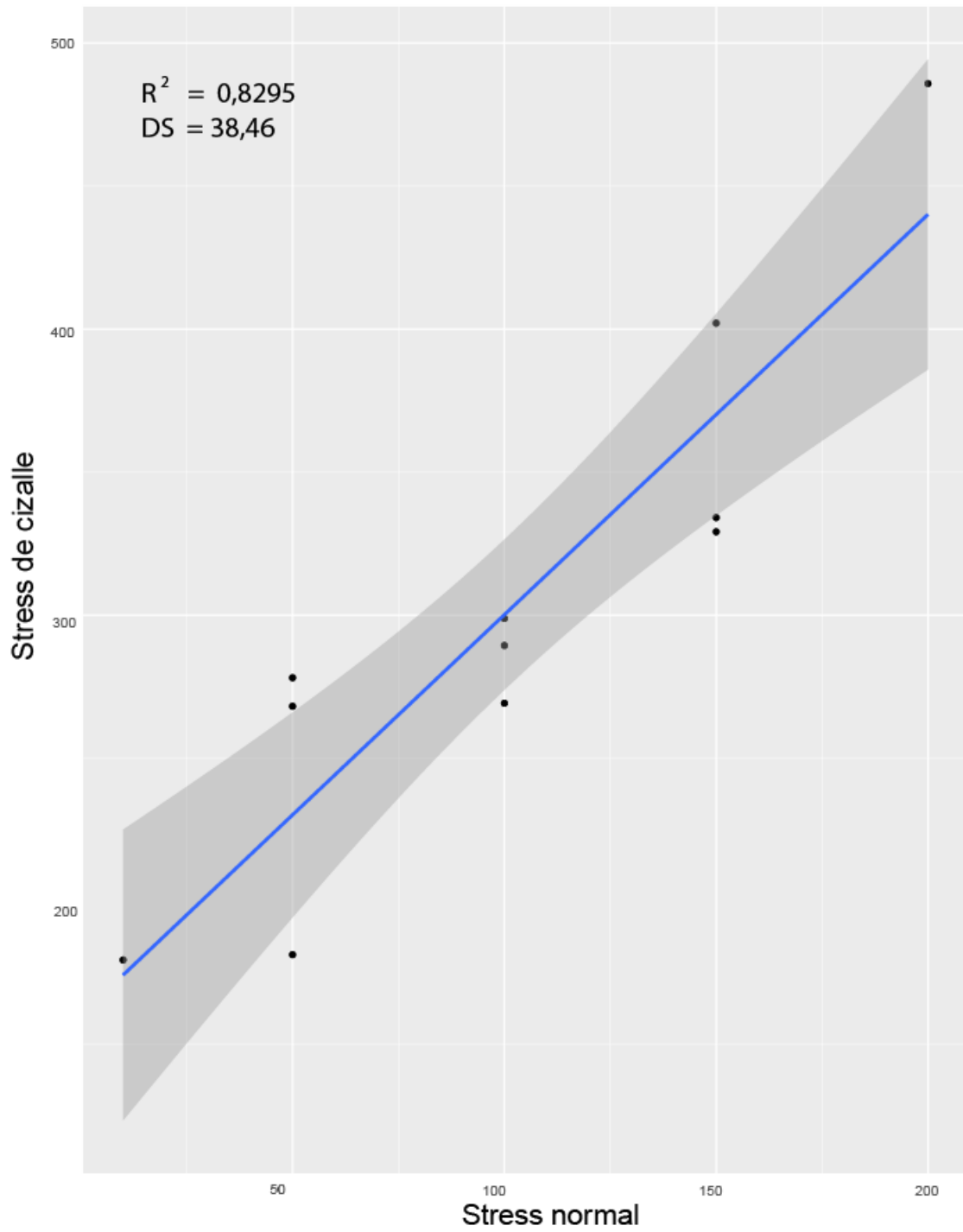


Figura 42: Envoltura de ruptura para set de datos (Peak) en muestras NPNS (línea continua). El campo gris oscuro corresponde al rango de confianza de los datos.

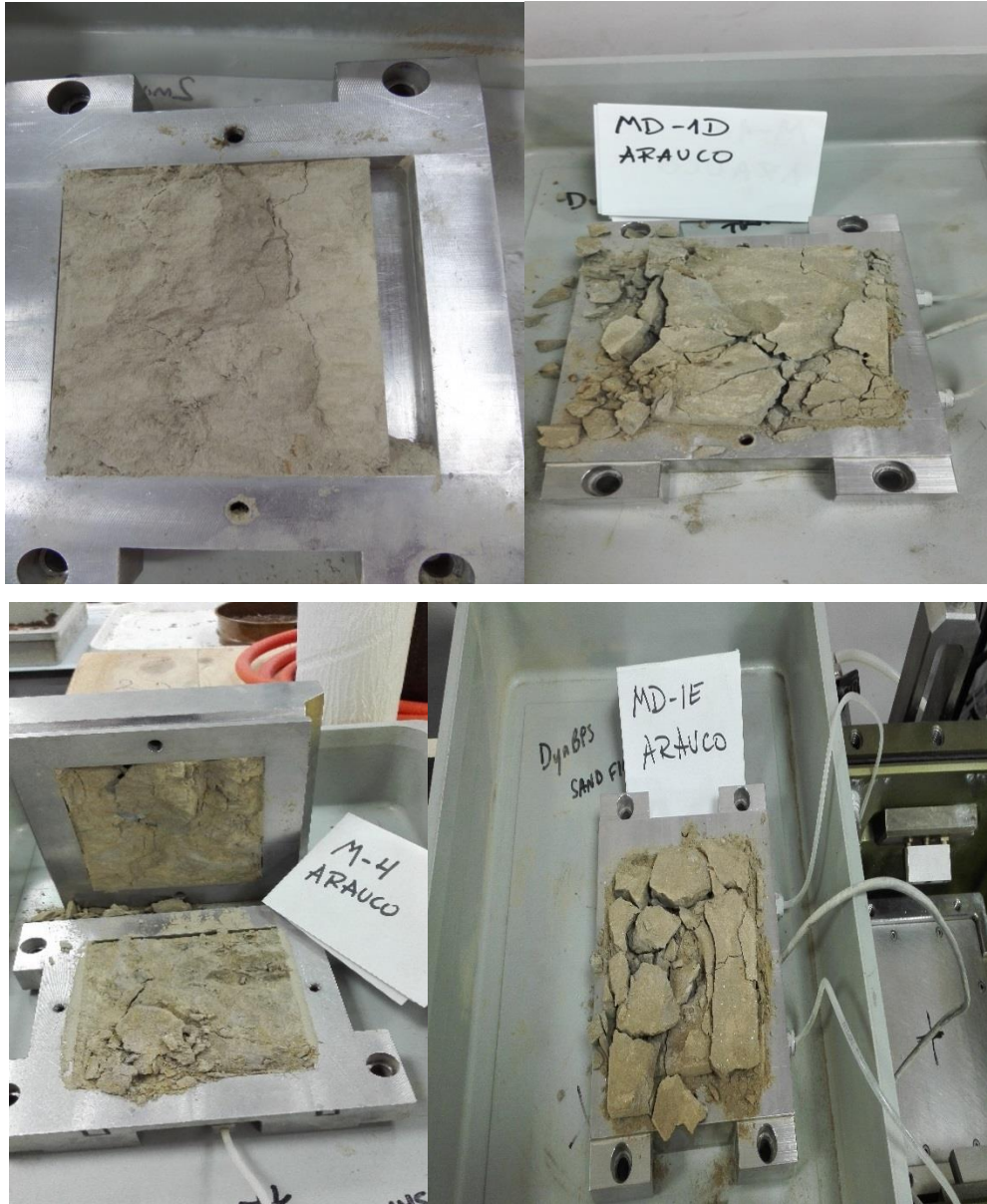


Figura 43: Tipos de fracturas observadas en los experimentos realizados en muestras de Arauco.

4.1.3 ENSAYOS DE CORTE CÍCLICO

Según lo explicado en el apartado 2.2 con respecto a los ensayos de corte directo cíclicos, estos van a tener un número de etapas que dependerán del número de fases dinámicas que quieran realizarse. En el ensayo más básico a lo menos, se realizarán cuatro etapas, las cuales consisten en una etapa de consolidación, seguida de una primera fase de cizalle monotónico a una tasa de deformación

constante (en este caso 0,1 mm/min), para continuar con una etapa dinámica con sus respectivos parámetros de amplitud, frecuencia, nivel base, n° de ciclos, etc. Para finalmente, realizar una última etapa de cizalle monotónico hasta completar el ensayo (20 mm totales), también a una tasa constante de deformación (0,1 mm/min). En las muestras extraídas de Arauco (Tubul), se realizó un total de 10 ensayos dinámicos, donde los cuatro primeros se componían de 6 etapas (incluyendo dos dinámicas) y los restantes de cuatro etapas (una fase dinámica). A estos se les suma un ensayo de prueba con variadas combinaciones de parámetros dinámicos para conocer la respuesta de la máquina con este tipo de muestras (nunca se habían realizado ensayos con muestras de este tipo, es decir, en rocas blandas en muestras no perturbadas). Es necesario mencionar que el número de etapas va a estar condicionada además a la ocurrencia de falla durante alguna de ellas (Tabla 6). Solamente dos de los ensayos realizados presentaron ruptura previa a finalizar la fase dinámica, de esto se hablará más adelante.

El valor de inicio de cada fase dinámica (corte estático) puede ser con respecto a un porcentaje de deformación (horizontal o axial), un valor de stress de cizalle o normal, o un lapso de tiempo determinado. Como se mencionó anteriormente, el valor de referencia utilizado en este caso es un porcentaje del peak de stress de cizalle de uno de los tests de 50 kPa. De igual forma con el resto de los ensayos realizados en muestras de Aysén y Las Melosas, el parámetro de control fue el mismo, es decir que durante la primera etapa de cizalle monotónico, el esfuerzo sería aplicado hasta alcanzar el nivel especificado de stress para pasar de inmediato a la aplicación de los esfuerzos dinámicos. En la Figura 44 se aprecian los tres niveles bases (corte estático) utilizados, y el campo de esfuerzos dinámicos para una misma amplitud obtenido en tres de los experimentos llevados a cabo. Los valores base fueron de 50, 172 y 223 kPa, el primero muy por debajo de la curva de valores peak (para generar una razón 1:1 entre el esfuerzo normal y de cizalle), mientras que los otros dos se encuentran a un 65% y 80% del valor peak utilizado como referencia. La amplitud (medida en kN) es otro de los parámetros modificables en la configuración de las fases dinámicas, en el caso de Arauco este valor varió entre 0,2 y 0,6 kN con respecto al nivel base para la

componente de cizalle, mientras que para el stress normal se utilizó un valor de amplitud 0 durante esta fase, es decir, se intentó mantener constante, sin embargo sufría pequeñas variaciones producto de la oscilación propia del testigo testeado (Figura 44). Esta decisión de no modificar el stress normal tiene relación con la mayor importancia que tiene la componente tangencial en desplazamientos superficiales como el estudiado en este caso. Los cambios de stress normal fueron más notorios para los casos en los que hubo ruptura por el relajo debido al cambio de volumen de la muestra y también en el test dinámico con menor valor base (50 kPa), en el cuál la combinación entre el stress de cizalle y normal sobre la muestra fue la menor en comparación al resto de los ensayos, por lo que existía una mayor “libertad” de movimiento del material, al existir una menor presión dentro de la cámara.

Esta oscilación viene dada por la frecuencia utilizada en la aplicación de los esfuerzos. Se usaron valores que variaron entre 1 y 4 Hz de acuerdo a cálculos de intensidades en distintas estaciones realizados por Boroschek et al., (2012). La duración de las fases dinámicas está condicionada con el número de ciclos que se realicen. El valor escogido fue de 30 ciclos en todos los ensayos, esto quiere decir que utilizando una frecuencia de 1 Hz la fase dinámica tendrá una duración de 30 s. En la Tabla 6 se puede ver en detalle los parámetros utilizados para cada uno de los ensayos realizados.

4.1.3.1 ENSAYOS CÍCLICOS CON DOS FASES DINÁMICAS

Fueron sólo dos los casos en los que ocurrió ruptura durante las fases dinámicas, ambas fueron en los ensayos configurados para tener dos instancias dinámicas (Figura 45 (b) y (e)). En esta primera etapa de ensayos, el parámetro modificado fue la frecuencia que aumentó 1 Hz en cada uno de los tests, manteniendo constante la amplitud del stress (0,4 kN). En ninguno de los casos se superó el rango de valores peak (Figura 42) para ninguna de las fases dinámicas. Tampoco existe una tendencia de disminución de la resistencia de la muestra con el aumento de frecuencia por lo que no podemos relacionar directamente la falla del material con un aumento de este parámetro.

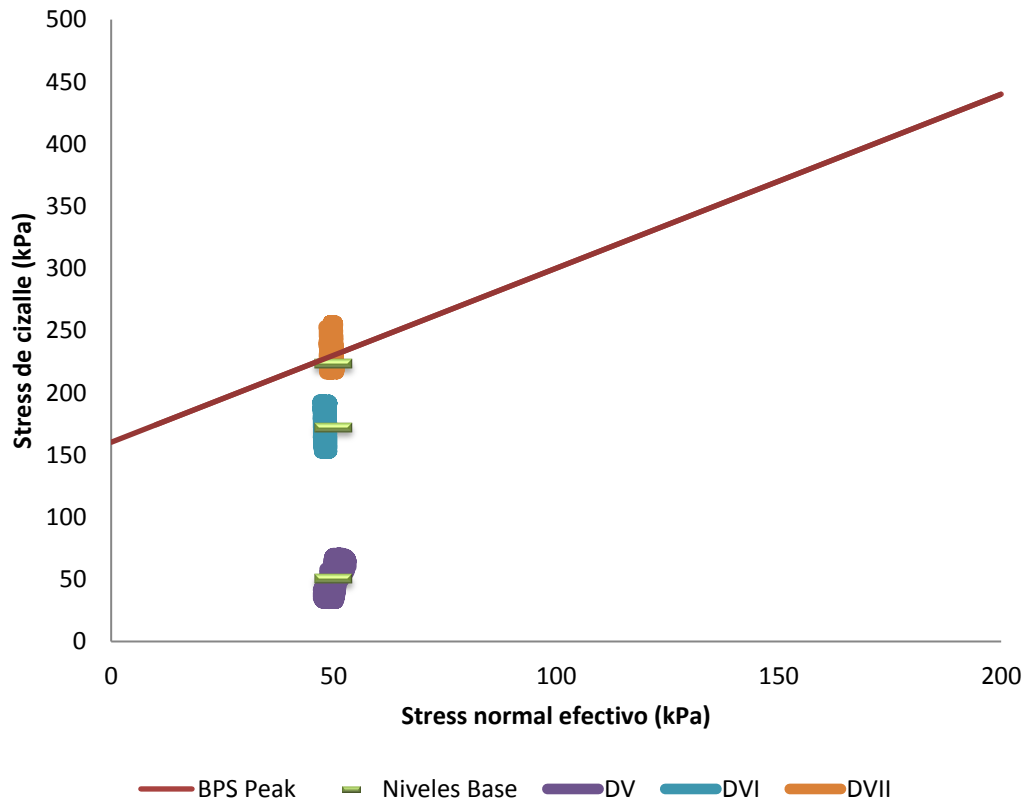


Figura 44: Esquema de campos de esfuerzos para tres fases dinámicas con la misma amplitud (0.2 kN) usando niveles base de cizalle distintos.

En el primer caso con ruptura (b) se aprecia que durante la segunda fase dinámica y posterior a la falla de la muestra ocurren nuevas rupturas del material hasta alcanzar el tope de desplazamiento permitido por la máquina, sin embargo no se reconocen variaciones volumétricas que cambien la tendencia a la dilatación durante esta etapa. En cuanto al segundo caso de ruptura (e) en la segunda fase dinámica existió una caída en el nivel de stress previo a la ruptura final, durante esta caída se reconoce una variación en la pendiente de cambio volumétrico (horizontal), indicando un cambio mínimo de tamaño de la muestra previa a la brusca dilatación final del material que además se relaciona con un alza del stress hasta alcanzar el tope del desplazamiento. Otra característica interesante es la que se ve en la figura (d) en la cual el peak post fase dinámica es mayor al resto de los ensayos realizados (por sobre los 340 kPa), sin sufrir la ruptura de la muestra, lo que implicaría un aumento de la

resistencia para esta combinación de parámetros, posiblemente relacionado a un fenómeno de densificación, mismo efecto en la figura (c) aunque con un alza menor del stress, esta densificación se relacionaría con la disminución de volumen (contracción) que presentan las muestras durante la primera fase dinámica, ya que en los casos que hubo ruptura ocurrió posterior a esta etapa. Sin embargo, se reconoce que las muestras sufren una rápida dilatación post-fracturamiento (que en todos los casos es post-fase dinámica I).

4.1.3.2 ENSAYOS CÍCLICOS CON UNA FASE DINÁMICA

Por otro lado, en los ensayos con una sola fase dinámica (Figura 46) no ocurrió ruptura de los testigos durante las respectivas fases dinámicas y sus posteriores etapas de cizalle monotónico. En todos los casos se realizó el total del ensayo. Y destaca que en los 6 ensayos realizados bajo esta característica se alcanzaron valores post fase dinámica mayores que el peak (monotónico). Siguiendo la misma lógica mencionada anteriormente, esto podría hablarnos de un aumento de la resistencia del material durante la aplicación de esfuerzos dinámicos bajo ciertas condiciones, que se relacionaría con el comportamiento volumétrico de las muestras que es bastante similar para los 6 experimentos realizados (Figura 46), mostrando una clara tendencia a contraerse (disminución de volumen), durante la fase dinámica y una posterior dilatación en la fase final de cizalle monotónico con pequeños cambios de pendiente durante el resto del ensayo. Además, se reconoce que el fracturamiento de la muestra es similar que en los ensayos monotónicos y en aquellos con dos fases dinámicas, lo que implicaría que la formación de micro grietas continua a pesar de haber alcanzado el estado de stress máximo. Es este mecanismo de ruptura que sugiere que la formación del deslizamiento en Tubul, se puede haber producido en etapas, dónde en un inicio se generaría el fracturamiento del material permitiendo la caída de fragmentos pequeños de roca, y a medida que se alcanza un nivel de desgaste del material se produciría la caída masiva del talud.

Por otro lado, el parámetro común en estos ensayos fue la baja frecuencia (1 Hz) con excepción del gráfico (g) el cual se realizó a una mayor frecuencia (3 Hz). Este

cambio de parámetro no generó mayores diferencias con otros experimentos realizados al mismo nivel base, con distinta frecuencia u amplitud.

Tabla 6: Parámetros utilizados en fases dinámicas de los ensayos realizados en Universidad de Durham en muestras extraídas de Arauco.

ID	Fase dinámica	Amplitud (kN)	Frecuencia (Hz)	Nivel Base (kPa)	Stress Normal (kPa)	Ruptura
DI	1	0,4	1	172	50	Si
	2	0,4	1	223		
DII	1	0,4	2	172	50	No
	2	0,4	2	223		
DIII	1	0,4	3	172	50	No
	2	0,4	3	223		
DIV	1	0,4	4	172	50	Si
	2	0,4	4	223		
DV	1	0,2	1	50	50	No
DVI	1	0,2	1	172	50	No
DVII	1	0,2	1	223	50	No
DVIII	1	0,4	1	223	50	No
DIX	1	0,2	3	223	50	No
DX	1	0,6	1	172	50	No

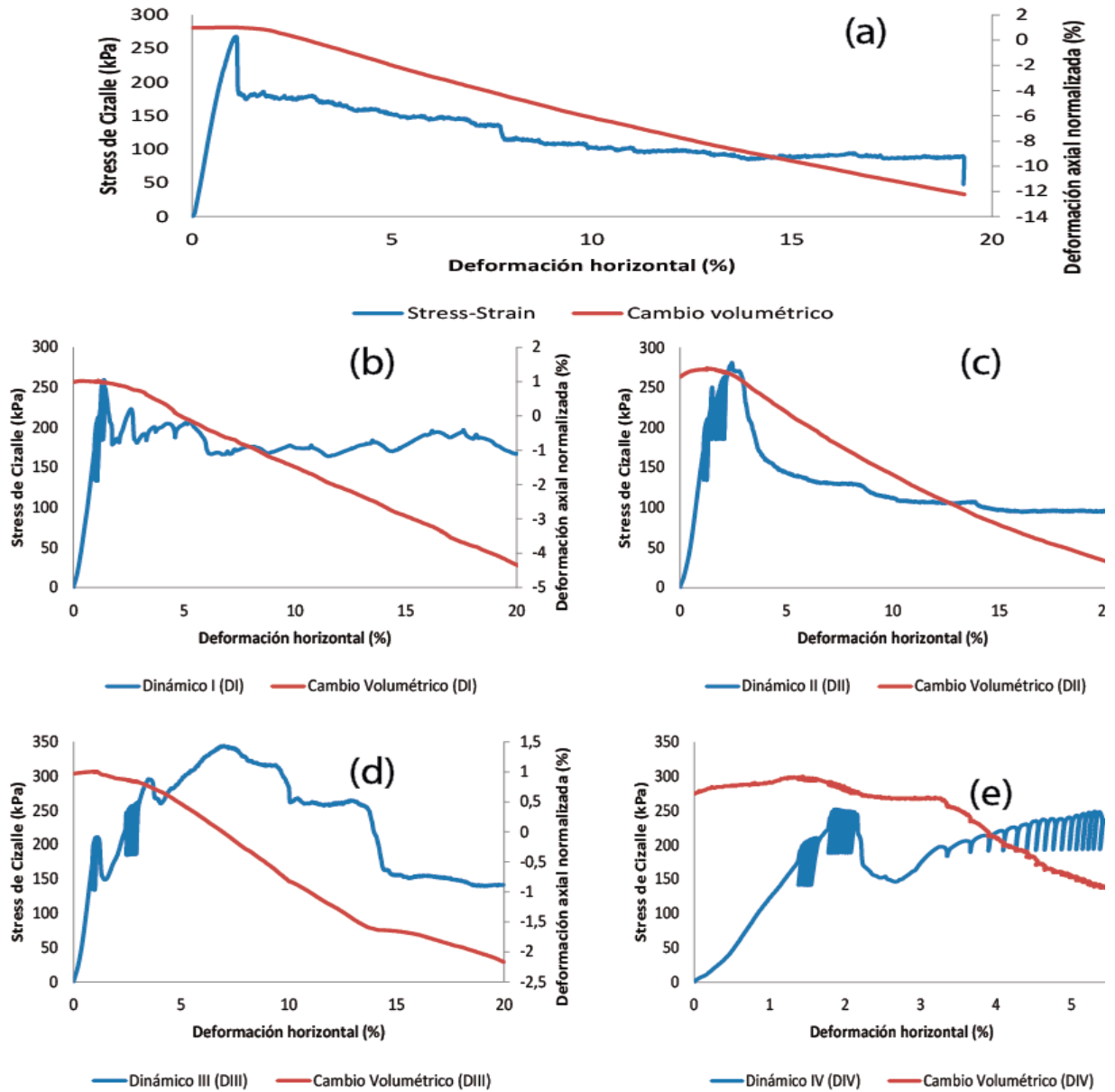


Figura 45: Gráficos de stress-strain y cambio volumétrico para ensayo monotónico base y ensayos dinámicos con dos fases. (a) Monotónico con stress normal de 50 kPa. (b) Dinámico 1 (DI). (c) Dinámico 2 (DII). (d) Dinámico 3 (DIII). (e) Dinámico 4 (DIV).

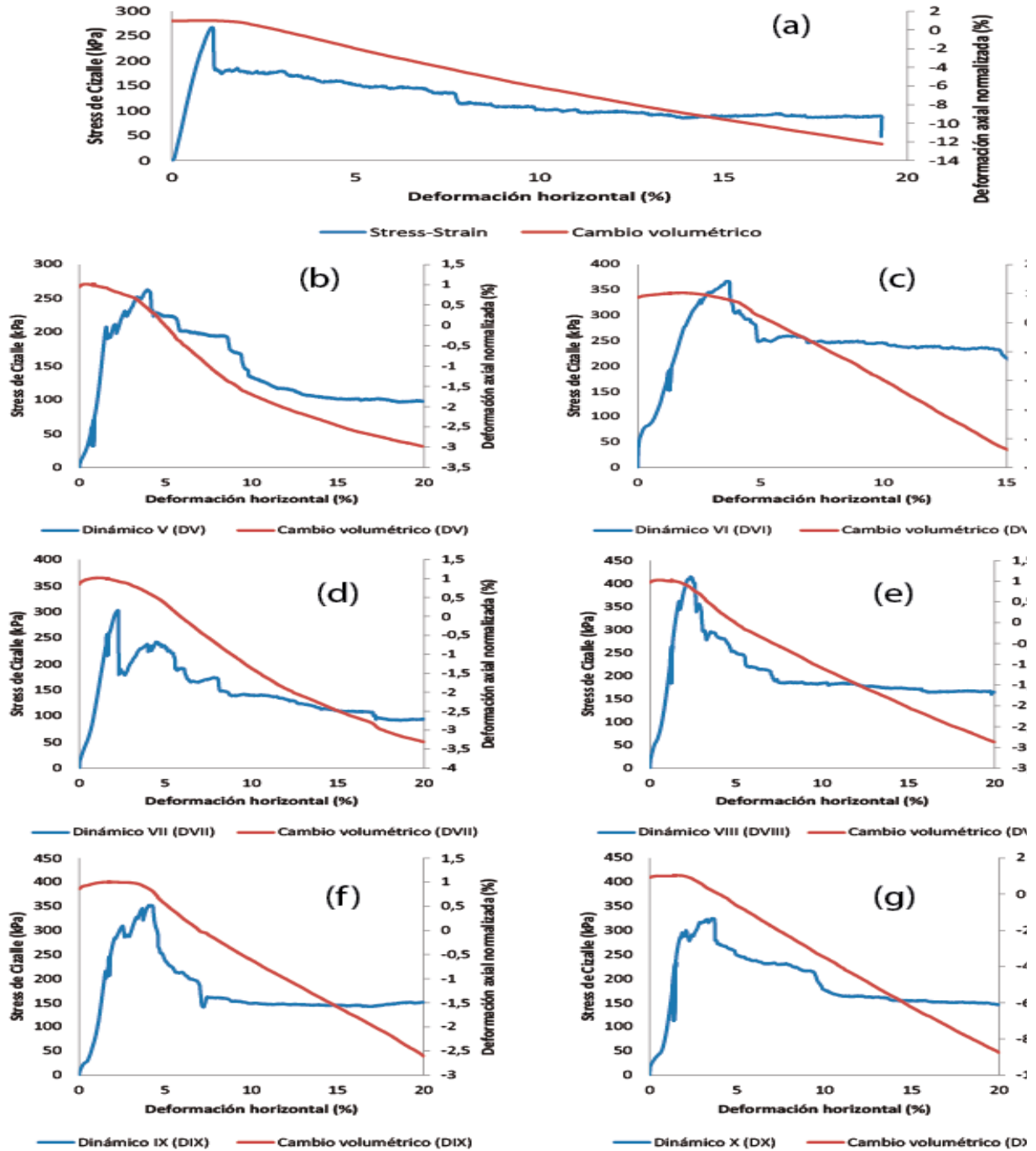


Figura 46: Gráficos de stress-strain y cambio volumétrico para ensayo monotónico base y ensayos dinámicos de una fase. (a) Monotónico con stress normal de 50 kPa. (b) Dinámico 5 (DV). (c) Dinámico 6 (DVI) (d) Dinámico 7 (DVII). (e) Dinámico 8 (DVIII). (f) Dinámico 9 (DIX). (g) Dinámico 10 (DX).

4.1.4 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD

Con el afán de reflejar en la práctica los parámetros de resistencia obtenidos en la realización de los ensayos de corte monotónicos (NPNS), se realizaron análisis de estabilidad preliminares del deslizamiento de roca oeste de Tubul (Figura 29) en el software SLIDE. Se utilizaron 4 configuraciones distintas (Anexo D) intentando mantener coherencia con lo visto en terreno y el volumen estimado del deslizamiento ($\sim 10.000 \text{ m}^3$), esto debido a que no fue posible reconstruir con exactitud la ladera original del deslizamiento con imágenes satelitales. El primer modelo corresponde un talud sin banquetas con una inclinación de 60° hasta la cima, mientras que los otros 3 restantes presentan todos tres banquetas de 25 m de alto cada una, las cuales varían su pendiente desde los 55° a 70° dependiendo del caso. La superficie del deslizamiento fue recreada a partir de los perfiles otorgados por el escaneo laser (LIDAR) realizado entre el primer y segundo terreno por colaboradores de la Universidad de Concepción con el apoyo de la empresa OITEC. La sección utilizada corresponde a una de la parte central del deslizamiento (más cercana a la cima) y se asume que en el proceso de falla el cuerpo deslizado cae completo al mismo tiempo. En primer lugar, se realizó un análisis de estabilidad estático mediante el método de equilibrio límite en cada una de las configuraciones, utilizando los parámetros de resistencia otorgado por los ensayos de corte monotónicos, mientras que los análisis pseudoestáticos (utilizando el mismo método) presentaban distintas combinaciones sísmicas en términos de K_h y K_v (Coeficiente de carga sísmica horizontal y vertical, respectivamente). Para darle más realismo a estos valores se utilizaron los datos de PGA del sismo del 2010 más cercanos al deslizamiento, que corresponden a la estación del colegio San Pedro en Concepción (Tabla 2). Las razones utilizadas son: K_h y K_v igual a dos tercios del PGA e igual a la mitad del PGA obtenido y, además, se utilizó un tercer valor de K_h y K_v igual a 0,2 en ambas componentes para mejorar el análisis de sensibilidad. Los análisis pseudoestáticos fueron realizados para dos condiciones distintas de los parámetros de resistencia, en un primer lugar igual a los usados en el análisis estático y en segundo lugar usando sólo la mitad del valor de cohesión, asumiendo una pérdida de la cohesión durante

la duración del sismo (cargas cíclicas), efecto que se aprecia en los estudios realizados por Sepúlveda et al., (2016) en muestras de suelo, y además considerando que los valores de cohesión y fricción corresponden a ensayos de corte monotónicos y por lo tanto no reflejan, necesariamente, los parámetros de resistencia de un material durante una carga cíclica (sismo).

Los métodos de equilibrio límite de Janbu y de Bishop fueron los utilizados para cada escenario, que son comúnmente los más utilizados. El primero se basa en descomposición de fuerzas y el segundo en la descomposición de momentos.

El resumen de factores de seguridad obtenidos para cada escenario se muestra en detalle en la Tabla 7 y 8.

Tabla 7: Resumen de factores de seguridad para análisis preliminares de estabilidad en deslizamiento de roca de Tubul.

	Condición estática con $C = 160,18 \text{ kPa}$, $\phi = 54,45^\circ$		$C = 160,18 \text{ kPa}$, $\phi = 54,45^\circ$				$C = 80,9 \text{ kPa}$, $\phi = 54,45^\circ$			
			K_h y $K_v = 2/3*PGA$		K_h y $K_v = 1/2*PGA$		K_h y $K_v = 2/3*PGA$		K_h y $K_v = 1/2*PGA$	
	FS (Janbu)	FS (Bishop)	FS (Janbu)	FS (Bishop)	FS (Janbu)	FS (Bishop)	FS (Janbu)	FS (Bishop)	FS (Janbu)	FS (Bishop)
I	2,066	2,174	0,907	1,109	1,178	1,368	0,676	0,879	0,936	1,129
II	2,249	2,372	1,11	1,259	1,381	1,526	0,757	0,915	1,017	1,169
III	2,097	2,214	0,96	1,141	1,228	1,402	0,688	0,874	0,946	1,123
IV	2,033	2,128	0,834	1,04	1,112	1,306	0,626	0,837	0,896	1,094

Tabla 8: Resumen de factores de seguridad para análisis preliminares de estabilidad en deslizamiento de roca de Tubul.

	$C = 160,18 \text{ kPa}$, $\phi = 54,45^\circ$		$C = 80,9 \text{ kPa}$, $\phi = 54,45^\circ$	
	$K_h = K_v = 0.2$		$K_h = K_v = 0.2$	
	FS (Janbu)	FS (Bishop)	FS (Janbu)	FS (Bishop)
I	1,51	1,68	1,25	1,43
II	1,72	1,85	1,33	1,48
III	1,56	1,72	1,26	1,43
IV	1,45	1,62	1,22	1,39

En general, se obtuvieron valores de seguridad menores utilizando el método de Janbu, por lo tanto, para el análisis de los resultados (siendo conservadores) solo se tomarán en cuenta estos.

Todos los escenarios testeados muestran que en condiciones estáticas el talud presenta una muy buena estabilidad ($FS > 2$), la que varía en los casos pseudoestáticos estudiados. Si analizamos los escenarios con un valor de cohesión y fricción interna igual al utilizado durante la condición estática, se aprecia que solamente existe caída del talud (Probabilidad de falla del 100%) cuando el valor de K_h y K_v es igual a $2/3$ del PGA respectivo, con excepción de la configuración de banquetas de pendiente de 55° (Tabla 7-II). Pasando a los casos con la mitad del valor de cohesión obtenida se tiene que todos los casos con $2/3$ del PGA presentan una probabilidad de falla del 100% con un FS mínimo de 0,626 correspondiente al caso IV. Mientras que en el escenario con coeficientes de carga sísmica iguales a la mitad del PGA (razón más utilizada) sólo en el caso de menor pendiente (II) de las banquetas no se tienen valores de FS < 1 de todas formas, este caso presenta una probabilidad de falla cercana al 4% (Anexo D). Finalmente, el caso con valores de $K_h = K_v = 0,2$ (Tabla 8) no presenta escenarios con probabilidad de falla con ninguna de las combinaciones de c y ϕ , lo que indicaría que el valor crítico se encontraría entre este valor y los $2/3$ del PGA.

Estos análisis de sensibilidad preliminares, indican que para los valores de aceleración medidos durante el sismo del año 2010 serían suficientes para generar la caída de este talud. Sin embargo, estudios en detalle de valores de aceleración in situ (o al menos en localidades más cercanas) ayudarían a generar mejores modelos (2D o 3D) del deslizamiento.

4.2 AYSÉN

4.2.1 GENERALIDADES

El material usado para realizar los ensayos de corte directo monotónicos y dinámicos fue tomado de las cercanías del lago Los Palos al norte de Puerto Aysén. La cubierta de suelos se caracteriza por presentar depósitos de suelo de origen volcánico, asociado a erupciones de los volcanes cercanos como por ejemplo el Macá, Cay y Hudson (Niemeyer, H., et al., 1984). Sin embargo, al revisar la muestra se reconoce un gran porcentaje de clastos (mayor al 80%) de origen sedimentario, con un porcentaje menor al 5% de minerales (principalmente cuarzo), lo que indicaría un retrabajo de este material primario (volcánico), hecho que se condice con la clasificación geológica realizada el año 2009, por la Universidad de Chile en el área, que reconoce la presencia de depósitos aluviales en la zona muestreada (Universidad de Chile, 2009). La totalidad de deslizamientos de suelo producidos por el terremoto del 2007 fueron de carácter superficial afectando este tipo de cobertura (Serey, 2011).



Figura 47: Ubicación toma de muestra en Aysén, a un costado del lago Los Palos (marcador rojo). Imagen extraída de Google Earth

Los análisis granulométricos realizados en laboratorios de la Universidad de Durham a la fracción fina del material están basados en la norma BS-1377 y se muestran en la Figura 48. Los resultados muestran un contenido predominante de arenas finas, con un porcentaje menor de limos, con un grado de selección bueno a regular, debido a la presencia de algunos clastos mayores a 2 mm. El contenido de humedad en las muestras es cercano al 18% y el LOI obtenido fue de 6,88%.

Granulometría

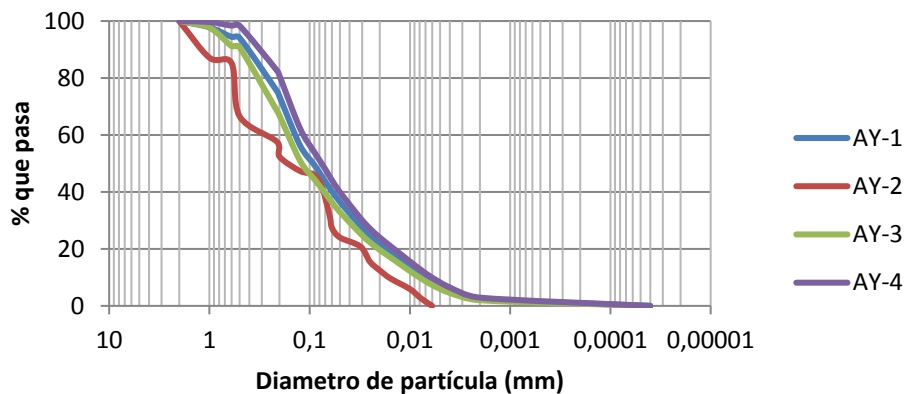


Figura 48: Curvas granulométricas de muestras de suelo (Aysén).

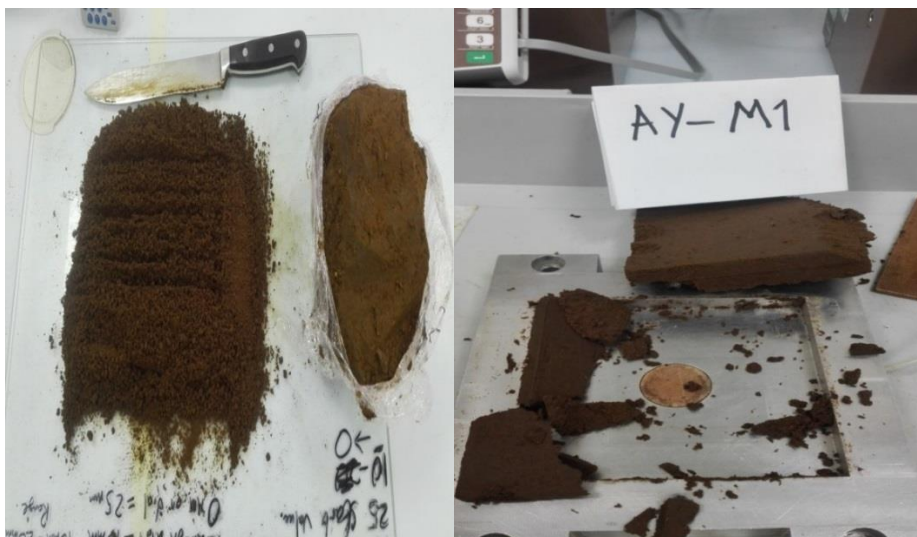


Figura 49: Izq.: Preparación de muestras Aysén para ensayos remoldeados. Der: Muestra post ensayo de corte directo.

4.2.2 RESISTENCIA AL CORTE DEL SUELO

Como se mencionó anteriormente las muestras extraídas fueron sometidas a ensayos de corte directo monotónico y dinámico, siguiendo el estándar BS 1377. Para la realización de estos el valor de densidad considerado fue de 1.2 g/cm³, según estimaciones realizadas en laboratorio, ya que no fue posible realizar mediciones in situ. Fueron 6 los ensayos monotónicos en condiciones no saturadas y remoldeadas (Figura 49) llevados a cabo a distintos niveles de stress normal. Sin embargo, fueron sólo 4 los tomados en cuenta debido a errores en las mediciones en los otros 2 y que por lo tanto no se ajustaban de buena forma a la envolvente de ruptura según el criterio de Mohr Coulomb (Figura 50). La tasa de desplazamiento usada en cada ensayo fue de 0.1 mm/min, similar que la utilizada en Arauco y en Las Melosas. Los parámetros usados en estos ensayos y principales resultados se aprecian en la Tabla 9.

Al comparar los parámetros de cohesión y ángulo de fricción obtenidos con los de Serey (2011) se encuentran variaciones solamente en la cohesión de las muestras con 9,3 kPa en este último. Mientras que el ángulo de fricción vario de 33,4° a 36,3°.

Tabla 9: Parámetros ensayos de corte directo Aysén. (V): Válido. (NV): No válido

N° test	Stress normal (kPa)	Peak (kPa)	Cohesión (kPa)	Ángulo de fricción (°)
1	50 (V)	65,8656	31,24	36,3
2	100 (NV)	118,1982		
3	100 (V)	109,7794		
4	150 (NV)	104,9132		
5	150 (V)	137,5732		
6	200 (V)	179,015		

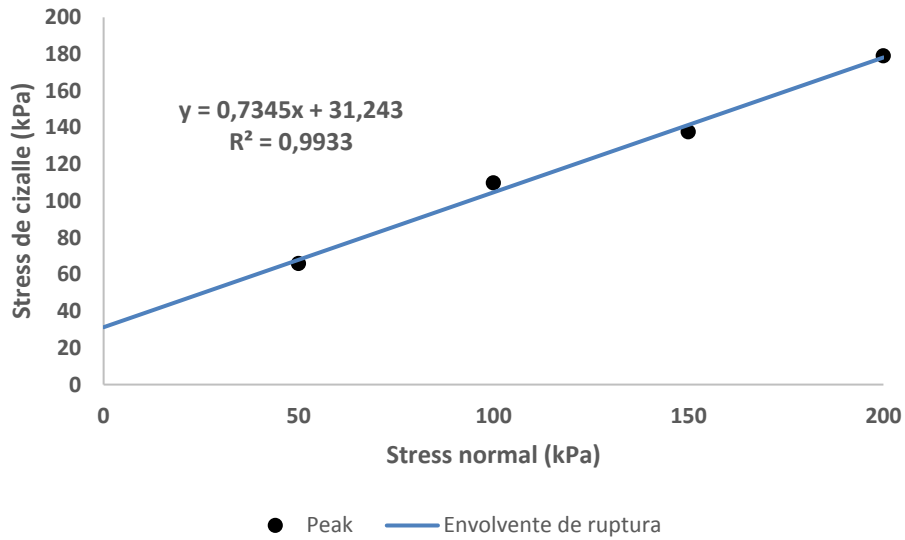


Figura 50: Envolvente de ruptura ensayos de corte monotónicos Aysén.

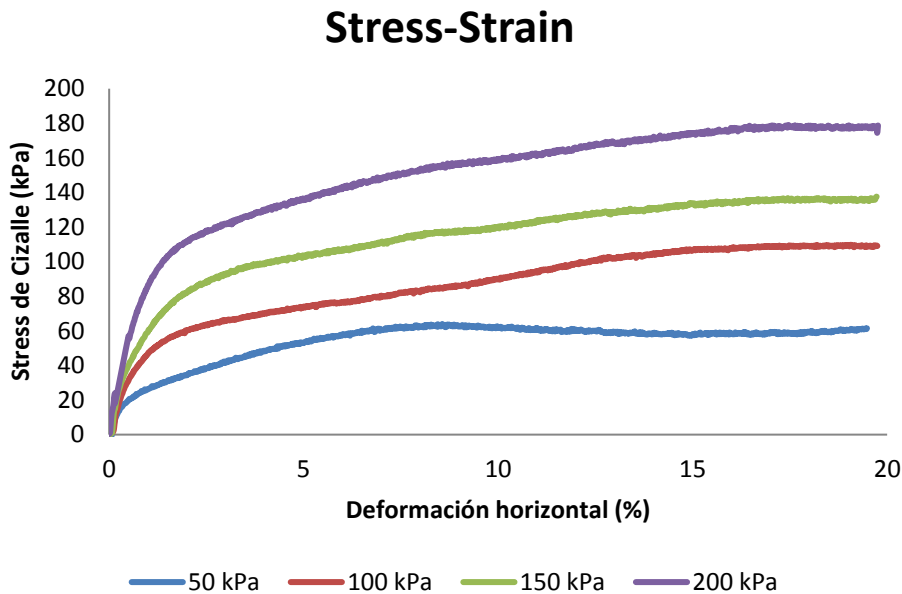


Figura 51: Ensayos válidos en gráfico stress-strain a distintas solicitaciones de carga normal.

En la Figura 51 se aprecia un gráfico de stress-strain para los suelos de Aysén, donde se puede apreciar que el comportamiento es en general del tipo dúctil con excepción del ensayo realizado a menor carga normal, en donde la curva presenta un peak y un posterior valor residual (que no varían mucho entre sí, por lo que se podría hablar de semi-dúctil en general). Si se analiza en términos de

la densidad usada en los ensayos se puede comparar con las curvas mostradas en el libro González de Vallejo, y colaboradores del año 2002 y se podría hablar del comportamiento de un suelo de baja densidad. Por otro lado, la Figura 52 nos muestra el cambio de volumen durante la realización de los ensayos. No se aprecian diferencias notorias para solicitaciones de 100, 150 y 200 kPa (Recordar que el sentido positivo de las ordenadas corresponde a contracción), sin embargo para el ensayo de 50 kPa se aprecia una clara dilatación de la muestra durante el ensayo, lo que se asocia mejor a suelos de mayor densidad (González de Vallejo et al., 2002) con un comportamiento más frágil (valor peak claro y posterior residual), características que no corresponden necesariamente al suelo testeado en este estudio, por lo que pueden haber etapas previas a la realización del ensayo que pueden haber influido en este cambio de comportamiento, hecho que se corrobora en la Figura 51 donde también muestra diferencias con el resto de los ensayos.

Cambio volumétrico

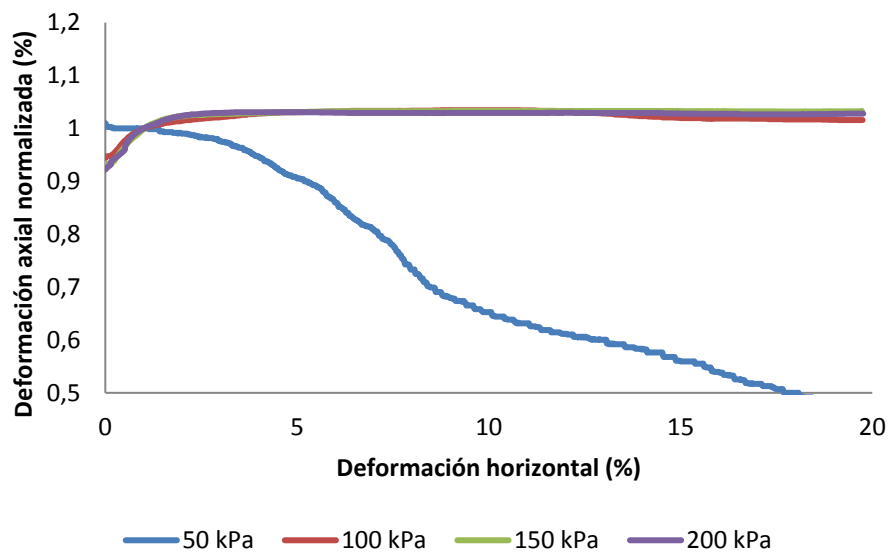


Figura 52: Cambio volumétrico para cada uno de los ensayos.

Pasando a los ensayos dinámicos, fueron dos los realizados en muestras remoldeadas. Se utilizó el mismo valor de densidad ($1,2 \text{ g/cm}^3$) para montar los

experimentos, que se realizaron en condiciones no saturadas. Debido al número menor de ensayos dinámicos realizados en comparación con los analizados anteriormente, se decidió que estos solo tuvieran una fase dinámica. Para ambos experimentos fueron 4 las etapas realizadas (esto no considera que ocurra el fallamiento del material previo al término de una fase), estas son: Consolidación, fase monotónica (1), fase dinámica, fase monotónica (2). La fase de consolidación en ambos ensayos se programó para alcanzar una carga normal de 50 kPa y tomó 25 minutos aprox, utilizando una tasa de 2 kPa/min. Dentro de las fases se mencionan dos de cizalle monotónico, estas corresponden a la aplicación de un esfuerzo de corte a una tasa constante (Figura 51), que al igual que en los ensayos anteriores fue de 0,1 mm/min. La primera se realiza hasta alcanzar un nivel de stress de cizalle pre-definido (nivel base) con respecto a la envolvente de falla obtenida según el criterio de Mohr-Coulomb, desde el cual comenzará la fase dinámica. La segunda fase de cizalle monotónico se aplicará posterior a la fase dinámica a la misma tasa de deformación de la primera etapa hasta completar el ensayo, esto considerando que no exista ruptura previa del material testeado. Entre estas dos fases se realiza la etapa dinámica, la cual fue aplicada a distintos niveles base en los dos experimentos realizados para ver si presentaban algún cambio en su comportamiento. Se decidió al igual que en el caso de Arauco mantener el stress axial constante sin variación durante esta fase y solamente se varió el stress de cizalle para analizar su progreso (amplitud). Los distintos parámetros utilizados en estos ensayos se aprecian en la Tabla 10.

Tabla 10: Parámetros fase dinámica, locación Aysén.

N° test	Frecuencia (Hz)	Amplitud (kN)	Nivel Base (kPa)	Stress Normal (kPa)
1	1	0,2	52	50
2	1	0,3	40	50

Los valores de amplitud utilizados en estos ensayos (0,2 y 0,3 kN, respectivamente) marcan una diferencia importante en el campo stress-strain en comparación a los resultados de Arauco, debido a su menor resistencia y cohesión. Esto puede ser apreciado con claridad en la Figura 53 junto a los campos de esfuerzos dinámicos con respecto a la envolvente de ruptura y el cambio volumétrico que presento cada uno de los ensayos. Los niveles base escogidos en estos ensayos y los parámetros de amplitud utilizados iban en la búsqueda de traspasar levemente la envolvente de ruptura para inducir el fallamiento o en su defecto apreciar que sucedería en la siguiente fase de cizalle monotónico. En ninguno de los casos ocurrió fallamiento, inclusive los valores de stress de cizalle nunca superaron el peak obtenido en el ensayo monotónico. Sin embargo ocurrieron singularidades apreciables en el campo de stress-strain. En el primer ensayo previo a la fase dinámica ocurrió una disminución en el stress de cizalle (curva roja) hecho que puede haber contribuido a la no ruptura del material, mientras que en el segundo ensayo posterior a la fase dinámica se aprecia un aumento en el stress de cizalle. Por otro lado, si analizamos la deformación axial (volumétrica) en ambos casos ocurren fenómenos de contracción en las fases dinámicas con mayor notoriedad en el segundo ensayo (aumento progresivo de la deformación a medida que avanza la etapa), y en la posterior fase de cizalle constante ambas presentan dilatación pero que no alcanza los valores del ensayo monotónico.

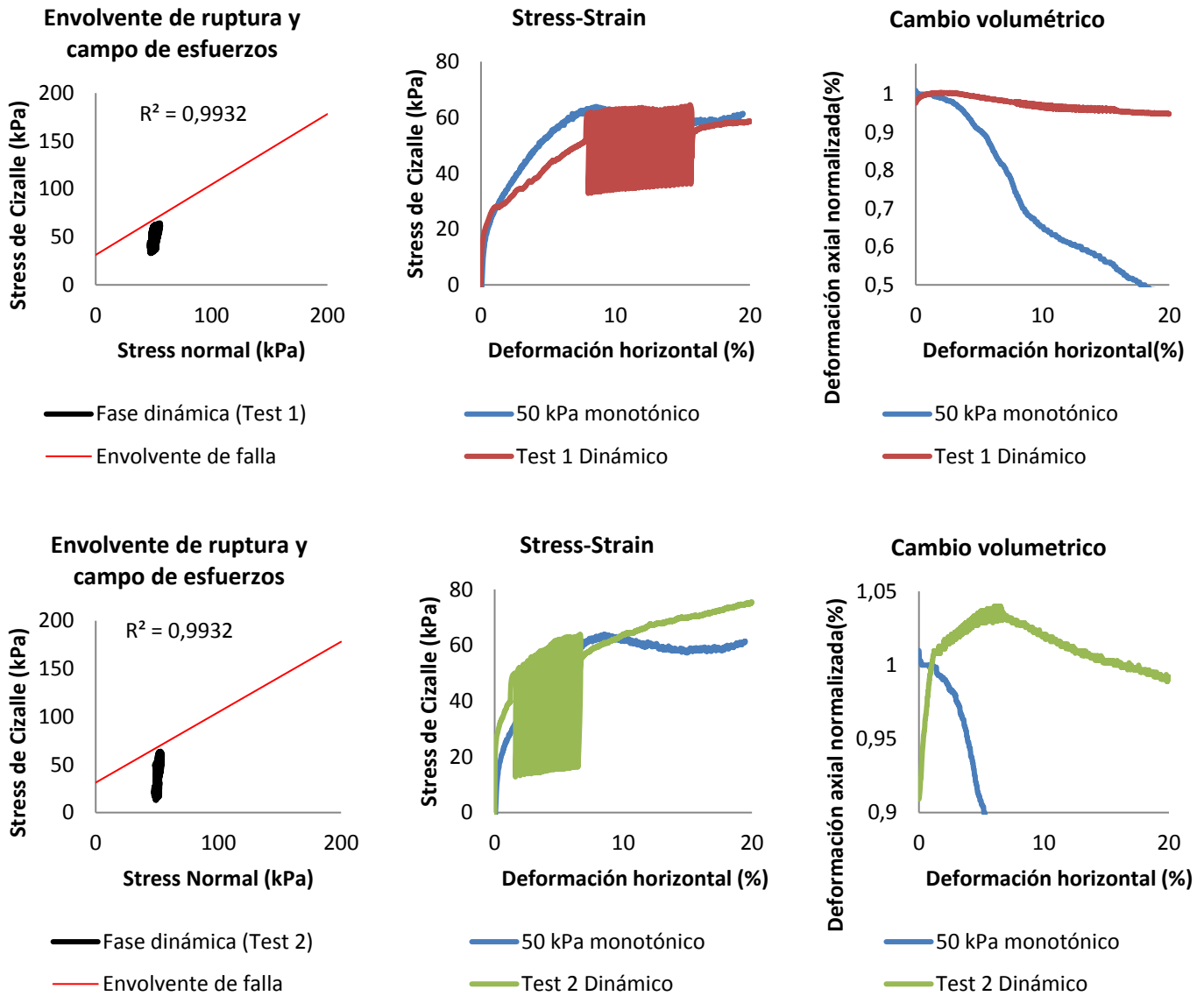


Figura 53: Cuadro resumen de resultados de ensayos dinámicos en muestras extraídas en Aysén. De izquierda a derecha (arriba test 1 y abajo test 2): 1.- Envolvente de ruptura de ensayos monotónicos junto al campo de esfuerzos dinámicos del test correspondiente. 2.- Gráfico de stress-strain comparando test monotónico y dinámico a 50 kPa. 3.- Cambio volumétrico en el test monotónico en comparación con test dinámico a una carga de 50 kPa.

4.3 LAS MELOSAS

4.3.1 GENERALIDADES

Las remociones estudiadas con detalle en la memoria de Casas (2006) y posteriormente en la publicación de Sepúlveda et al., (2008) fueron las ubicadas en los valles del río Maipo y Yeso respectivamente, ya que correspondían a las de mayor tamaño. Mientras que, en este estudio para la realización de los ensayos, se extrajeron muestras del segundo deslizamiento mencionado, denominado Las Cortaderas. Al igual que en los apartados anteriores, ensayos monotónicos y dinámicos fueron los realizados para caracterizar de mejor forma el comportamiento del material muestreado (Figura 54) que presenta clastos y/o bloques de lavas y brechas andesíticas junto con tobas pertenecientes en su mayoría a la Fm. Abanico (Casas, 2006) inmersos en una matriz de arena principalmente con un porcentaje de limo (Figura 55), los clastos observados en el área de toma de la muestra eran principalmente angulosos. Además, se delimitó temporalmente este material como post-glaciar de acuerdo a las formaciones circundantes y que correspondía a depósitos de remociones en masa antiguas (Casas, 2006). En esta zona del Cajón del Maipo existen varios depósitos de grandes remociones en masa de edad desconocida las cuales no han sido estudiadas en detalle.

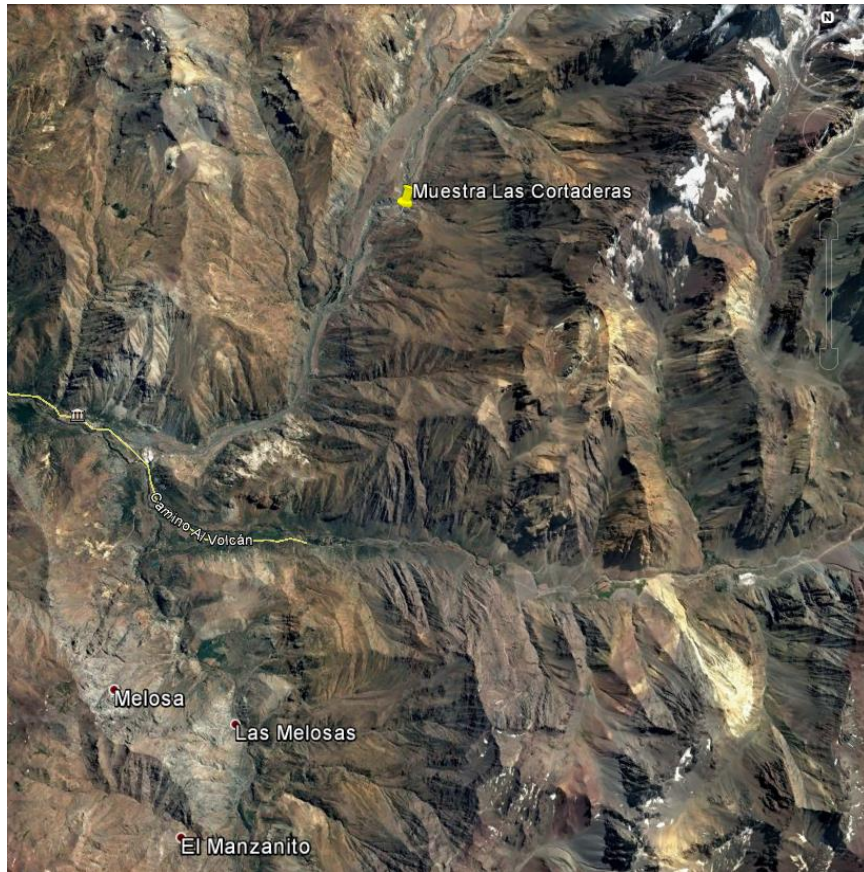


Figura 54: Ubicación material muestreado en valle del río Yeso (Marcador amarillo). Imagen extraída de Google Earth.

Siguiendo los criterios de la BS 1377, en la Figura 55 se aprecian los resultados de los análisis granulométricos de la “fracción fina” de la muestra recolectada, ya que esta presentaba un porcentaje cercano al 50% de clastos mayores a 2 mm, los cuáles no podían ser ensayados. Para obtener el material a ensayar, primeramente, se procedió a moler las muestras para extraer los bloques de mayor tamaño y luego tamizar el material restante a través de una malla de 2 mm (Figura 56), utilizando la porción recuperada para la realización de los ensayos de corte. La selección que presenta este suelo (granular) es media a regular con tamaños que varían de arena fina a una porción limosa, además presenta una meteorización alta, principalmente de óxidos. Los contenidos de humedad y LOI de las muestras son de 4,85 y 1,45 % respectivamente.

Granulometría

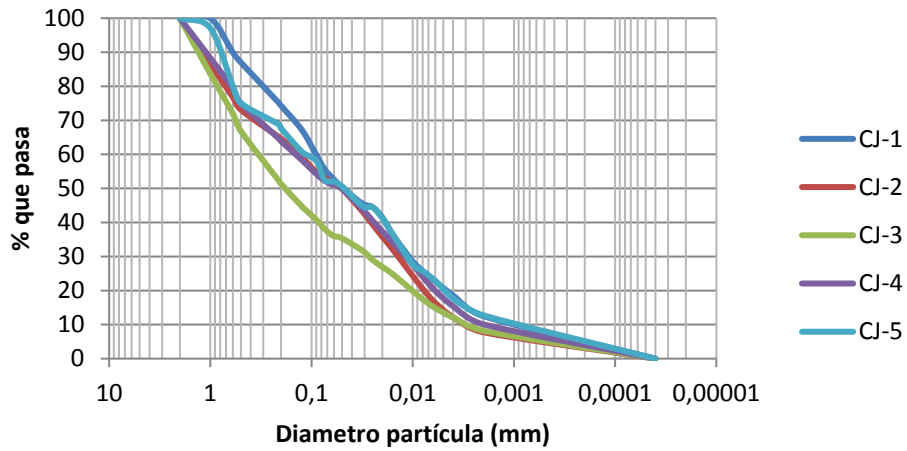


Figura 55: Curvas granulométricas de muestras de suelo



Figura 56: Izq: Bloque recolectado previo al tamizaje. Der: estado del material post ensayo monotónico.

4.3.2 RESISTENCIA AL CORTE DEL SUELO

Para la realización de los ensayos monotónicos y dinámicos de estas muestras, se utilizó una densidad media de $1,49 \text{ gr/cm}^3$, la cual fue estimada durante la

preparación de los ensayos. Cabe recordar que estos ensayos siguen el estándar BS 1377 para medir la resistencia al corte de suelos. Todos los ensayos corresponden a muestras de suelo no saturadas y en condiciones remoldeadas (ensayos drenados) (al igual que con las muestras de Aysén), esto es por la imposibilidad de lograr muestras no perturbadas de las medidas requeridas por la BPS y la DynBPS. Fueron 4 los ensayos monotónicos realizados a una tasa de deformación constante de 0,1 mm/min como en el resto de los ensayos. Los principales resultados se aprecian en la Tabla 11

Tabla 11: Parámetros ensayos de corte directo (monotónico) Las Melosas. (V) Válido, (NV) No válido.

N° test	Stress normal (kPa)	Peak (kPa)	Residual (kPa)	Cohesión y ángulo de fricción peak	Cohesión y ángulo de fricción residual
1	50 (V)	59,84	42,19	c =25,36 kPa $\phi = 45,1^\circ$	C =14,31 kPa $\phi = 40,6$
2	100 (V)	132,76	104,04		
3	150 (V)	163,84	123,93		
4	200 (V)	231,73	184,67		

Esta nos muestra cambios con respecto a los datos de Aysén y Arauco, con valores de fricción interna mayores para los peak de stress y también para sus valores residuales. La estructura de este material presenta un mayor aporte lítico y mineral a diferencia de sus similares ensayados previamente, factor que podría influir en este aumento, mientras que la cohesión es menor en el caso de Las Melosas. Si por otro lado, comparamos estos resultados con los ensayos realizados por Casas (2006), reconocemos un aumento en el ángulo de fricción y la cohesión ($40,49^\circ$ y 3,85 kPa respectivamente). Además, en los ensayos realizados por Casas, la densidad de cada ensayo es mayor, por lo que el grado de compactación previo es distinto para cada ensayo. Sin embargo en ambos

casos, los valores de fricción obtenidos se encontrarían en el rango de arenas y gravas según la clasificación de González de Vallejo et al., (2002).

Un segundo cambio entre estas muestras es apreciable entre la Figura 57 y 58. En la primera se observa una respuesta a la deformación distinta para las muestras de Las Melosas, alcanzando un esfuerzo peak y residual en los cuatro ensayos realizados (comportamiento semi-ductil), que se acentúa con mayores cargas normales. Mientras que en la segunda reconocemos dilatación post peak, que disminuye al aumentar el stress normal.

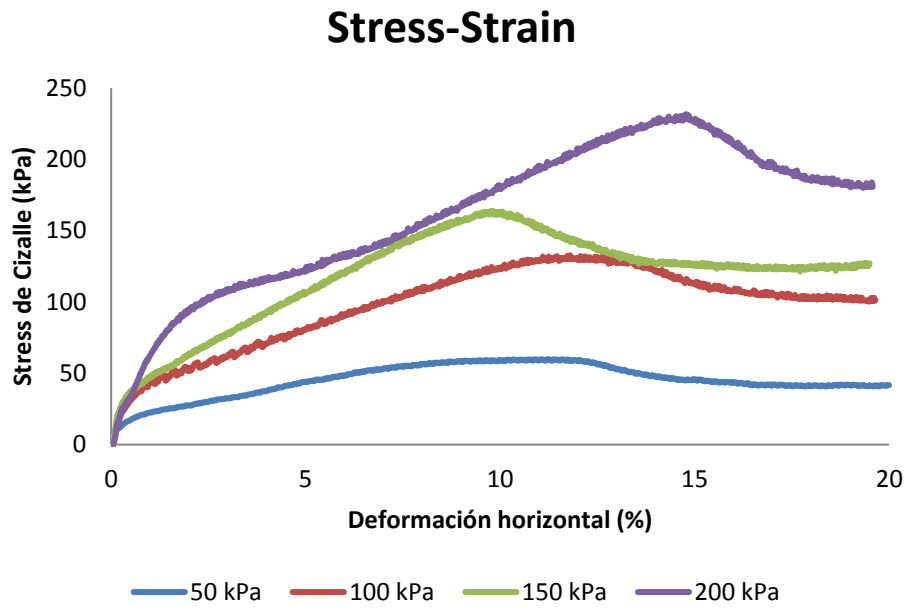


Figura 57: Ensayos válidos en gráfico stress-strain a distintas sollicitaciones de carga normal.

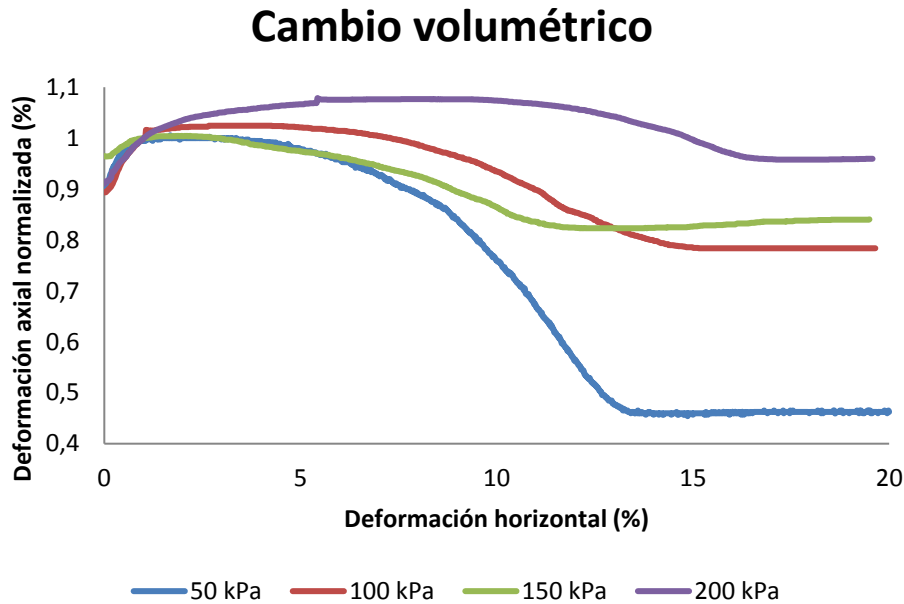


Figura 58: Cambio volumétrico para cada uno de los ensayos.

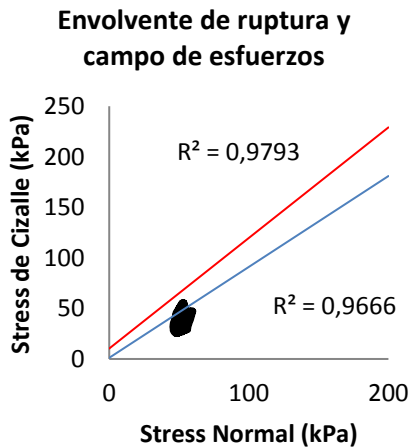
En cuanto a los ensayos dinámicos, fueron 2 los realizados en muestras remoldeadas en condiciones no saturadas. Siguiendo la misma metodología que en los suelos de Aysén, estos tuvieron 4 fases: consolidación, fase monotónica (1), fase dinámica y fase monotónica (2). Durante la fase dinámica se mantuvo constante la carga normal, mientras que la carga de cizalle es la que varió en cada uno de los casos. En la Tabla 12 se encuentran los parámetros usados en cada uno de los ensayos.

Tabla 12: Parámetros fase dinámica, locación Cajón del Maipo.

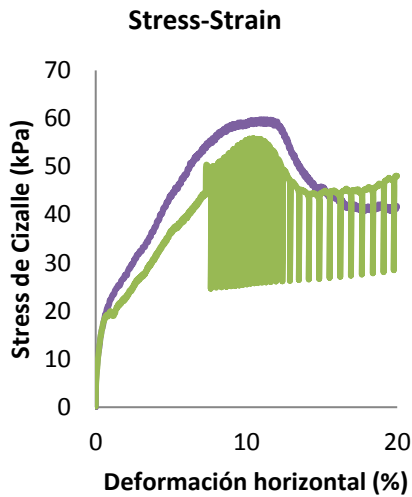
N° test	Frecuencia (Hz)	Amplitud (kN)	Nivel Base (kPa)	Stress Normal (kPa)
1	1	0,2	45	50
2	1	0,3	36	50

Los gráficos de la Figura 59 nos muestra que en ambos casos el stress de cizalle “dinámico” no superó el valor de ruptura determinado por la envolvente.

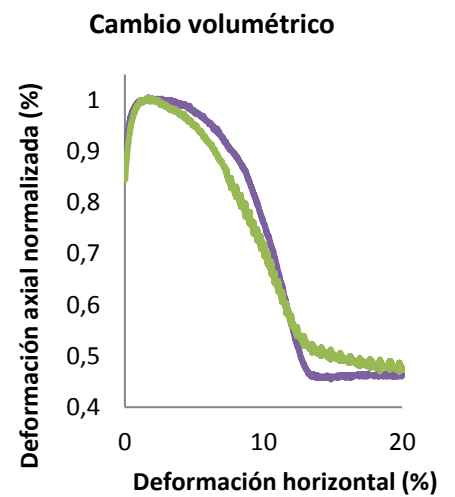
Sin embargo, en el campo de stress-strain apreciamos que en el primer test en la fase dinámica la muestra alcanzó el total de deformación horizontal aceptada por la máquina (20 mm = 20%), sin la necesidad de realizar una nueva etapa de cizalle monotónico. Esto nos sugiere que la muestra se fracturó en esta etapa produciendo la disminución en el stress de cizalle para el final de la deformación. El stress normal también se ve afectado, presentando variaciones en el campo de esfuerzos del primer gráfico en comparación al segundo test. Y en el cambio volumétrico de la muestra se aprecia una clara dilatación durante la realización del ensayo, siguiendo una tasa similar de cambio que el ensayo monotónico. Por otro lado, en el segundo test realizado a un nivel base de stress menor (Tabla 12), en el campo de stress-strain se aprecia que para el final de la fase dinámica el stress de cizalle supera el alcanzado durante el ensayo monotónico. El factor que no permitió que no se fracturara la muestra es que este valor de cizalle se alcanzó con un stress normal mayor a 50 kPa (56,31 kPa), por lo que la resistencia dada en la envolvente de ruptura era mayor en ese estado. Si analizamos la siguiente figura podemos ver que durante esta etapa existen variaciones de volumen (contracción y dilatación) durante su desarrollo, pero que no muestran evidencia de fractura o aumento de volumen. Para el comienzo de la nueva etapa monotónica se aprecia que la muestra se dilata rápidamente (relajación de esfuerzos), pero sin alcanzar el mismo nivel que el ensayo dinámico anterior y tampoco la curva monotónica base.



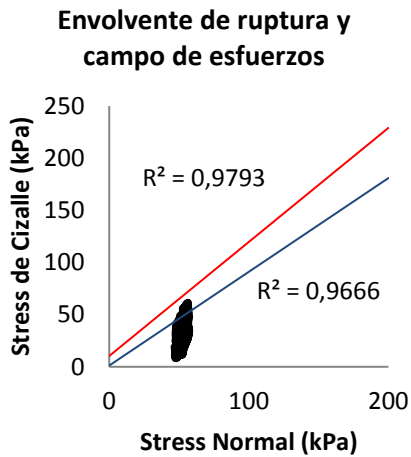
- Fase dinámica (Test 1)
- Envolvente de falla (Peak)
- Envolvente de falla (Residual)



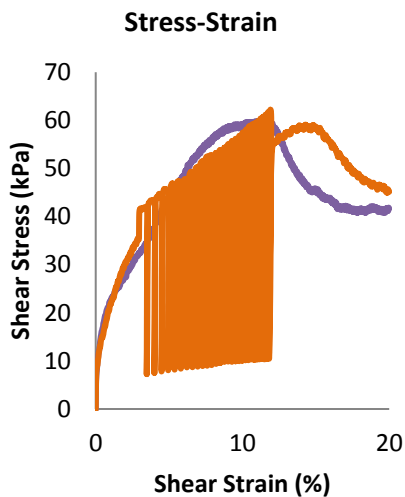
- 50 kPa monotónico
- Test 1 dinámico



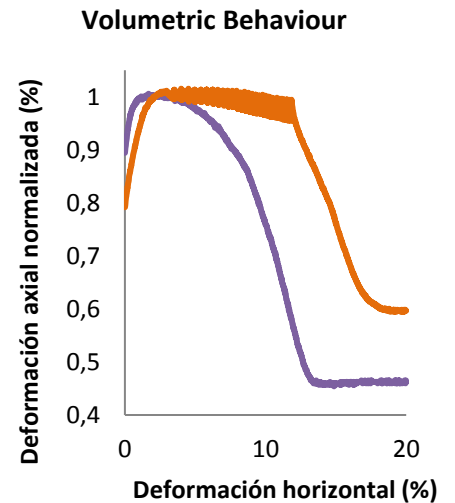
- 50 kPa monotónico
- Test 1 dinámico



- Fase dinámica (Test 2)
- Envolvente de falla (Peak)
- Envolvente de falla (Residual)



- 50 kPa monotónico
- Test 2 dinámico



- 50 kPa monotónico
- Test 2 dinámico

Figura 59: Cuadro resumen de resultados de ensayos dinámicos en muestras extraídas en deslizamiento Las Cortaderas. De izquierda a derecha (arriba test 1 y abajo test 2): 1.- Envolvente de ruptura de ensayos monotónicos junto al campo de esfuerzos dinámicos del test correspondiente. 2.- Gráfico de stress-strain comparando test monotónico y dinámico a 50 kPa. 3.- Cambio volumétrico en el test monotónico en comparación con test dinámico a una carga de 50 kPa.

V. DISCUSIÓN

5.1 INVENTARIO DE REMOCIONES EN LA PENÍNSULA DE ARAUCO

Las remociones en masa generadas en la Península de Arauco por el terremoto del 27F se encuentran principalmente en dos zonas (Figura 22). En la punta NW de la Península en la localidad de Punta Lavapie y hacia al centro, cercano a la caleta Tubul. El resto de RM se encuentra disgregada por el resto del territorio sin un ordenamiento particular. De las 126 RM registradas (principalmente RM disgregadas), 101 equivalente a un valor cercano al 80% del total se ubican en las dos áreas mencionadas anteriormente. ¿Qué características controlan la distribución espacial de RM en el área de estudio? Si pensamos en el terremoto mismo, la distancia al área de ruptura es prácticamente similar para estos dos cluster, y el resto de las RM, por lo que no permite explicar por sí sólo esta concentración. Además, no existen mediciones cercanas de aceleraciones durante el evento que sirvan como input para el análisis. Sin embargo, si agregamos a este factor, la geología-geomorfología y características estructurales de la zona, la respuesta puede ser más clara, los datos geotécnicos también serán analizados posteriormente. En términos geológicos, la zona de estudio se caracteriza por la presencia de rocas sedimentarias de edades paleógenas hacia el interior y cuaternarias en los sectores costeros con una alta presencia de areniscas y limolitas con alto contenido fosilífero, y un menor porcentaje de arcillas. La geomorfología de la zona presenta características similares, ya que el total de las remociones en masa se encuentra en la franja correspondiente a Planicie Litoral (Figura 17, 18 y 19), principalmente en terrenos de bajas pendientes cercanos a las desembocaduras de los ríos. La “excepción” (33) a esta regla se da para las RM ubicadas al W de la Península en la zona de acantilados costeros y en algunas playas pequeñas, los ubicados a la altura de Punta Lavapié no pudieron ser descritos en terreno pues no presentaban vías de acceso, mientras que los ubicados cerca de Rumena (al sur de Punta Lavapié), pudieron ser chequeados. En general estas RM no eran de gran tamaño y tampoco se

generaban desde la cima de las laderas, lo que puede descartar la influencia de la geomorfología en su generación. Por otro lado, en el ámbito estructural, las caracterizaciones realizadas por Henriquez (2006) y Pineda (1983) junto con lo analizado en terreno no se asocian a las remociones inventariadas (Figura 20 y Figura 22) directamente, descartando que el mecanismo de generación de estas RM haya sido controlado por las estructuras de la Península. Esto se corrobora con el hecho de que las RM detectadas se encuentran a cierta distancia de las estructuras principales. Por lo tanto, ¿es la condición geológica de la zona la que permitió una mayor susceptibilidad para la generación de RM? De cierta forma sí, pero no es el único factor a considerar. Si comparamos los tipos de unidades donde hay mayor ocurrencia de RM a lo largo del área de ruptura (Escobar, 2013) se reconocen unidades de mayor resistencia que tienen una ocurrencia menor de RM comparados con las de la Península. En términos de resistencia, ensayos UCS realizados en rocas sedimentarias de la Fm. Tubul entregaron valores que entran al rango de rocas de baja resistencia (Tabla 4) (R2 según Brown, 1981) hecho que fue corroborado en los posteriores ensayos triaxiales y de corte, en estos últimos se encontraron valores de cohesión entre 0,1 y 0,2 MPa, mientras que los ensayos UCS mostraron rangos de 1,4-3 MPa. Todo esto indicaría que las condiciones litológicas son clave para la generación de estas RM. ¿Por qué no se produjeron en el resto de la Península donde también existen rocas del mismo tipo? Este tema es importante y fue tocado de cierta forma en el apartado 2.3 y tiene relación con la influencia del hombre o más bien el efecto que tiene la modificación de laderas para ya sea, construcción de caminos, viviendas, etc. Esto toma importancia en este estudio pues las zonas más afectadas (en especial en la zona de Tubul y en el camino entre Llico y Pta-Lavapie) con RM se encuentran en los cortes de caminos, lo que podría indicar cambios en la estabilidad de los taludes por este tipo de construcciones (a pesar de que son hechas en una primera ocasión para aumentar la estabilidad de la ladera). Un caso de ejemplo es el que se encuentra en la Figura 25, el cual ya ha sufrido reactivaciones posteriores al terremoto que han sido consignadas en ambas visitas a terreno. A pesar de esto, haciendo un resumen de los factores analizados en la Península, se asume que

el factor de mayor importancia en cuanto a la susceptibilidad de formación de RM en el área de estudio sigue siendo la litología, sin embargo, el factor antrópico es una variable a considerar, debido a la continua modificación de zonas rurales (y también urbanas) con proyectos viales y de vivienda.

Por otro lado, en términos generales el terremoto del 27F no superó las expectativas en cuanto al número de RM generadas, en cuanto a su magnitud, ya que al compararse con casos de sismos corticales se encuentra muy por debajo de estimaciones realizadas por diversos autores (Keefer, 2002; Malamud et al., 2004). El único inventario realizado para sismos de subducción es el realizado por Wartman et al., (2013) para el terremoto de Tohoku del 2011, quienes identificaron 3477 RM, aún superior a lo identificado hasta ahora para el sismo del 27F. ¿Cuál o cuáles son los factores que influyen en esto? Dos factores a considerar son: 1.- La magnitud del sismo vs profundidad (subducción/cortical) y su verdadera influencia en la generación de RM cosísmicas. 2.- La disponibilidad de agua (presión de poros) en las laderas al momento del sismo, considerando la fecha que ocurrió (verano) después de un período de grandes sequías en el país. (Tolorza, 2015)

En cuanto al número de remociones generadas por este sismo en comparación con los casos de Aysén y Las Melosas, solo el primer caso es comparable, ya que existe un inventario completo de las RM generadas. Los trabajos de Casas, (2006) y Sepúlveda et al., (2008) fueron realizados con otro enfoque, en el cual a través de análisis de estabilidad (“back-analysis”) a dos deslizamientos buscaban recrear las condiciones del sismo. De cualquier modo, si comparamos solamente el número de RM generado en Aysén con los detectados por Escobar, (2013) a lo largo de la cordillera de la costa sumados a los encontrados en este trabajo, el primero es mayor (538 sobre 364). Mientras que si contrastamos el área deslizada de las RM de Las Cortaderas y el Manzanito por separado con cualquiera de las RM descritas por el sismo del 27-F, las primeras las superan ampliamente, lo que sugiere que un inventario más detallado del sismo del año 1958 presentaría una mayor cantidad de RM, quizás menor que el

del 2010 o el de Aysén, pero con una amplia área afectada. En términos simples, se reconoce que, a pesar de la mayor magnitud y área de ruptura del terremoto del 2010, los eventos del 2007 y del año 1958 presentaron un daño similar o inclusive mayor. Lo que invita a pensar que un siguiente terremoto con una magnitud y profundidad menor que el del Maule (2010), podría generar un gran número de remociones en masa.

5.2 ENSAYOS GEOTÉCNICOS

5.2.1 ARAUCO

Los resultados obtenidos en los ensayos geotécnicos muestran diferencias claras de comportamiento entre ellos. Es por esto que en una primera etapa su análisis se realizará por separado para luego contrastar sus características. Por un lado se tienen las muestras de Arauco (roca blanda), y por otro a las de Aysén y Las Melosas. Una de las grandes diferencias entre estos ensayos es que el grueso de los realizados en el primer material corresponde a muestras no perturbadas, mientras que en los otros dos las muestras fueron ensayadas en condiciones remoldeadas debido a que no fue posible tallar las muestras para que quedarán en condiciones aptas para la realización de los tests. Además, los tipos de material ensayado distan completamente en su composición, mientras que los primeros corresponden a rocas blandas sedimentarias de edades neogenas, los otros dos corresponden a suelos cuyo origen es principalmente volcánico (4.2.1 y 4.3.1). Según Liao et al., (2011) la resistencia de rocas está influenciada por sus estructuras (grietas, fallas, vetas, etc.) mientras que en suelos está dada principalmente por la fricción entre granos. Sin embargo, los ensayos aquí realizados demostraron que su comportamiento es mucho más complejo.

Las muestras extraídas en Arauco para la realización de los ensayos UCS-Triaxiales y de corte directo (monotónico y cíclico) fueron descritas como areniscas medias y finas con niveles intercalados de limo. De acuerdo a la granulometría realizada en muestras representativas de todas las colpas transportadas a la Universidad de Durham, el porcentaje de arenas finas es

menor en proporción que el de limos (40-60% aprox.). Por otro lado, el valor de densidad indicado fue utilizado como referencia para preparar los ensayos remoldeados, ya que en muestras no perturbadas este valor cambiaba constantemente (ca. 1.43-1.51 g/cm³). En términos de roca intacta la resistencia de la roca arrojó valores de 0.24 MPa para el índice de carga puntual y un rango entre 1,4-3 MPa en los ensayos UCS. Mientras que los ensayos triaxiales (saturados-CID) realizados en IDIEM entregaron valores de cohesión y ángulo de fricción interna de 27,4 kPa y 34,29 ° respectivamente. Si comparamos estos dos últimos valores con los ensayos de corte directo monotónicos en condiciones saturadas, se aprecian valores similares para la cohesión de las muestras (levemente mayor en este último para su valor peak), mientras que existe una mayor diferencia en el ángulo de fricción interna, ya que este valor fue de 47,4 °. Y cuando se compara con el ensayo de corte monotónico no saturado, la diferencia en cohesión y en el ángulo de fricción aumenta más todavía (160,18 kPa y 54,45 °, respectivamente en este último), lo que indica una diferencia entre parámetros por el grado de saturación del material. En cuanto a los ensayos saturados los bajos valores de cohesión sugieren un valor aparente del parámetro, mientras que la gran variación en el ángulo de fricción de la muestra se asume que es debido a la variabilidad que pueden presentar este tipo de ensayos (Tx vs corte), ya que al trabajar con muestras talladas sus parámetros volumétricos, densidad, entre otros pueden variar el comportamiento que exhibirá el material.

Entre los ensayos de corte directo monotónicos se reconoce una tendencia al alza en los parámetros de resistencia en el siguiente orden; muestras remoldeadas (no saturadas), NPS, NPNS (ver Tabla 5). Para la primera condición ensayada, sus gráficos de stress-strain (Anexo A) muestran un comportamiento dúctil donde no es posible encontrar un valor residual claro en los tres ensayos realizados. En cuanto a sus parámetros de resistencia se encuentran dentro del rango esperado. En el caso de las muestras saturadas, los ensayos realizados muestran un claro peak y un posterior valor residual que permitió obtener sus parámetros de resistencia para cada estado, donde se reconoce una clara disminución en el valor del ángulo de fricción (47,41 ° - 30,96 °) entre los valores peak y residual. Mientras

que la variación en la cohesión es menor. Finalizando con los ensayos NPNS. Es esta última condición ensayada la que despierta más interés en este estudio, ya que representa las condiciones de terreno para el sismo del 2010, y, por lo tanto, es la que generó la base de los ensayos cíclicos realizados durante la misma estadía. Se realizaron ensayos con distintas cargas normales (10-50-100-150-200 kPa), cuyos resultados se pueden ver en detalle en la Tabla 5. El comportamiento que muestran los gráficos de stress strain (Figura 41) para solicitaciones bajas (≤ 100 kPa), es principalmente frágil, con un peak claro, aunque durante el desarrollo del ensayo existen varios “saltos” en el valor de cizalle, hasta alcanzar el final del ensayo, es decir, constantes cambios en el comportamiento del material. Por otro lado, para cargas mayores, el comportamiento presenta ciertas variaciones, mostrando un estado semi-frágil, durante el cual ya no se reconocen con tanta facilidad estos “saltos” en los niveles de stress. En cuanto a la deformación axial, las muestras exhiben una clara tendencia dilatante, (sentido negativo del eje y), la cual presenta distintos grados, ya que es mayor para cargas menores (≤ 100 kPa) con porcentajes de dilatación entre -2 a -40% en el test de 10 kPa, mientras que en los estados de stress normal por sobre los 100 kPa, las muestras alcanzan niveles de expansión menores (0 a -2,5%). En estas curvas no se aprecia de forma clara los “saltos” por pérdida de resistencia al comparar con el campo de stress-strain, sino que más bien cambios en las pendientes, es decir, disminución en la tasa de dilatación, ejemplo de esto son los tests 8,9,12,14 y 15 (Tabla 5 y Figura 41). Por otro lado, las muestras remodeladas fallaron mostrando un comportamiento dúctil, similar a lo detectado por Carey & Petley (2014) para suelos cohesivos, los cuales hablan además de un tipo de ruptura para el estado frágil a través de micro-grietas que se van expandiendo y juntando para formar uno o más planos de cizalle. En nuestro caso (NPNS), no es posible detectar un plano de cizalle al analizar las muestras post test (Figura 43). Sin embargo, los bloques ensayados presentan set de grietas que no se encuentran localizadas en una zona especial, sino que se reparten por todo el material de forma aleatoria. Esta observación post ensayo, junto con el comportamiento mostrado en las curvas stress-strain nos sugiere que posterior a alcanzar el punto peak en

resistencia, el material sigue generando micro-grietas representadas por los “saltos” comentados anteriormente, que van provocando una dilatación (expansión) del material y no un re-ordenamiento de esta. Este fenómeno de agrietamiento y formación de varios planos de cizalle (instantáneos y de orientación aleatoria) imposibilita la obtención de un valor residual (único) que refleje el comportamiento del material de forma fidedigna, a diferencia de lo obtenido en los ensayos saturados. Lo que apoya la teoría que el comportamiento de las rocas blandas aún tiene muchos campos que deben seguir siendo investigados.

A partir de los ensayos monotónicos (NPNS) se pudieron establecer los parámetros de los ensayos dinámicos. En primer lugar, se eligió un stress normal de 50 kPa intentando reflejar de mejor manera las condiciones in situ del deslizamiento (profundidad, inclinación, etc). Teniendo en cuenta esto, el parámetro de control escogido para el comienzo de la(s) fase(s) dinámica(s) de los ensayos fue un valor referencial de stress de cizalle ($c/$ respecto al valor peak obtenido en el ensayo monotónico N°12, ver Tabla 5). Tres niveles fueron los establecidos para la realización de ensayos, 50, 172 y 223 kPa, (Figura 44), el primero para un valor idéntico que el de stress normal, el segundo correspondiente a un 65% del valor peak de referencia y el último a un 80% del mismo valor. Esto pensando en comenzar la aplicación de los esfuerzos dinámicos en un estado estable. En términos de amplitud, se utilizaron valores de 0,2-0,4 y 0,6 kN tratando de emular los rangos de PGA obtenidos en la estación más cercana ubicada en Concepción (Tabla 1 y Tabla 2). El rango de frecuencias fue de 1-4 Hz, considerando estimaciones realizadas por Boroschek et al, (2012) y asumiendo que el tope entregado por la DynBPS es de 5 Hz (Brain et al., 2015). Finalmente, la duración de cada fase de carga dinámica viene dada por el número de ciclos (asumiendo una onda sinusoidal de aplicación de los mismos). En cada uno de los ensayos realizados se aplicaron 30 ciclos, ya sea en los primeros cuatro con dos fases dinámicas, o en los siguientes seis en donde solamente se realizó una fase. En términos generales solo hubo falla de los bloques ensayados en dos de

los diez ensayos (Tabla 6 y Figura 60), ambos con dos etapas de cargas dinámicas (con una magnitud de 0,4 kN cada una) a un nivel base de 172 y 223 kPa respectivamente. Las dos presentan frecuencias distintas, el primero (DI) con una frecuencia de 1 Hz, mientras que el segundo (DIV) presentaba una frecuencia de 4 Hz. En ambos casos, la ruptura ocurrió en la segunda fase dinámica lo que impidió que se realizara una nueva etapa de cizalle monotónica para completar el resto del test.

En términos del cambio de volumen que sufrieron las muestras, estas tienden a aumentar su tamaño durante la primera fase (Figura 60), y al igual que en el resto de los ensayos monotónicos, las muestras presentan una tendencia a dilatarse post carga cíclica (no necesariamente valor peak) como se puede apreciar en la Figura 45 y en mayor detalle en la Figura 60, esta tendencia dilatante se mantiene (aunque en menor grado), durante la aplicación de la segunda fase dinámica de cada ensayo (exceptuando los que presentaron ruptura, que muestran una dilatación rápida). En cuanto a los ensayos con una sola fase dinámica, el comportamiento volumétrico es bastante similar (contracción durante fase dinámica y posterior dilatación). En términos porcentuales, los ensayos de corte monotónicos con una carga normal de 50 kPa el porcentaje de dilatación alcanzó hasta un 12% (Figura 41), mientras que en los diez ensayos cíclicos ninguno superó más de un 5% de dilatación en su etapa final (Figura 60). Volviendo a los ensayos con una fase dinámica, se reconoce un aumento instantáneo en el volumen que tiende a ser más grande con mayores amplitudes (0,4-0,6 kN) y en el caso de los ensayos con baja amplitud (0,2 kN) este efecto de contracción de la muestra es mayor para el test que presenta un nivel base de 50 kPa (DV). Es decir, con una razón de carga axial a cizalle de 1:1. En el resto de los casos esta razón es menor. En el caso de los ensayos DII y DIII este efecto también es apreciable. Ahora bien, si dejamos a un lado los bloques con ruptura durante las fases dinámicas y analizamos los valores post-peak del resto de los ensayos, se reconoce que con excepción del test DV estos valores superan el rango establecido en la Figura 42, lo que indicaría que en general la resistencia de las rocas aumenta luego de sufrir un período de cargas cíclicas, y que este proceso

estaría correlacionado con una densificación (contracción) de las muestras durante la aplicación de la misma. Esta etapa es seguida con un proceso de dilatación menor que en los ensayos de corte monotónicos. Estos cambios post-peak de la resistencia de las muestras se asemeja a la postulada por Sepúlveda et al., (2016), quienes mediante la realización de ensayos monotónicos y dinámicos en muestras de suelo de origen volcánico identificaron modificaciones en los parámetros de resistencia del material (“strain-hardening process”) en la etapa post dinámica.

El comportamiento que exhiben las curvas de stress-strain de los ensayos dinámicos presenta similitudes con los monotónicos, ya que muestran el aspecto frágil que tiene el material ensayado y la presencia de “saltos” en el nivel de stress de cizalle post peak (en los casos que no hubo ruptura), lo que indicaría la generación de microfracturas que conducen a una ruptura final, que se continúan propagando en un estado post peak y que no conducen necesariamente a la generación de una estructura de cizalle clara, sino que más bien son una serie de planos que se forman en el testigo los cuales no permiten conocer un comportamiento residual del material (obtener un valor único de cada curva) (Figura 43). Según varios autores (Petley et al., 2005; Rosser et al., 2007; Stock et al., 2012), los procesos de propagación de microfracturas (grietas) pueden resultar en deformaciones medibles y continuas a una mayor escala que culminan en fallamiento de laderas o caídas de roca. Estos procesos de microfracturamiento cobran gran importancia para analizar qué factores fueron los determinantes al momento de generar los deslizamientos de Tubul, puesto que no se reconoce una relación directa entre los parámetros utilizados en cada uno de los ensayos (amplitud-frecuencia) con el fallamiento de los bloques. Sin embargo, el tiempo de aplicación de cada ciclo de cargas es un parámetro a considerar, ya que en varios de los tests realizados con sólo una etapa dinámica y con el nivel base mayor (223 kPa), la amplitud de los esfuerzos superaba la envolvente teórica obtenida, pero sin generar el fallamiento del bloque, mientras que en los dos casos de ruptura la falla ocurrió en una segunda fase dinámica luego de una primera aplicación de esfuerzos. Esto sugiere el

siguiente mecanismo de generación de estas remociones en masa: en etapas tempranas del movimiento sísmico se comenzarían a producir microgrietas (no localizadas), que aumentan de tamaño y se comienzan a juntar entre ellas (coalescen) para provocar caída de pequeños bloques. Si este proceso continua puede debilitar la ladera de tal forma de generar una caída masiva (deslizamiento) de rocas como el que se reconoce en Tubul. Este proceso de debilitamiento de los materiales es estudiado por Brain et al., (2014) quien dice que la generación de fracturas causadas por fases de carga dinámicas (ciclos) se relacionan con un debilitamiento del material, denominado proceso de fatiga. Este nivel de fatiga es un umbral que debe ser sobrepasado en términos de amplitud de esfuerzos, para generar un daño efectivo sobre el material.

Los análisis de estabilidad preliminares realizados en el deslizamiento Oeste de Tubul utilizando los parámetros de resistencia obtenidos en los ensayos de corte monotónicos como referencia, muestran que en condiciones estáticas el talud presenta condiciones estables en todos los escenarios diseñados. Sin embargo, los análisis pseudoestáticos nos muestra una tendencia interesante. El caso con menor K_h y K_v muestra estabilidad en todos los escenarios, mientras que el resto es distinto, ya que en la mayoría de las configuraciones testeadas (7 de 8) para un valor de K_h y $K_v = 2/3 \cdot \text{PGA}$ se tiene una probabilidad de falla de un 100%, sólo exceptuando el caso con banquetas de pendiente de 55° (caso más seguro) y con un FS mínimo de 0,626 para el caso IV (Tabla 7). Mientras que en el caso con K_h y $K_v = 1/2 \cdot \text{PGA}$ sólo en los casos con la mitad de cohesión obtenida se obtienen probabilidades de falla del 100% (exceptuando nuevamente el caso II). Si consideramos, posibles pérdidas de cohesión durante la duración de una carga cíclica (Sepúlveda et al., 2016) y el hecho que los parámetros de cohesión y fricción calculados en este trabajo corresponden para una situación estática, este caso (cohesión o media o en su defecto nula) sería el más probable por lo que las aceleraciones registradas en la estación de San Pedro permitirían la caída del talud estudiado. Sin embargo, la distancia al deslizamiento y la configuración original de la ladera, puede ser un factor que modifique las aceleraciones que realmente afectaron a este material durante el sismo, por lo que obtener un

registro más detallado de estos parámetros permitiría recrear de mejor forma las condiciones del deslizamiento durante el sismo.

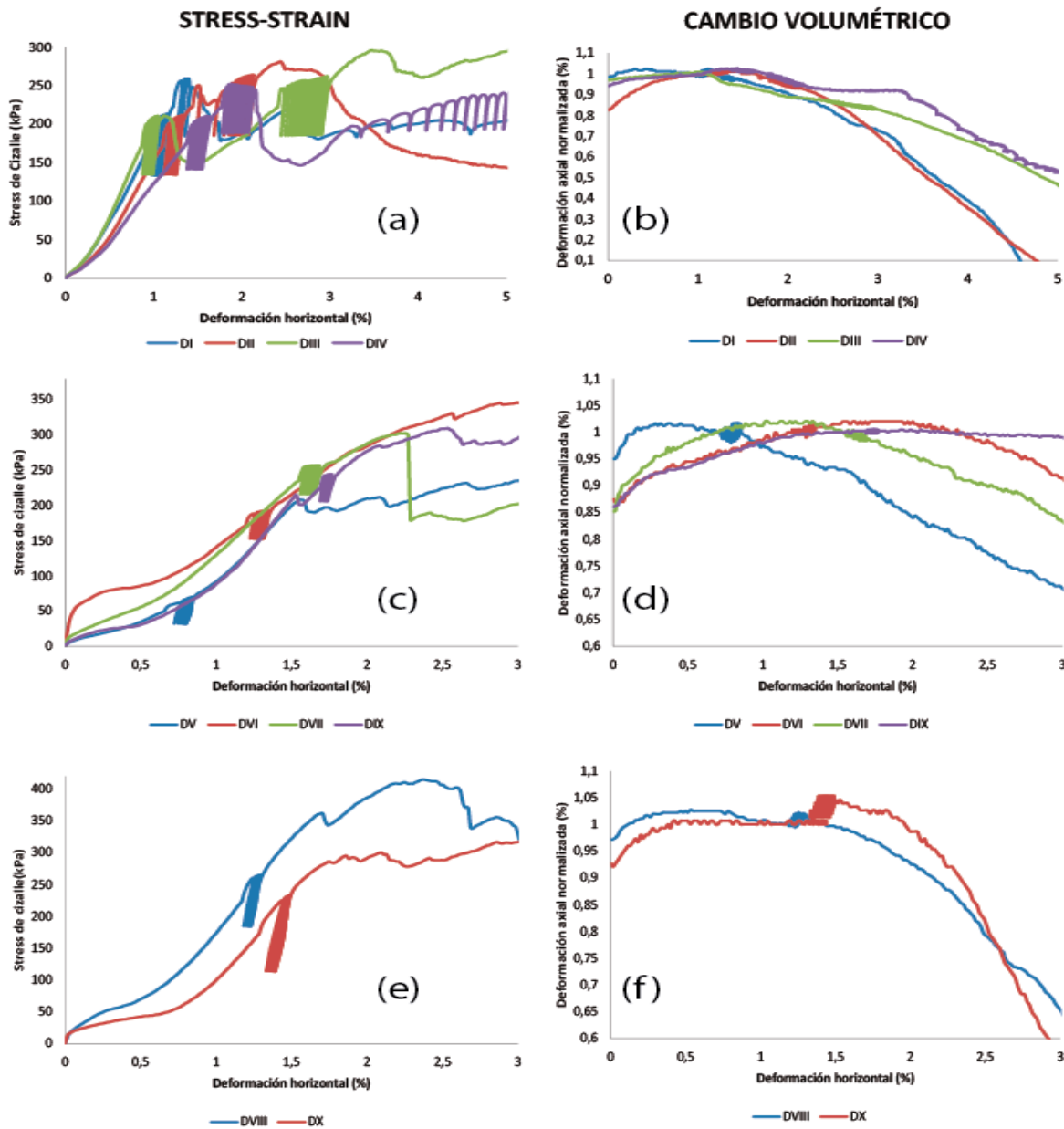


Figura 60: Gráficos de stress-strain (izq.) y cambio volumétrico (der.) en detalle. (a-b) Gráficos con dos etapas dinámicas. (c-d) Gráficos de una sola etapa dinámica con una amplitud de 0.2 kN. (e-f) Gráficos de una sola etapa dinámica y con amplitudes de 0.4 y 0.6 kN (azul y rojo respectivamente).

5.2.2 AYSÉN Y LAS MELOSAS

Pasando a los ensayos realizados en muestras de suelo, se tiene que ambas muestras presentan granulometrías bastante similares realizadas a su fracción fina, arenas finas a medias con un mayor porcentaje de granos mayores a 2 mm en las colpas extraídas desde el deslizamiento de Las Cortaderas (Las Melosas) en el valle del Yeso. En ambos casos, los materiales fueron ensayados en condiciones remoldeadas y no saturadas, de acuerdo a la baja humedad que presentaban al momento de ser obtenidas en terreno. Los valores de densidad de referencia utilizados para la realización de los ensayos se alejan de los obtenidos por Serey (2011) para Aysén y por Casas (2006) en Las Melosas (mayores en estos estudios), sin embargo los parámetros de fricción y cohesión de cada uno de los ensayos no varían de forma notoria, con excepción de este último parámetro en el caso de Aysén (Tabla 9).

El comportamiento en el campo de stress-strain para las muestras de Aysén se encuentra en el rango dúctil, ya que a medida que aumenta el stress de cizalle no se reconoce un valor peak y un posterior residual, sino que más bien tiende a encontrar un valor constante hacia el final del test. En cuanto a su deformación volumétrica el grado de dilatación es menor con excepción del test de 50 kPa, que presenta una rápida expansión durante el test. Por otro lado, en el caso del deslizamiento de Las Cortaderas, su comportamiento entra en un rango semi-dúctil con presencia de un valor peak y un posterior residual, este comportamiento se acentúa con mayores cargas normales. En cuanto al cambio de volumen de estas muestras (Figura 57 y Figura 58), se aprecia que con bajos porcentajes de deformación las muestras se compactan hasta alcanzar el valor peak de stress, para luego comenzar a dilatarse hasta llegar a un volumen constante. Con mayores porcentajes de expansión y contracción para solitaciones normales bajas y que disminuyen con mayores cargas. Esta diferencia de comportamientos entre ambos suelos es mencionado en Sáez (2010), donde se asocia mayor dilatación para suelos de mayor densidad (Las Melosas), mientras

los suelos con menor densidad (suelos) presentan contracción (disminución de volumen) a medida que avanza la deformación.

Los valores peak y residual (en el caso de Las Cortaderas) entregaron valores que se ajustan bastante bien a sus respectivas envolventes de ruptura en ambos suelos en términos del valor de R^2 obtenido (Figura 53 y Figura 59) 0.9932 en Aysén y 0.9793-0.9666 para el peak y residual en Las Melosas. El valor de stress normal escogido para la realización de los ensayos dinámicos (dos en cada tipo de suelo) fue de 50 kPa a pesar de que las características del deslizamiento de Las Cortaderas indican que es de mayor profundidad y área que los deslizamientos de suelo detectados en Aysén (Anexo C). Y los valores de referencia para el inicio de cada fase dinámica, nuevamente fueron con respecto al peak de cizalle obtenido en el test monótonico con la carga normal mencionada anteriormente. Para Aysén los niveles de cizalle fueron de 52 y 40 kPa, mientras que en el caso de Las Cortaderas se tomó como base 45 y 36 kPa (el primero entre curva peak y residual, y el segundo por debajo de la curva residual). Lamentablemente, no se cuenta con insumos de acelerógrafos para ninguno de estos sismos, para poder determinar valores de frecuencia y amplitud que fueran característicos de cada evento. Es por esto que se utilizaron valores similares de frecuencia y amplitud para cada caso, baja frecuencia (1 Hz), con amplitudes de 0,2 y 0,3 kN para cada nivel base (mayor amplitud para el nivel base menor). Estas amplitudes menores que las usadas en Arauco se condicen con la menor resistencia exhibida por estos suelos y además siguiendo las referencias de los tests realizados por Brain et al., (2015) y Sepúlveda et al., (2016) con la DynBPS. En el caso de Aysén en ninguno de los dos casos hubo ruptura del bloque remoldeado durante los ciclos de carga (30 al igual que en Arauco). A pesar de que teóricamente los valores de amplitud deberían superar el valor peak obtenido, se aprecia en los gráficos de la Figura 53 que esto no ocurrió, mientras que en el campo de stress-strain se observa que en el primer test los valores máximos de amplitud en cada ciclo se mantienen relativamente constante, en el segundo caso este valor aumentó en cada ciclo hasta el término de la fase, para continuar con

el cizalle monotónico. El valor máximo alcanzado fue de 63,84 (kPa) que es inferior al obtenido en el test de corte directo base. En cuanto al comportamiento volumétrico de ambos ensayos se aprecia que existe una tendencia a la contracción del material durante ambas fases dinámicas (mayor en el segundo caso) y que continuo con una fase de dilatación, también mayor en el segundo. En comparación al test monotónico, la dilatación de este último es mayor considerablemente, lo que implicaría que el efecto de densificación en las muestras de este estilo disminuye el grado de expansión post-fase dinámica.

Realizando el mismo análisis para los ensayos de Las Melosas, en ambos casos se aprecia que las envolventes de ruptura no fueron superadas por los campos de esfuerzos dinámicos, sin embargo, en el primer test (Figura 59) se reconoce una mayor variación en los valores de stress normal durante los ciclos. Si apreciamos los campos de stress-strain se reconoce de inmediato en el primer caso una pérdida en la resistencia de cizalle que fue causada por la ruptura del material. En los primeros ciclos el valor máximo aumenta hasta alcanzar un peak (por debajo del monotónico 55,9 kPa), y luego disminuye. En cuanto al comportamiento volumétrico de este ensayo, se asemeja bastante al ofrecido por el test monotónico, con una primera etapa de contracción para luego comenzar a dilatarse (previo al inicio de la fase dinámica) alcanzando un valor similar al final del ensayo. Por otro lado, si analizamos el campo de stress-strain del segundo ensayo, se observa un aumento del valor máximo en cada ciclo hasta finalizar la fase dinámica, aunque en este caso sin falla del bloque. El valor máximo obtenido durante la carga cíclica es cercano a los 62 kPa, superior al obtenido en el test monotónico base. Este aumento cíclico del stress de cizalle generó un patrón especial de cambio de volumen apreciado en la última figura, en la cual se reconoce un aumento en la dilatación en cada ciclo, mientras que en términos de contracción chocan con un valor máximo (cota superior), hasta finalizar la fase dinámica, para luego comenzar a dilatarse hasta alcanzar un volumen constante (superior al del primer ensayo dinámico y monotónico). La pregunta que debemos responder es entonces, ¿Cuáles fueron los motivos

que motivaron la ruptura en el primer test dinámico a pesar de haber alcanzado nivel de stress de cizalle menores durante la fase dinámica? Para responder esta pregunta es necesario analizar los campos de stress-strain nuevamente, fijándose en la primera etapa de cizalle monotónico de ambos ensayos. En estos gráficos se puede reconocer una disminución en el stress de cizalle del primer ensayo dinámico con respecto a la curva de stress monotónico y el segundo test dinámico, hecho que se relacionaría con este inicio prematuro de dilatación del material, incluso previo a la fase dinámica. Es este comportamiento, junto a los resultados obtenidos en las muestras de Aysén, que sugieren que combinaciones de frecuencia y amplitudes bajas no serían los causantes del fallamiento de estos materiales durante un evento sísmico de similares características. Es por esto que se recomienda la realización de más ensayos dinámicos con otros parámetros dinámicos en la búsqueda de mayor información.

A la hora de buscar diferencias entre los tres tipos de muestras ensayadas, un factor de primer orden que controla el comportamiento observado, es la reología de los materiales utilizados, ya que, sus parámetros de resistencia se modifican en los ensayos de corte monotónico y dinámico. Mientras las rocas de Tubul presentan un comportamiento frágil o semi frágil dependiendo del caso, los suelos de Aysén y Las Melosas se acercan a un rango más bien dúctil o semi dúctil. Esta diferencia en el comportamiento se refleja en el tipo de fractura que presenta cada muestra, mientras las primeras presentan un gran número de microfracturas que se reparten por todo el bloque y que se producen a lo largo del ensayo. Los tests en suelo demostraron la formación de al menos un plano de cizalle. Otro rasgo de comparación es el monto de deformación que se observa durante las cargas dinámicas en cada fase. En el caso de Tubul, los ciclos no superan un 1% de deformación (con excepción de los que sufrieron falla), mientras que en los otros dos casos este rango varía entre un 5 y un 10% de deformación horizontal.

VI. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1 CONCLUSIONES

- De las 126 RM en masa generadas en la Península de Arauco, 101 (80%) se encuentran concentradas en dos zonas, la primera correspondiente a la localidad de Punta Lavapie al NW y la segunda en la localidad de Tubul hacia el centro de la Península. Estas dos áreas presentan rocas sedimentarias neógenas (principalmente cuaternarias), con parámetros de resistencia bajas de acuerdo a tests realizados en laboratorio, lo que sugeriría una correlación clara entre el número de RM y el tipo de roca del área de estudio en desmedro de la geomorfología y características estructurales del territorio. Sin embargo, existen otras áreas con rocas de igual tipo que no presentan la formación de RM, lo que implicaría un segundo factor importante que es el que estos dos cluster se encuentran en zonas con carreteras o asentamientos urbanos cercanos. Es decir, que sus condiciones de estabilidad han sido modificadas por la actividad humana (factor antropogénico) que no les permitió resistir el evento sísmico del 2010.

- Ensayos monotónicos en muestras de Arauco muestran diferencias con respecto a su reología, mientras las muestras remoldeadas presentan un comportamiento dúctil, las muestras no perturbadas saturadas y no saturadas presentan un comportamiento semi-ductil a frágil, respectivamente. Además, el general de los ensayos muestra una tendencia dilatante post-peak.

- El comportamiento en el campo de stress-strain (NPNS) muestra constantes pérdidas (saltos) de stress de cizalle durante el desarrollo del ensayo, en condiciones dinámicas y monotónicas. Esto junto a revisiones del material post test- sugieren la formación de microgrietas que conducen al valor peak, y que continúan formándose en un estado post-peak, lo que impide analizar esta fase a través de un valor residual.

- Los ensayos de carga dinámicos realizados en muestras de deslizamientos generadas por el terremoto del Maule del año 2010, muestran niveles de

resistencia post peak mayores que en condiciones monotónicas. Este proceso se relacionaría con una densificación de las muestras durante la aplicación de la primera carga cíclica, etapa que es seguida de un proceso de dilatación del material.

- No se encontró una relación directa entre los parámetros utilizados en los ensayos cíclicos en las muestras de Arauco con la ruptura del material (sólo 2 de 10 fallaron durante fase dinámica). Sin embargo, en los dos casos que hubo ruptura, esta ocurrió en la segunda fase dinámica, es decir que aparece una nueva variable a considerar que es el tiempo de aplicación de estas cargas cíclicas.

- El proceso de ruptura y posterior generación del deslizamiento en la localidad de Tubul, se explicaría con un proceso de fatigamiento del material a través de la generación de microgrietas que crecen y se juntan hasta alcanzar un nivel de debilitamiento tal para generar en una primera etapa caída de pequeños bloques de roca, para luego continuar con el deslizamiento completo.

- Las muestras de suelo presentan un comportamiento semi dúctil a dúctil en el campo de stress-strain con variaciones en el cambio volumétrico. Por ejemplo, para Aysén se aprecia principalmente contracción durante el ensayo (excepto el test de 50 kPa), mientras que las muestras de Las Melosas inician con una contracción del material para luego comenzar a dilatarse hasta llegar a un volumen constante.

- No se reconoce una relación directa entre los parámetros dinámicos y el fallamiento de las muestras de suelo ensayadas. Es decir, bajas amplitudes y frecuencia ($\leq 0,3$ kN y 1 Hz respectivamente) no serían causantes directos del fallamiento de la muestra, por lo que es necesario un mayor número de ensayos para reconocer un factor controlador.

- La reología de las muestras ensayadas es un controlador de primer orden del comportamiento que exhiben los ensayos monotónicos y cíclicos realizados, en términos de la resistencia obtenida (cohesión, fricción), deformación apreciada en fases monotónicas y dinámicas, y mecanismos de ruptura. Por

ejemplo, la roca blanda (Arauco) exhibe un comportamiento frágil en condiciones no perturbadas (no saturadas), que varía a un comportamiento semi-dúctil y dúctil en los ensayos saturados no perturbados y remoldeados, respectivamente. Mientras que las muestras de suelo se mantienen en un rango dúctil a semi-ductil (Aysén y Las Melosas, respectivamente) en condiciones remoldeadas no saturadas. En cuanto a los valores de fricción y cohesión, el único caso que se escapa de los valores típicos obtenidos es el caso de la roca blanda, la cual alcanza valores de 54,41 ° y 160,41 kPa respectivamente. Sin embargo, el número de ensayos de corte monotónicos realizados demuestra una gran variabilidad de posibilidades de estos parámetros para este tipo de material.

- Análisis preliminares de estabilidad muestran que las aceleraciones obtenidas para el terremoto del 2010 fueron suficientes para generar el deslizamiento de roca Oeste de Tubul.

6.2 RECOMENDACIONES

- Se sugiere ampliar el número de ensayos de corte cíclicos en las muestras de suelo de Aysén y Las Melosas con el objetivo de recaudar más información en cuanto a su comportamiento con distintos parámetros dinámicos.

- Además, realizar ensayos de corte cíclicos en muestras de Arauco en condiciones no perturbadas saturadas y remoldeadas para lograr comparar con los resultados de este trabajo.

- Un tipo de RM no analizado en este trabajo fueron las extensiones laterales, sin embargo está considerado dentro del inventario realizado por Escobar (2013). En estas áreas geomorfológicamente planas son más susceptibles de ocurrir. Por ejemplo, en el trabajo de Wartman et al., (2013) se encontró que estas fueron las de mayor frecuencia al este de Honshu para el terremoto de Tohoku del 2011. Este es un parámetro que se sugiere estudiar en próximos trabajos ya que puede ser un importante agente erosivo durante y post evento sísmico.

VII. BIBLIOGRAFÍA

- Angermann, D., Klotz, J., & Reigber, C. (1999). Space-geodetic estimation of the Nazca-South America Euler vector. *Earth and Planetary Science Letters*, 171(3), 329–334. [http://doi.org/10.1016/S0012-821X\(99\)00173-9](http://doi.org/10.1016/S0012-821X(99)00173-9)
- Baechler, J., Vargas, J., Parraguez, C., Marcelo, M., Araneda, M., Aravena, S., ... Bustamante, J. (2012). *Estudio Hidrogeológico Cuenca Bío-Bío*. Santiago.
- Barnard, P. L., Owen, L. A., Sharma, M. C., & Finkela, R. C. (2001). Natural and human-induced landsliding in the Garhwal Himalaya of Northern India. *Geomorphology*, 40(1–2), 21–35. [http://doi.org/10.1016/S0169-555X\(01\)00035-6](http://doi.org/10.1016/S0169-555X(01)00035-6)
- Barrientos, S. (1980). *Regionalización sísmica de Chile*. Universidad de Chile.
- Barrientos, S. (2010). *Terremoto Cauquenes 27 Febrero 2010. Servicio Sismológico, Informe Técnico*.
- Becerra, J. (2012). *Estructura y tectónica cenozoica del sector sur de la cuenca de Arauco, 38°S, Chile. Tesis.Uchile.Cl*. Universidad de Chile. Retrieved from http://www.tesis.uchile.cl/tesis/uchile/2007/celis_c/sources/celis_c.pdf
- Becerra, J., Contreras-Reyes, E., & Arriagada, C. (2013). Seismic structure and tectonics of the southern Arauco Basin, south-central Chile (~38°S). *Tectonophysics*, 592, 53–66. <http://doi.org/10.1016/j.tecto.2013.02.012>
- Boroschek, R. L., Contreras, V., Kwak, D. Y., & Stewart, J. P. (2012). Strong ground motion attributes of the 2010 Mw 8.8 Maule, Chile, earthquake. *Earthquake Spectra*, 28(SUPPL.1), 19–38. <http://doi.org/10.1193/1.4000045>
- Brain, M. J., Rosser, N. J., Norman, E. C., & Petley, D. N. (2014). Are microseismic ground displacements a significant geomorphic agent? *Geomorphology*, 207, 161–173. <http://doi.org/10.1016/j.geomorph.2013.11.002>
- Brain, M. J., Rosser, N. J., Sutton, J., Snelling, K., Tunstall, N., & Petley, D. N. (2015). The effects of normal and shear stress wave phasing on coseismic landslide displacement. *Journal of Geophysical Research: Earth Surface*, (1), 1009–1022. <http://doi.org/10.1002/2014JF003417>.Received
- Brantut, N., Heap, M. J., Meredith, P. G., & Baud, P. (2013). Time-dependent cracking and brittle creep in crustal rocks: A review. *Journal of Structural Geology*. <http://doi.org/10.1016/j.jsg.2013.03.007>
- Bray, J. D., & Travasarou, T. (2007). Simplified procedure for estimating earthquake-induced deviatoric slope displacements. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 133(4), 381–392. [http://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(2007\)133:4\(381\)](http://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(2007)133:4(381))
- Brown, E. T. (1981). Rock characterisation, testing and monitoring. ISRM suggested methods: Oxford: Pergamon Press, 1981, 211P. *International Journal of Rock*

- Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, 18(6), 109.
[http://doi.org/10.1016/0148-9062\(81\)90524-6](http://doi.org/10.1016/0148-9062(81)90524-6)
- Carey, J. M., & Petley, D. N. (2014). Progressive shear-surface development in cohesive materials; implications for landslide behaviour. *Engineering Geology*, 177, 54–65.
<http://doi.org/10.1016/j.enggeo.2014.05.009>
- Casas, E. (2006). *Análisis de deslizamientos cosísmicos asociados al terremoto de Las Melosas, 1958*. Universidad de Chile.
- Chigira, M., Wu, X., Inokuchi, T., & Wang, G. (2010). Landslides induced by the 2008 Wenchuan earthquake, Sichuan, China. *Geomorphology*, 118(3–4), 225–238.
<http://doi.org/10.1016/j.geomorph.2010.01.003>
- Chigira, M., & Yagi, H. (2006). Geological and geomorphological characteristics of landslides triggered by the 2004 Mid Niigata prefecture earthquake in Japan. *Engineering Geology*, 82(4), 202–221. <http://doi.org/10.1016/j.enggeo.2005.10.006>
- Chile, U. de. (2009). *Línea de base Estudio de Impacto Ambiental “Proyecto Central Hidroeléctrica Cuervo”*.
- Chiu, D. (1991). *Geología del relleno cuaternario de las hoyas de los ríos Yeso, Volcán y Maipo, este último entre las localidades de Guayacán y Los Queltehues, Región Metropolitana*. Universidad de Chile.
- Dadson, S. J., Hovius, N., Chen, H., Dade, W. B., Lin, J. C., Hsu, M. L., ... Stark, C. P. (2004). Earthquake-triggered increase in sediment delivery from an active mountain belt. *Geology*, 32(8), 733–736. <http://doi.org/10.1130/G20639.1>
- Delouis, B., Nocquet, J. M., & Vallée, M. (2010). Slip distribution of the February 27, 2010 Mw = 8.8 Maule Earthquake, central Chile, from static and high-rate GPS, InSAR, and broadband teleseismic data. *Geophysical Research Letters*, 37(17), 1–7. <http://doi.org/10.1029/2010GL043899>
- Escobar, P. (2013). *Inventario de Remociones en masa desencadenadas por el sismo del 27 de febrero de 2010 en Chile central*. Universidad de Chile.
- Esposito, E., Guerrieri, L., Porfido, S., Vittori, E., Blumetti, A. M., Comerci, V., ... Serva, L. (2013). *Landslide Science and Practice*, 2, 147–151. <http://doi.org/10.1007/978-3-642-31445-2>
- Flores, R., Arias, S., Jenschke, V., & Rosemberg, L. A. (1960). Engineering aspect of the earthquakes in the Maipo Valley, Chile, in 1958. In *Proceedings of 2nd World Conference in Earthquake Engineering, Japan*, 1 (pp. 409–431).
- Folguera, A., Zapata, T., & Ramos, V. A. (2006). Late Cenozoic extension and the evolution of the Neuquén Andes, 407, 267–285.
[http://doi.org/10.1130/2006.2407\(12\)](http://doi.org/10.1130/2006.2407(12))
- García, F. (1968). Estratigrafía del Terciario de Chile Central. In *Terciario de Arauco*

(Andrés Bel, pp. 25–58).

- Geersen, J., Behrmann, J. H., Völker, D., Krastel, S., Ranero, C. R., Diaz-Naveas, J., & Weinrebe, W. (2011). Active tectonics of the South Chilean marine fore arc (35S-40S). *Tectonics*, 30(3), 1–16. <http://doi.org/10.1029/2010TC002777>
- Glodny, J., Echtler, H., Collao, S., Ardiles, M., Burján, P., & Figueroa, O. (2008). Differential Late Paleozoic active margin evolution in South-Central Chile (37°S-40°S) - the Lanalhue Fault Zone. *Journal of South American Earth Sciences*, 26(4), 397–411. <http://doi.org/10.1016/j.jsames.2008.06.001>
- González de Vallejo, L., Ferrer, M., Ortuño, L., & Oteo, C. (2002). *Ingeniería Geológica.pdf*. (P. Educación, Ed.). Madrid.
- Hackney, R. I., Echtler, H. P., Franz, G., Friedrich, H. G., Dmitriy, L., Melnick, D., ... Wienecke, S. (2006). The Segmented Overriding Plate and Coupling at the South-Central Chilean Margin (36 – 42 ° S). *The Andes*, 355–374. http://doi.org/10.1007/978-3-540-48684-8_17
- Henríquez, A. (2006). *Variaciones locales del nivel del mar en las cuencas neógenas de Caldera, III Región y Arauco, VIII Región: deducción de tasas de alzamiento y subsidencia tectónica*. Universidad de Chile.
- Jibson, R. W., Harp, E. L., Schulz, W., & Keefer, D. K. (2006). Large rock avalanches triggered by the M 7.9 Denali Fault, Alaska, earthquake of 3 November 2002. *Engineering Geology*, 83(1–3), 144–160. <http://doi.org/10.1016/j.enggeo.2005.06.029>
- Kaizuka, S., Matsuda, T., Nogami, M., & Yonekura, N. (1973). Quaternary tectonic and recent seismic crustal movements in the Arauco Peninsula and its environs, central Chile. *Geographical Reports of Tokyo Metropolitan University*. Retrieved from <http://ci.nii.ac.jp/naid/120002933076/>
- Keefer, D. K. (1984). Geological Society of America Bulletin Landslides caused by earthquakes Landslides caused by earthquakes. *Geological Society Of America Bulletin*, 95(4), 406–421. [http://doi.org/10.1130/0016-7606\(1984\)95<406](http://doi.org/10.1130/0016-7606(1984)95<406)
- Keefer, D. K. (2002). Investigating Landslides Caused By Earthquakes – a Historical Review, 473–510.
- Kelm, U., Cisternas, M. E., Helle, S., & Méndez, D. (1994). Diagenetic character of the Tertiary basin between Los Angeles and Osorno, southern Chile. *Andean Geology*, 21(2).
- Khazai, B., & Sitar, N. (2004). Evaluation of factors controlling earthquake-induced landslides caused by Chi-Chi earthquake and comparison with the Northridge and Loma Prieta events. *Engineering Geology*, 71(1–2), 79–95. [http://doi.org/10.1016/S0013-7952\(03\)00127-3](http://doi.org/10.1016/S0013-7952(03)00127-3)
- Koketsu, K., Yokota, Y., Nishimura, N., Yagi, Y., & Satake, K. (2011). A unified source

model for the 2011 Tohoku earthquake, 310, 480–487.
<http://doi.org/10.1016/j.epsl.2011.09.009>

- Le Roux, J. P., & Elgueta, S. (1997). Paralic parasequences associated with Eocene sea-level oscillations in an active margin setting: Trihueco Formation of the Arauco Basin, Chile. *Sedimentary Geology*, 110(3–4), 257–276. [http://doi.org/10.1016/S0037-0738\(96\)00086-3](http://doi.org/10.1016/S0037-0738(96)00086-3)
- Legrand, D., Barrientos, S., Bataille, K., Cembrano, J., & Pavez, A. (2011). The fluid-driven tectonic swarm of Aysen Fjord, Chile (2007) associated with two earthquakes (Mw=6.1 and Mw=6.2) within the Liquiñe-Ofqui Fault Zone. *Continental Shelf Research*, 31(3), 154–161. <http://doi.org/10.1016/j.csr.2010.05.008>
- Li, J., & Dasgupta, A. (1993). Failure-Mechanism Models for Creep and Creep Rupture. *IEEE Transactions on Reliability*, 42(3), 339–353. <http://doi.org/10.1109/24.257816>
- Liao, C. J., Lee, D. H., Wu, J. H., & Lai, C. Z. (2011). A new ring-shear device for testing rocks under high normal stress and dynamic conditions. *Engineering Geology*, 122(1–2), 93–105. <http://doi.org/10.1016/j.enggeo.2011.03.018>
- Lin, M. L., Liao, H. J., & Ueng, Z. S. (2000). The geotechnical hazard caused by Chi-Chi earthquake. In *International Workshop on the September (Vol 21)* (pp. 113–123).
- Lin, M. L., & Tung, C. C. (2004). A GIS-based potential analysis of the landslides induced by the Chi-Chi earthquake. *Engineering Geology*, 71(1–2), 63–77. [http://doi.org/10.1016/S0013-7952\(03\)00126-1](http://doi.org/10.1016/S0013-7952(03)00126-1)
- Liu, C. N. (2009). Progressive failure mechanism in one-dimensional stability analysis of shallow slope failures. *Landslides*, 6(2), 129–137. <http://doi.org/10.1007/s10346-009-0153-8>
- Lomnitz, C. (1960). A study of the Maipo Valley earthquakes of September 4, 1958. *Instituto de Geofísica Y Sismología, N°10*.
- Lomnitz, C. (2004). Major Earthquakes of Chile: A Historical Survey, 1535-1960. *Seismological Research Letters*, 75(3), 368–378. <http://doi.org/10.1785/gssrl.75.3.368>
- Lorito, S., Romano, F., Atzori, S., Tong, X., Avallone, A., McCloskey, J., ... Piatanesi, A. (2011). Limited overlap between the seismic gap and coseismic slip of the great 2010 Chile earthquake. *Nature Geoscience*, 4(3), 173–177. <http://doi.org/10.1038/ngeo1073>
- Main, I. G. (2000). A damage mechanics model for power-law creep and earthquake aftershock and foreshock sequences. *Geophysical Journal International*, 142(1), 151–161. <http://doi.org/10.1046/j.1365-246x.2000.00136.x>
- Malamud, B. D., Turcotte, D. L., Guzzetti, F., & Reichenbach, P. (2004). Landslide inventories and their statistical properties. *Earth Surface Processes and Landforms*, 29(6), 687–711. <http://doi.org/10.1002/esp.1064>

- Mardones, M., & Reuther, C. D. (1999). Geomorphological aspects of the drainage pattern around Lake Lanalhue and Lake Lleulleu in the active convergent margin setting of south-central Chile. *Mitteilunge Geologische Und Paläontologisches Institut Und Museum*, 83, 75–88.
- Melnick, D., Bookhagen, B., Echtler, H. P., & Strecker, M. R. (2006). Coastal deformation and great subduction earthquakes, Isla Santa María, Chile (37°S). *Bulletin of the Geological Society of America*, 118(11–12), 1463–1480. <http://doi.org/10.1130/B25865.1>
- Melnick, D., Bookhagen, B., Strecker, M. R., & Echtler, H. P. (2009). Segmentation of megathrust rupture zones from fore-arc deformation patterns over hundreds to millions of years, Arauco peninsula, Chile. *Journal of Geophysical Research: Solid Earth*, 114(1), 1–23. <http://doi.org/10.1029/2008JB005788>
- Melnick, D., & Echtler, H. P. (2006). Inversion of forearc basins in south-central Chile caused by rapid glacial age trench fill. *Geology*, 34(9), 709–712. <http://doi.org/10.1130/G22440.1>
- Michetti, A. M., Esposito, E., Guerrieri, L., Porfido, S., Serva, L., Tatevossian, R., ... Mohammadioun, B. (2007). Environmental Seismic Intensity scale - ESI 2007 La scala di Intensità Sismica basata sugli effetti ambientali - ESI 2007, (1), 7–8.
- Muñoz, R. M. (2010). Terremoto y Tsunami del 27 de febrero de 2010. Efectos urbanos en localidades de la Provincia de Arauco, 43–62.
- Muñoz-Cristi, J. (1946). Estado actual del conocimiento sobre la geología de la Provincia de Arauco. In *Universidad de Chile, Facultad de Ciencias Físicas Y Matemáticas, An., N°3*, 64–70.
- Muñoz-Cristi, J. (1959). Chile In Handbook of South American Geology. (Jenks, W.F.;ed.). *Geological Society of America*, 187–214.
- Naranjo, J. A., Arenas, M., Clavero, J., & Munoz, O. (2009). Tsunamis inducidos por movimientos en masa: principales efectos durante la crisis sísmica de la Patagonia Archipelagica en Aisen (45°25' S), Chile. *Andean Geology*, 36(1), 137–145. <http://doi.org/10.5027/andgeoV36n1-a11>
- NCREE. (2000). *Investigation Report of the Geotechnical Hazard Caused by Chi-Chi Earthquake, Taiwan*. Taiwan.
- Nelson, A. R., & Manley, W. F. (1992). Holocene coseismic and aseismic uplift of Isla Mocha, south-central Chile. *Quaternary International*, 15–16, 61–76. [http://doi.org/10.1016/1040-6182\(92\)90036-2](http://doi.org/10.1016/1040-6182(92)90036-2)
- Niemeyer, H., Skármeta, J., Fuenzalida, R., Espinosa, W. (1984). *Hoja Península de Taitao y Puerto Aisén, Región de Aisén del General Carlos Ibañez del Campo*.
- Owen, L. A., Kamp, U., Khattak, G. A., Harp, E. L., Keefer, D. K., & Bauer, M. A. (2008). Landslides triggered by the 8 October 2005 Kashmir earthquake. *Geomorphology*,

94(1–2), 1–9. <http://doi.org/10.1016/j.geomorph.2007.04.007>

- Parise, M., & Jibson, R. W. (2000). A seismic landslide susceptibility rating of geologic units based on analysis of characteristics of landslides triggered by the 17 January, 1994 Northridge, California earthquake. *Engineering Geology*, 58(3–4), 251–270. [http://doi.org/10.1016/S0013-7952\(00\)00038-7](http://doi.org/10.1016/S0013-7952(00)00038-7)
- Petley, D. N., Bulmer, M. H., & Murphy, W. (2002). Patterns of movement in rotational and translational landslides. *Geology*, 30(8), 719–722. [http://doi.org/10.1130/0091-7613\(2002\)030<0719:POMIRA>2.0.CO;2](http://doi.org/10.1130/0091-7613(2002)030<0719:POMIRA>2.0.CO;2)
- Petley, D. N., Higuchi, T., Petley, D. J., Bulmer, M. H., & Carey, J. (2005). Development of progressive landslide failure in cohesive materials. *Geology*, 33(3), 201–204. <http://doi.org/10.1130/G21147.1>
- Piderit, E. (1961). *Estudios de los sismos del Cajón del Maipo en el año 1958*. Universidad de Chile.
- Pineda, V. (1983). Evolución Paleogeográfica de la Cuenca Sedimentaria Cretácico-Terciaria de Arauco, en Geología y recursos minerales de Chile. *Editado Por J. Frutos, R. Oyarzún Y M. Pincheira, Editorial de La Universidad de Concepción*.
- Plafker, G., & Savage, J. C. (1970). Mechanism of the Chilean Earthquakes of May 21 and 22, 1960. *Geological Society of America Bulletin*, 81, 1001–1030. <http://doi.org/10.1017/CBO9781107415324.004>
- Quezada, J., Jaque, E., Fernández, A., & Vásquez, D. (2012). Cambios en el relieve generados como consecuencia del terremoto Mw=8.8 del 27 de febrero de 2010 en el centro-sur de Chile. *Revista de Geografía Norte Grande*, 55(53), 35–55.
- Rathje, E. M., & Saygili, G. (2009). Probabilistic assessment of earthquake-induced sliding displacements of natural slopes. *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*, 42(1), 18–27.
- Rehak, K., Strecker, M. R., & Echtler, H. P. (2008). Morphotectonic segmentation of an active forearc, 37°S–41°S, Chile. *Geomorphology*, 94(1–2), 98–116. <http://doi.org/10.1016/j.geomorph.2007.05.002>
- Rojas, D. (2012). *Medio Ambiente. Informe Anual 2010*. Santiago. Retrieved from http://www.ine.cl/canales/chile_estadistico/estadisticas_medio_ambiente/medio_ambiente.php
- Rosser, N., Lim, M., Petley, D., Dunning, S., & Allison, R. (2007). Patterns of precursory rockfall prior to slope failure. *Journal of Geophysical Research: Earth Surface*, 112(4). <http://doi.org/10.1029/2006JF000642>
- Sáez, E. (2010). *Fundamentos de geotecnia* (PUC). Santiago.
- Saragoni, G. R., Lew, M., Naeim, F., Carpenter, L. D., Youssef, N. F., Rojas, F., & Adaros, M. S. (2010). Accelerographic measurements of the 27 February 2010 offshore

- Maule, Chile earthquake. *Structural Design of Tall and Special Buildings*, 19(8), 866–875. <http://doi.org/10.1002/tal.673>
- Sassa, K., Fukuoka, H., Wang, G., & Ishikawa, N. (2004). Undrained dynamic-loading ring-shear apparatus and its application to landslide dynamics. *Landslides*, 1(1), 7–19. <http://doi.org/10.1007/s10346-003-0004-y>
- Sato, H. P., Hasegawa, H., Fujiwara, S., Tobita, M., Koarai, M., Une, H., & Iwahashi, J. (2007). Interpretation of landslide distribution triggered by the 2005 Northern Pakistan earthquake using SPOT 5 imagery. *Landslides*, 4(2), 113–122. <http://doi.org/10.1007/s10346-006-0069-5>
- Saygili, G., & Rathje, E. M. (2008). Empirical Predictive Models for Earthquake-Induced Sliding Displacements of Slopes. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 134(6), 790–803. [http://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(2008\)134:6\(790\)](http://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(2008)134:6(790))
- Seed, H. B. (1974). Landslides during earthquakes due to soil liquefaction: American Society of Civil Engineers. *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division*, 94, SM, 1053–1122.
- Sepúlveda, S. A., Petley, D. N., Brain, M. J., & Tunstall, N. (2016). The effect of dynamic loading on the shear strength of pyroclastic Ash Deposits and implications for landslide hazard: The case of Pudahuel Ignimbrite, Chile. *Engineering Geology*, 205, 54–61. <http://doi.org/10.1016/j.enggeo.2016.02.005>
- Sepúlveda, S. A., Serey, A., Lara, M., Pavez, A., & Rebolledo, S. (2010). Landslides induced by the April 2007 Aysén Fjord earthquake, Chilean Patagonia. *Landslides*, 7(4), 483–492. <http://doi.org/10.1007/s10346-010-0203-2>
- Sepúlveda, S., Astroza, M., Kausel, E., Campos, J., Casas, E., Rebolledo, S., & Verdugo, R. (2008). New Findings on the 1958 Las Melosas Earthquake Sequence, Central Chile: Implications for Seismic Hazard Related to Shallow Crustal Earthquakes in Subduction Zones. *Journal of Earthquake Engineering*, 12(3), 432–455. <http://doi.org/10.1080/13632460701512951>
- Serey, A. (2011). *Análisis de las remociones en masa generadas por el terremoto del fiordo Aysén de 2007 (45,5°S)*. Tesis.Uchile.Cl. Universidad de Chile. Retrieved from http://www.tesis.uchile.cl/tesis/uchile/2007/celis_c/sources/celis_c.pdf
- Sernageomin. (2003). *Mapa geológico de Chile: versión digital. Publicación Geología Digital* (Vol. 4). Retrieved from <http://geoportal.sernageomin.cl/geovisor/GeoVisor/index.html?resources=map:ags> @<http://geoarcgis.sernageomin.cl/ArcGIS/rest/services/geoportal/GeologiaBase/MapServer>
- Shi, Z.-M., Wang, Y.-Q., Peng, M., Chen, J.-F., & Yuan, J. (2014). Characteristics of the landslide dams induced by the 2008 Wenchuan earthquake and dynamic behavior analysis using large-scale shaking table tests. *Engineering Geology*, 194, 25–37.

<http://doi.org/10.1016/j.enggeo.2014.10.009>

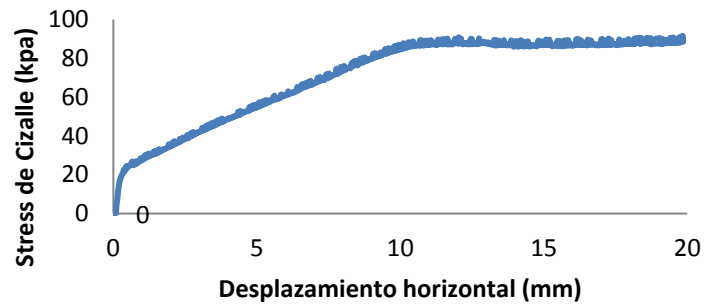
- Shou, K. J., & Wang, C. F. (2003). Analysis of the Chiufengershan landslide triggered by the 1999 Chi-Chi earthquake in Taiwan. *Engineering Geology*, 68(3–4), 237–250. [http://doi.org/10.1016/S0013-7952\(02\)00230-2](http://doi.org/10.1016/S0013-7952(02)00230-2)
- Stock, G. M., Martel, S. J., Collins, B. D., & Harp, E. L. (2012). Progressive failure of sheeted rock slopes: The 2009-2010 Rhombus Wall rock falls in Yosemite Valley, California, USA. *Earth Surface Processes and Landforms*, 37(5), 546–561. <http://doi.org/10.1002/esp.3192>
- Tang, C., Ma, G., Chang, M., Li, W., Zhang, D., Jia, T., & Zhou, Z. (2015). Landslides triggered by the 20 April 2013 Lushan earthquake, Sichuan Province, China. *Engineering Geology*, 187(April 2013), 45–55. <http://doi.org/10.1016/j.enggeo.2014.12.004>
- Tavera, J. (1942). *Contribución al estudio de la estratigrafía y paleontología del Terciario de Arauco. Anales del Congreso Panamericano de Ingeniería de Minas y Geología (Vol. 1, No. 2)*. Santiago.
- Tebbens, S. F., Cande, S. C., Kovacs, L., Parra, J. C., J.L., L., & Vergara, H. (1997). The Chile ridge: A tectonic framework. *Journal of Geophysical Research: Solid Earth*, 102(B6), 12035–12059.
- Tolorza, V. (2015). *Magnitud y dinámica de la erosión integrada de cuenca en el río Bío Bío*. Universidad de Chile.
- Tong, X., Sandwell, D., Luttrell, K., Brooks, B., Bevis, M., Shimada, M., ... Caccamise, D. J. (2010). The 2010 Maule, Chile earthquake: Downdip rupture limit revealed by space geodesy, 37(24). <http://doi.org/10.1029/2010GL045805>
- Vargas, G., Farías, M., Carretier, S., Tassara, A., Baize, S., & Melnick, D. (2011). Coastal uplift and tsunami effects associated to the 2010 M w 8 . 8 Maule earthquake in Central Chile. *Andean Geology*, 38(1), 219–238. <http://doi.org/10.1093/gji/ggv122>
- Vigny, C., Socquet, A., Peyrat, S., Ruegg, J.-C., Métois, M., Madariaga, R., ... Kendrick, E. (2011). The 2010 Mw 8.8 Maule megathrust earthquake of Central Chile, monitored by GPS. *Science (New York, N.Y.)*, 332(6036), 1417–1421. <http://doi.org/10.1126/science.1204132>
- Wartman, J., Dunham, L., Tiwari, B., & Pradel, D. (2013). Landslides in eastern Honshu induced by the 2011 Off the Pacific Coast of Tohoku earthquake. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 103(2 B), 1503–1521. <http://doi.org/10.1785/0120120128>
- Wasowski, J., Keefer, D. K., & Lee, C. T. (2011). Toward the next generation of research on earthquake-induced landslides: Current issues and future challenges. *Engineering Geology*. <http://doi.org/10.1016/j.enggeo.2011.06.001>
- Xu, C., Xu, X., Shyu, J. B. H., Zheng, W., & Min, W. (2014). Landslides triggered by the

22 July 2013 Minxian-Zhangxian, China, Mw 5.9 earthquake: Inventory compiling and spatial distribution analysis. *Journal of Asian Earth Sciences*, 92(July 2013), 125–142. <http://doi.org/10.1016/j.jseaes.2014.06.014>

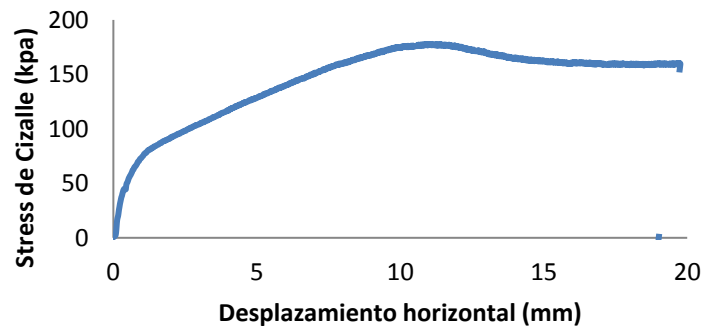
VIII. ANEXOS

A. GRÁFICOS STRESS-STRAIN (ARAUCO)

Stress-Strain $\sigma = 100$ kPa



Stress-Strain $\sigma = 200$ kPa



Stress-Strain $\sigma = 300$ kPa

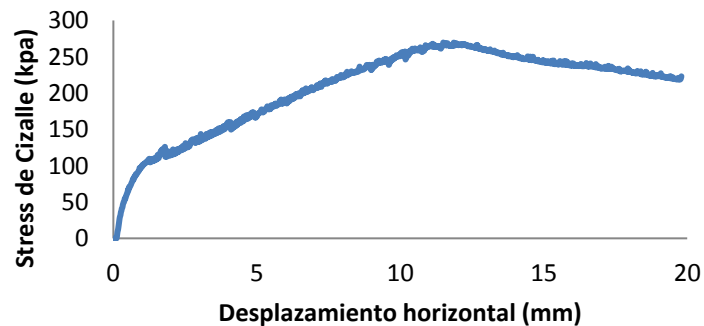
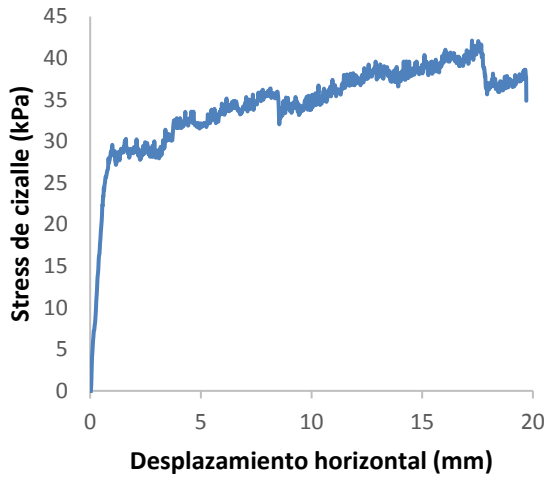
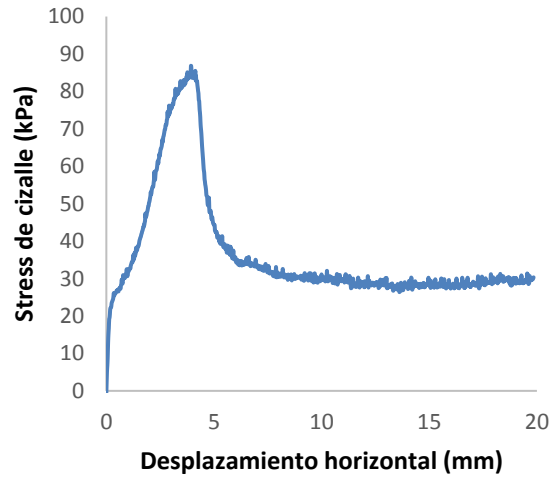


Ilustración 1: Gráficos stress-strain muestras remoldeadas no saturadas (Arauco)

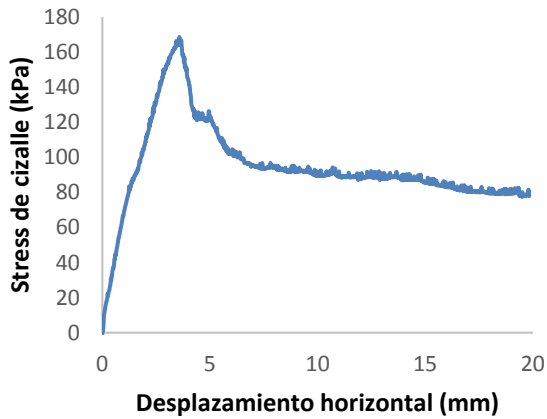
Stress-Strain $\sigma = 10$ kPa



Stress-Strain $\sigma = 50$ kPa



**Stress-Strain $\sigma = 100$
kPa**



**Stress-Strain $\sigma = 150$
kPa**

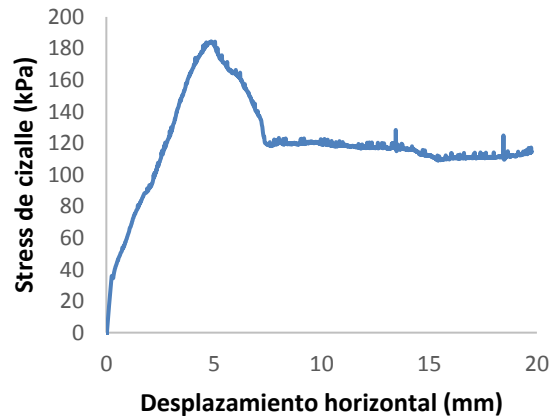


Ilustración 2: Campos de stress-strain para ensayos monotónicos no drenados en condiciones remoldeadas y saturadas.

B. UBICACIÓN RM INVENTARIADAS EN LA PENÍNSULA DE ARAUCO

ID	Tipo	X	Y	ID	Tipo	X	Y
1	Desl. Suelo	624853	5884820	21	Desl. Roca	620524	5880893
2	Desl. Roca	621317	5883065	22	Desl. Suelo Roca	624710	5886519
3	Avalancha de Roca	621560	5883091	23	Desl. Roca	639640	5877260
4	Desl. Suelo Roca	621941	5883436	24	Desl. Roca	638116	5879563
5	Desl. Roca	622081	5883613	25	Desl. Roca	639980	5877084
6	Desl. Roca	622169	5883660	26	Caída de Roca	638840	5877705
7	Avalancha de Roca	622466	5884190	27	Caída de Roca	638907	5877658
8	Avalancha de Roca	623489	5885836	28	Caída de Roca	638914	5877529
9	Desl. Suelo Roca	625119	5887086	29	Caída de Roca	638929	5877482
10	Desl. Suelo	633483	5860296	30	Caída de Roca	638817	5877197
11	Desl. Suelo	632943	5858595	31	Caída de Roca	638759	5877159
12	Desl. Suelo	633435	5860055	32	Caída de Roca	638632	5876952
13	Desl. Suelo	638709	5875504	33	Caída de Roca	638520	5876669
14	Desl. Roca	638758	5875642	34	Caída de Roca	638525	5876641
15	Avalancha de Roca	617823	5868803	35	Caída de Roca	638503	5876589
16	Desl. Roca	618569	5870312	36	Caída de Roca	638503	5876568
17	Desl. Roca	619071	5873454	37	Desl. Suelo	638475	5876523
18	Desl. Suelo	633612	5860650	38	Caída de Roca	639162	5877542
19	Desl. Roca	640835	5876879	39	Caída de Roca	639127	5877566
20	Desl. Roca	623051	5881406	40	Caída de Roca	639098	5877591

ID	Tipo	X	Y	ID	Tipo	X	Y
41	Caída de Roca	639064	5877624	61	Desl. Suelo	623095	5884930
42	Caída de Roca	639032	5877658	62	Desl. Suelo	623097	5884913
43	Caída de Roca	639034	5877620	63	Caída de Roca	622391	5883942
44	Caída de Roca	638997	5877673	64	Caída de Roca	621889	5883282
45	Caída de Roca	638986	5877698	65	Desl. Suelo Roca	620448	5882552
46	Caída de Roca	638954	5877713	66	Desl. Suelo	620682	5882715
47	Caída de Roca	638916	5877744	67	Desl. Roca	620921	5882826
48	Caída de Roca	638886	5877745	68	Desl. Roca	620831	5882846
49	Caída de Roca	638860	5877758	69	Desl. Suelo Roca	625136	5884008
50	Caída de Roca	638838	5877767	70	Desl. Suelo	625950	5883986
51	Desl. Roca	641150	5876820	71	Desl. Suelo	626078	5883734
52	Desl. Suelo (Re)	638717	5875419	72	Desl. Suelo	626034	5883524
53	Desl. Suelo (Re)	638712	5875228	73	Desl. Suelo	626109	5883986
54	Desl. Roca	620321	5882366	74	Desl. Suelo	625997	5883421
55	Desl. Suelo Roca	620488	5881432	75	Desl. Roca	626701	5883133
56	Desl. Suelo	633641	5860791	76	Desl. Roca	626596	5883104
57	Desl. Suelo	633558	5860703	77	Caída de Roca	626470	5882874
58	Desl. Roca	638703	5879065	78	Desl. Roca	626439	5882810
59	Desl. Roca	622225	5883732	79	Desl. Suelo Roca	626527	5882682
60	Desl. Roca	623765	5886263	80	Desl. Suelo Roca	626679	5882854

ID	Tipo	X	Y	ID	Tipo	X	Y	ID	Tipo	X	Y
81	Desl. Roca	617903	5866322	101	Desl. Suelo (sup)	639112	5876862	121	Desl. Suelo	620313	5862909
82	Caída de Roca	647506	5872910	102	Desl. Suelo (sup)	639084	5876675	122	Caída de Roca	620603	5862921
83	Desl. Suelo	648088	5872742	103	Desl. Suelo (sup)	639159	5876597	123	Desl. Suelo	620615	5862974
84	Desl. Suelo	649515	5875654	104	Desl. Suelo	640467	5876421	124	Desl. Suelo	631623	5870227
85	Desl. Roca	645340	5876014	105	Desl. Suelo	640379	5876264	125	Desl. Suelo	629206	5868606
86	Desl. Roca	645560	5875999	106	Desl. Suelo	640159	5876158	126	Desl. Roca	623080	5865014
87	Desl. Roca	643569	5876063	107	Desl. Suelo	638683	5878894				
88	Desl. Roca	641435	5876571	108	Desl. Roca	635834	5878791				
89	Desl. Roca	641400	5876591	109	Desl. Roca	637781	5876394				
90	Desl. Roca	641360	5876612	110	Desl. Suelo Roca	637772	5876335				
91	Desl. Roca	641321	5876656	111	Desl. Suelo Roca	637682	5877238				
92	Desl. Roca	641303	5876667	112	Caída de Roca	618172	5864554				
93	Desl. Suelo	641281	5876683	113	Caída de Roca	618291	5864541				
94	Desl. Roca	640469	5876951	114	Caída de Roca	616970	5864057				
95	Desl. Suelo (sup)	639187	5877238	115	Desl. Roca	617357	5864443				
96	Desl. Suelo (sup)	639142	5877114	116	Desl. Roca	617284	5864374				
97	Desl. Suelo (sup)	639103	5876800	117	Desl. Roca	617190	5864360				
98	Desl. Suelo (sup)	639258	5876589	118	Desl. Roca	617085	5864232				
99	Desl. Suelo (sup)	639160	5877183	119	Caída de Roca	620603	5862921				
100	Desl. Suelo (sup)	639173	5877209	120	Desl. Suelo	620614	5862917				

C. ANTECEDENTES REMOCIONES EN MASA POR TERREMOTOS DE AYSÉN Y LAS MELOSAS

CARACTERÍSTICAS SÍSMICAS: AYSÉN

A partir del mes de enero del año 2007 un enjambre sísmico afectó al fiordo de Aysén y cuyo evento de mayor magnitud 6.2 Mw, (Sepúlveda et al., 2010; Serey, 2011) tuvo lugar un 21 de Abril del mismo año, generando cientos de remociones en masa en las costas del fiordo (principalmente el sector norte) y valles aledaños las cuales fueron documentadas por Serey (2011). En la Ilustración 3 es posible reconocer el área de estudio afectada por el sismo (epicentro, marcado con una estrella), junto a la principal estructura geológica relacionada a este movimiento, el sistema de fallas Liquiñe-Ofqui.

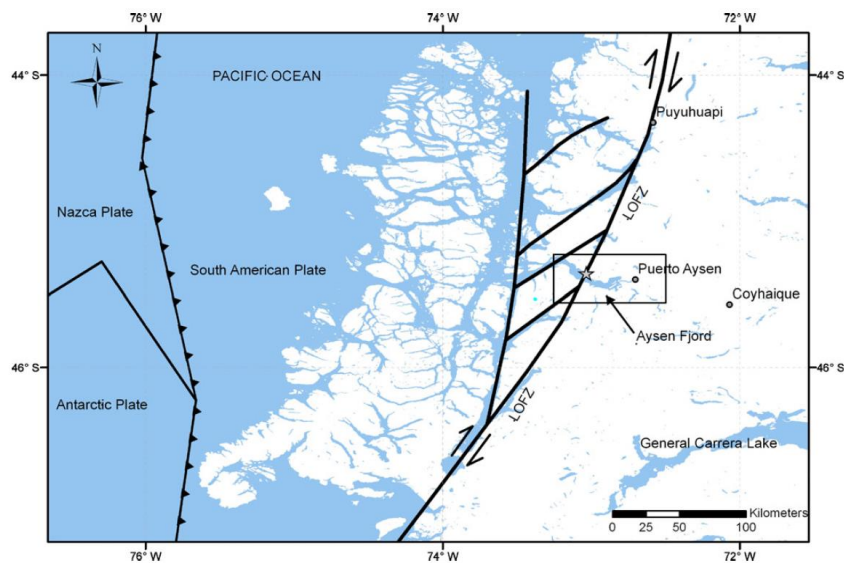


Ilustración 3: Mapa de ubicación y configuración tectónica del área de estudio, mostrando las trazas a escala regional de la LOFZ y el epicentro del terremoto de Aysén del 2007. (S. A. Sepúlveda et al., 2010; Serey, 2011)

Según la información entregada por el Servicio Sismológico Nacional, la actividad habría comenzado el 22 de enero de 2007, registrando un primer movimiento el día 23 del mismo mes de magnitud 5,2 Mw. (Serey, 2011) Los valores promedios registrados en el mes de enero fueron 165 y en febrero decayeron a 87. Además, se consignaron remociones en masa generadas por el

evento del 23 de febrero, que motivaron un pequeño tsunami y daños menores a salmoneros de la zona (Sepúlveda et al., 2010). Durante el mes de marzo no se registró actividad, así llegando al mes de Abril con una media de 34 eventos sensibles, entre los que se encuentran los de mayor magnitud e intensidad, Mw 6,1 y Mw 6,2 el 2 y 21 de abril respectivamente (Legrand et al., 2011). Debido al transporte de material a las costas del fiordo por las remociones en masa generadas, un tsunami se propagó por la zona a una velocidad estimada de 150 a 200 km/h (Naranjo et al., 2009) provocando la muerte de 3 personas y la desaparición de otras 7.

DETECCIÓN Y CLASIFICACIÓN DE LAS REMOCIONES EN MASA

El trabajo de reconocimiento de las remociones en masa generadas en el fiordo de Aysén documentado en el trabajo de Serey (2011), se realizó de manera preliminar por sensores remotos utilizando el software para el procesamiento y análisis de imágenes geoespaciales ENVI. En el procedimiento se utilizaron 2 imágenes satelitales LANDSAT 7 ETM, las cuáles sirvieron para realizar una comparación directa, utilizando la combinación de bandas 432, para distinguir las zonas cubiertas de vegetación de las que no. Esto pues las laderas de la región se caracterizan por estar cubiertas de vegetación (bosque tupido). Para la clasificación se realizó un análisis multiespectral, el cual consiste en una clasificación supervisada que utiliza el reconocimiento previo de algunos deslizamientos. Cuando se establece el tipo de RM base, este espectro se utiliza como base para identificar el resto. Estos fueron mapeados por el SERNAGEOMIN justo después del sismo. En esta pasada se reconocieron deslizamientos de roca, avalanchas de roca, caídas de roca, deslizamientos de roca-suelo, deslizamientos de suelo y flujos de detritos (Serey, 2011). Cabe mencionar que previo al análisis multiespectral, era necesario realizar una “máscara”, es decir, tener la imagen de las áreas asociadas a las remociones en masa de interés, para enfocarse exclusivamente en estas. El análisis no fue capaz de diferenciar los flujos de detritos del resto, y se terminó agrupando con las caídas, avalanchas y deslizamientos de roca.

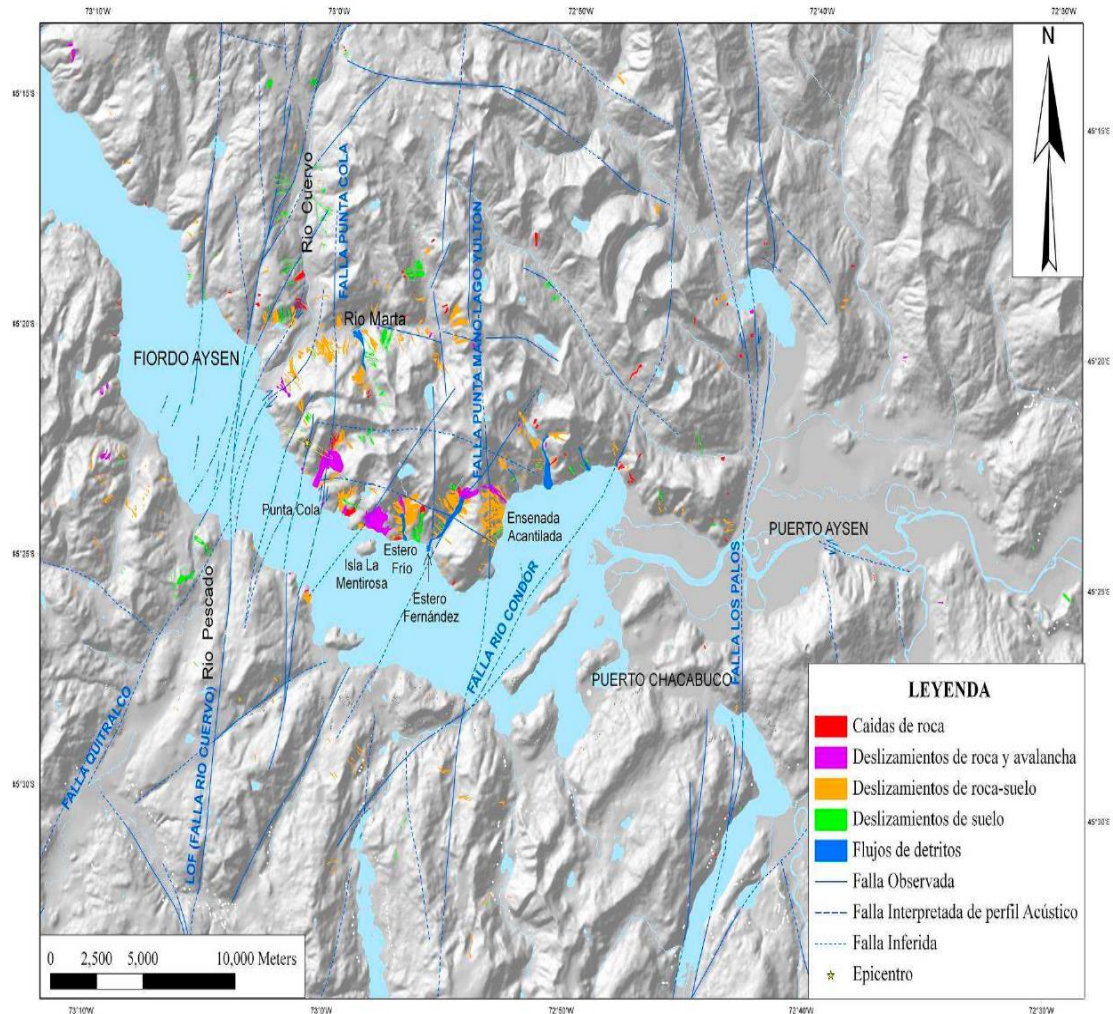


Ilustración 4: Catástro de Remociones en masa generadas por el enjambre sísmico de Aysén del 2007, extraído de (Serey, 2011)

El mapeo final fue elaborado con trabajo en terreno y el apoyo de imágenes aéreas (SAF, año 2007, escala 1:20.000) y satelitales (LANDSAT 29/04/2007). Se encontraron un total de 538 remociones en masa (Ilustración 4) mapeadas y clasificadas como: caídas de roca, deslizamientos de roca-suelo, deslizamientos de suelo y flujos. La labor de clasificación siguió las indicaciones de Keefer, (1984). 34 corresponden a deslizamientos de roca y avalanchas, las cuales se caracterizan por cubrir extensas áreas, llegando en algunos casos a ca. 1.000.000 m² (Serey, 2011). Además, se ubican principalmente en el sector norte del fiordo. Destacan la avalancha de Roca de Punta Cola y el deslizamiento ubicado al frente de la Isla la Mentirosa, principal causante del tsunami que afectó a las salmoneras aledañas (Ilustración 5 e Ilustración 6 respectivamente). Por otro lado, son 80 las caídas de roca mapeadas, las que no poseen gran extensión y se asocian a laderas empinadas (> 50°). Los deslizamientos de roca-suelo son los más comunes en la zona (282), con una extensión promedio de ~ 31.000 m² y en general de poco espesor. Se encuentran principalmente, en la Ensenada Acantilada y en el Estero Frío (Ilustración 7 e Ilustración 8 respectivamente). Los deslizamientos de suelo (135) son del tipo traslacional, pequeños con un promedio de 19.000 m², y finalmente, 7 flujos de detritos compuestos de material de deslizamientos previos cuando estos se asociaban a las quebradas o pendientes empinadas.



Ilustración 5: Avalancha de Roca de Punta Cola. Serey, 2011

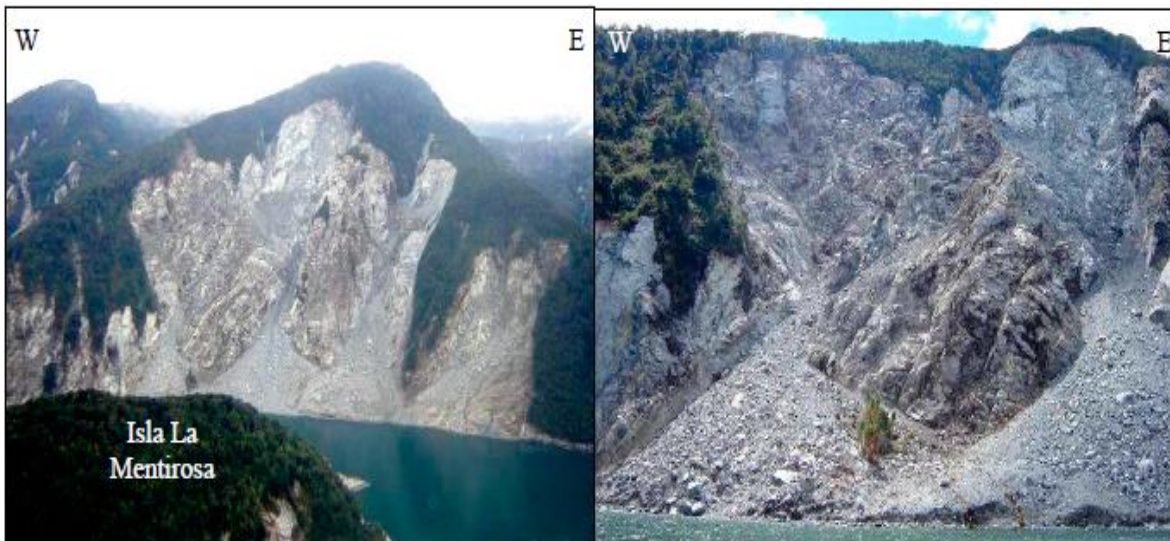


Ilustración 6: Deslizamiento de roca al frente de Isla la Mentirosa. Serey, 2011.



Ilustración 7: Deslizamientos de roca-suelo en la Ensenada Acantilada.

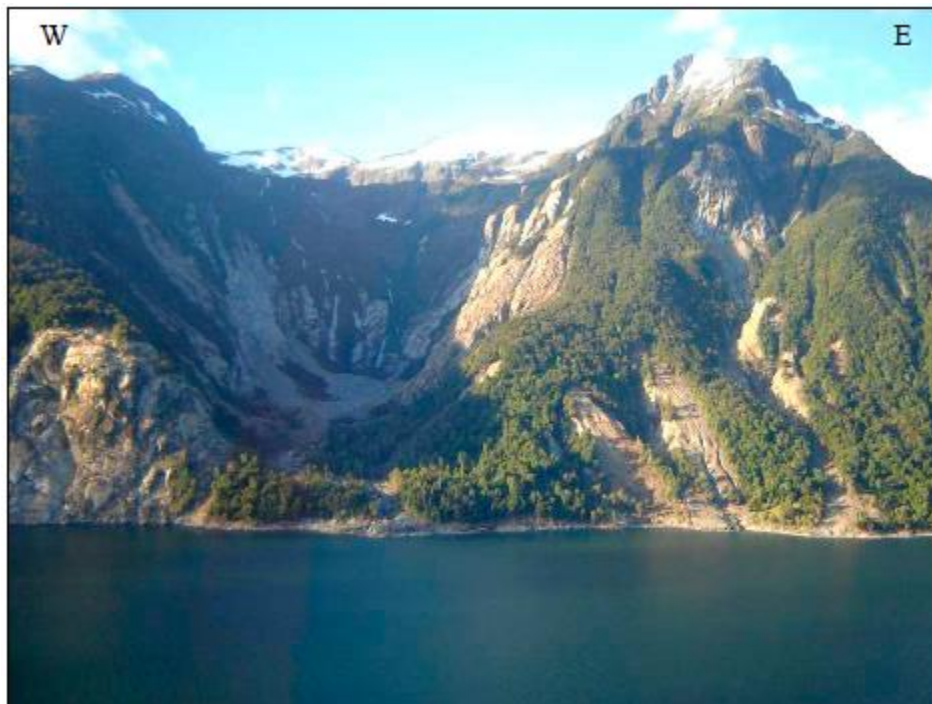


Ilustración 8: Deslizamientos de roca-suelo en la zona del Estero Frío. Serey, 2011.

CARACTERÍSTICAS SÍSMICAS: LAS MELOSAS

Remontándonos en el tiempo hasta el año 1958, nos encontramos con un evento sísmico que afectó a la zona cordillerana central del país. Nos referimos a una serie de temblores que afectaron fuertemente a las localidades del Volcán, Los Queltehues y Las Melosas (Lomnitz, 1960; Piderit, 1961). Siendo la más afectada esta última. Integrantes del instituto de geofísica intentaron descubrir el epicentro tomando datos en las zonas afectadas, hecho que les permitió reconocer pequeñas réplicas en un radio menor a 25 km. (Casas, 2006; Piderit, 1961). Los datos entregados por acelerógrafos en Santiago reconocieron tres eventos, tomando en cuenta que en muchos sectores sólo se sintieron dos (publicaciones de prensa de la época). Los valores medios entregados por estos equipos fue de 0.05 g. (Casas, 2006). Históricamente existe poca información acerca de sismos en la región, pero de acuerdo a información disponible en el instituto geofísico y sismológico de la Universidad de Chile, Han ocurrido sismos en 1850, 1870-1880, 1905 y 1947 (Flores, Arias, Jenschke, & Rosemberg, 1960). La secuencia empezó el 28 de Agosto, pero los eventos de mayor magnitud ocurrieron el 4 de septiembre a las 5:50 pm hora local (S. Sepúlveda et al., 2008). Ocurrieron tres eventos en una ventana de seis minutos. El epicentro se ubicó en la unión de los ríos Maipo y el Volcán, con una profundidad aproximada de 10 km (Ilustración 9). La magnitud de estos eventos fue de 6.9, 6.7 y 6.8 respectivamente (Flores et al., 1960; Piderit, 1961). El terremoto de Las Melosas debe ser uno de los primeros sismos superficiales de los que se tienen trabajos de investigación que aportan en temas de estudios de peligros geológicos (remociones en masa), riesgos y medidas de prevención pensando en posibles nuevos eventos asociados a la actividad de por ejemplo la Falla San Ramón entre otras.

ESTUDIO DE DAÑOS Y REMOCIONES EN MASA COSÍMICAS

En el trabajo realizado por Casas (2006) y posteriormente complementado y publicado por Sepúlveda y colaboradores, (2008) se caracterizaron los daños

sufridos por viviendas, caminos, ferrocarriles, acueductos, bocatomas, construcciones hidráulicas, entre otras para obtener datos acerca de la intensidad de esta serie de sismos. Se estudiaron 15 lugares repartidos no más de 80 km desde el epicentro. A partir de esto, un resultado importante mencionado en estos trabajos es que la intensidad para este terremoto alcanzó un valor de 9 según la escala MSK en el área epicentral, pero que sufre una brusca caída desde 9 a 6 en una distancia de tan solo 40 km (S. Sepúlveda et al., 2008). Además, los valores estimados en este estudio se encuentran por debajo de la relación de atenuación propuesta para Chile por Barrientos (1980). Cabe recordar que la mayoría de las construcciones del área afectada estaban hechas con adobe o madera, sin ningún método de reforzamiento que les permitiera resistir este tipo de movimientos. En la Ilustración 10 es posible ver en detalle algunas de las construcciones que sufrieron daños.

Por otro lado, estos sismos generaron un serie de remociones en masa, que también aportaron a la destrucción de viviendas, corte de caminos e incluso represamiento de ríos (río Yeso) (Casas, 2006; S. Sepúlveda et al., 2008). Fueron particularmente caídas de roca las que dañaron las viviendas aledañas. Las remociones en masa que destacan (Ilustración 11 y 12) fueron estudiadas con la idea de obtener datos de relaciones de atenuación para la aceleración del terremoto mediante back-análisis. Esto, a partir de un análisis geotécnico de los deslizamientos rotacionales de suelo para luego desarrollar análisis de estabilidad sobre las laderas afectadas buscando los parámetros de aceleración horizontal y vertical necesarios para la fractura y posterior deslizamiento de a deslizamientos de suelo rotacionales (S. Sepúlveda et al., 2008) al ser clasificados según el criterio de Keefer (1984). La primera está ubicada al NE del epicentro (Ilustración 11) en el valle del río Yeso y recibe el nombre de Las Cortaderas. Los depósitos creados por este deslizamiento colisionaron con deslizamientos de deslizamientos antiguos de la ladera y provocaron el represamiento del río formando una laguna (Casas, 2006). En la Ilustración 11 se

pueden ver detalles de este deslizamiento y de imágenes tomadas post-terremoto.

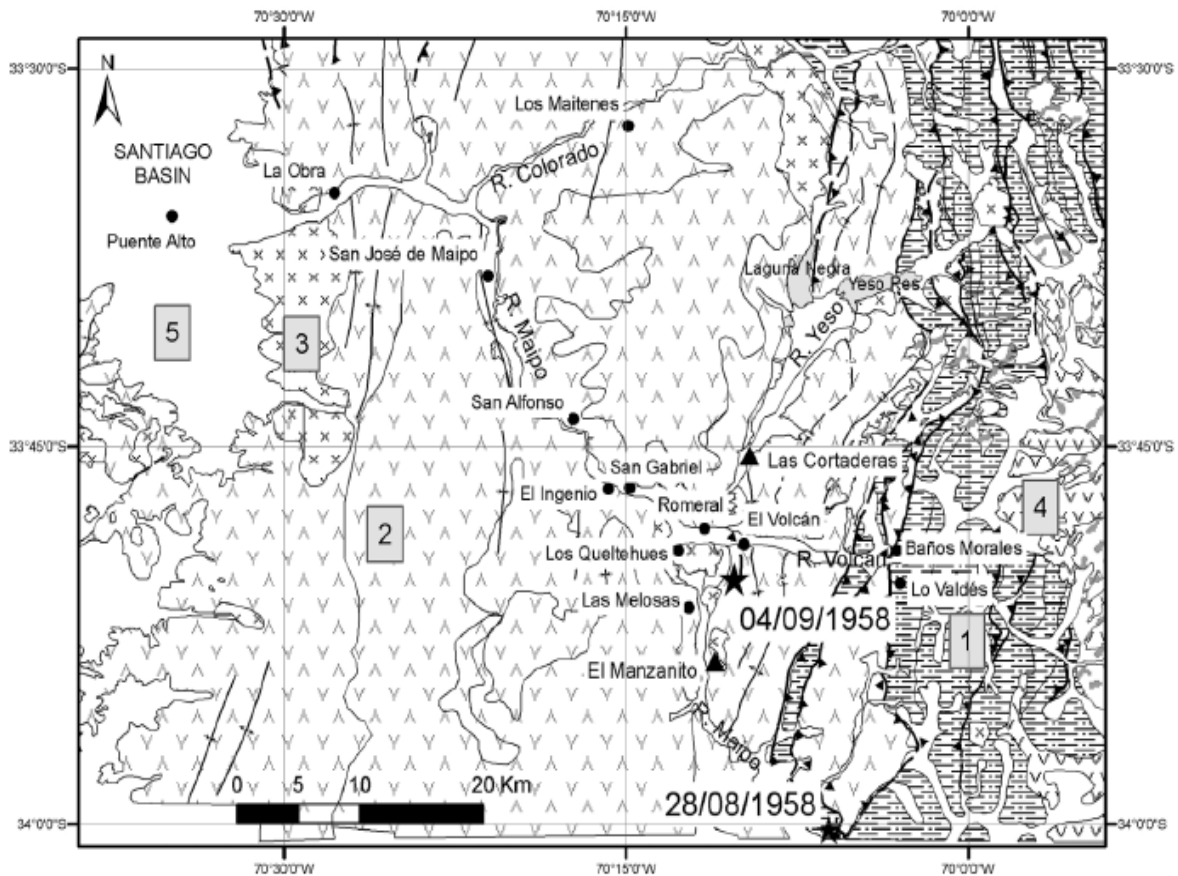


Ilustración 9: Mapa geológico simplificado de la cuenca del Maipo (Modificado de Fock, 2005). Unidades geológicas son: (1) Rocas sedimentarias marinas y volcánicas Mesozoicas; (2) Rocas volcano-sedimentarias Cenozoicas; (3) Granitoides Miocenos; (4) Rocas volcánicas Neógenas; (5) Sedimentos aluviales y fluviales Neógenos. Se muestran las principales fallas y pliegues. Locación de los sismos del 28/8/1958 y 04/9/1958 (estrellas), junto con la ubicación de las remociones en masa estudiadas con detalle. Pueblos y villas mencionadas se encuentran demarcadas con puntos. (Sepúlveda, et al., 2008)

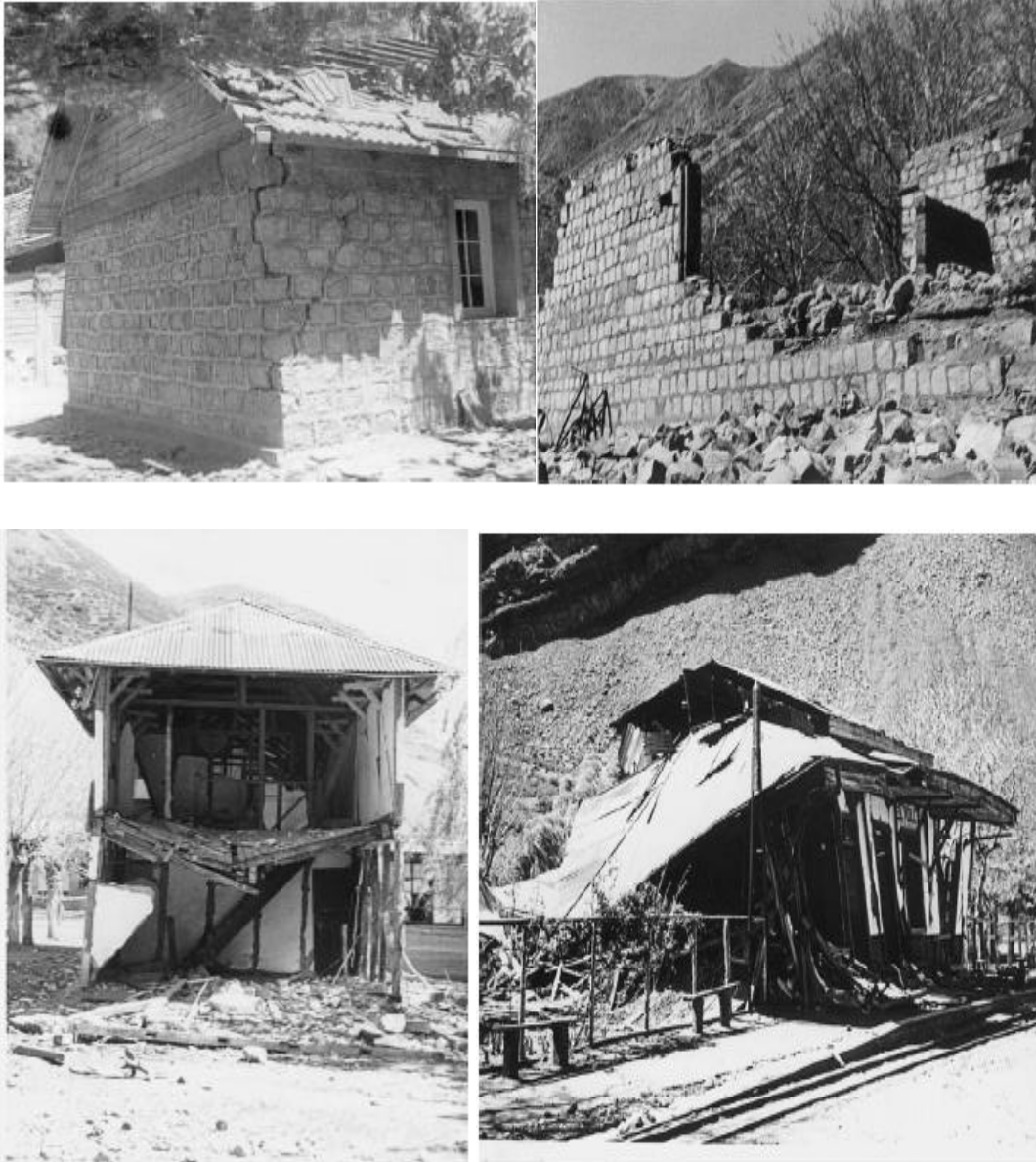


Ilustración 10: Arriba: Daños en construcciones realizadas con adobe en Las Melosas (DIC, 1958); Abajo: Daños en la estación de trenes en el Volcán (DIC, 1958).

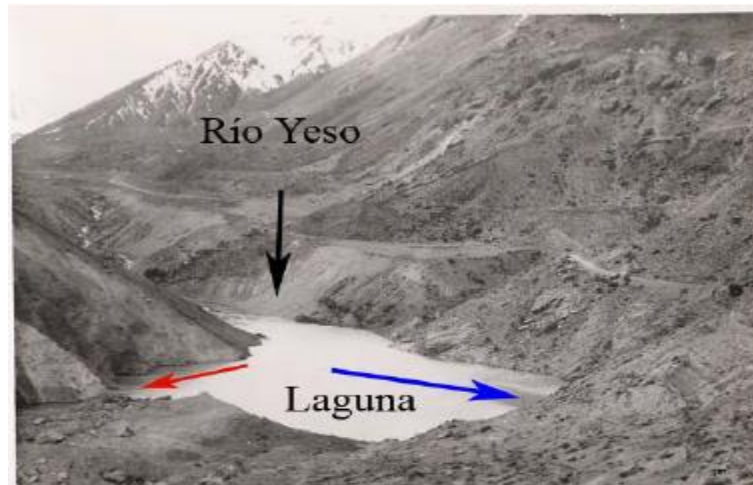


Ilustración 11: Imágenes deslizamiento Las Cortaderas; Arriba: Escarpe (derecha) y depósito del deslizamiento (izquierda); Abajo: Imagen tomada posterior al terremoto que muestra laguna generada por el represamiento. (Casas, 2006)

En el marco de este trabajo se tomaron nuevas muestras del escarpe del deslizamiento, con el objetivo de realizar nuevos ensayos geotécnicos, en particular, ensayos de corte directo monotónicos y dinámicos con el fin de obtener nueva información acerca del comportamiento de estos suelos, y además poder comparar con el resto de los casos estudiados y también con los ensayos realizados en el trabajo de Casas. El segundo deslizamiento se ubica al sur del epicentro, específicamente, en el valle del río Maipo y se le denominó El Manzanito .

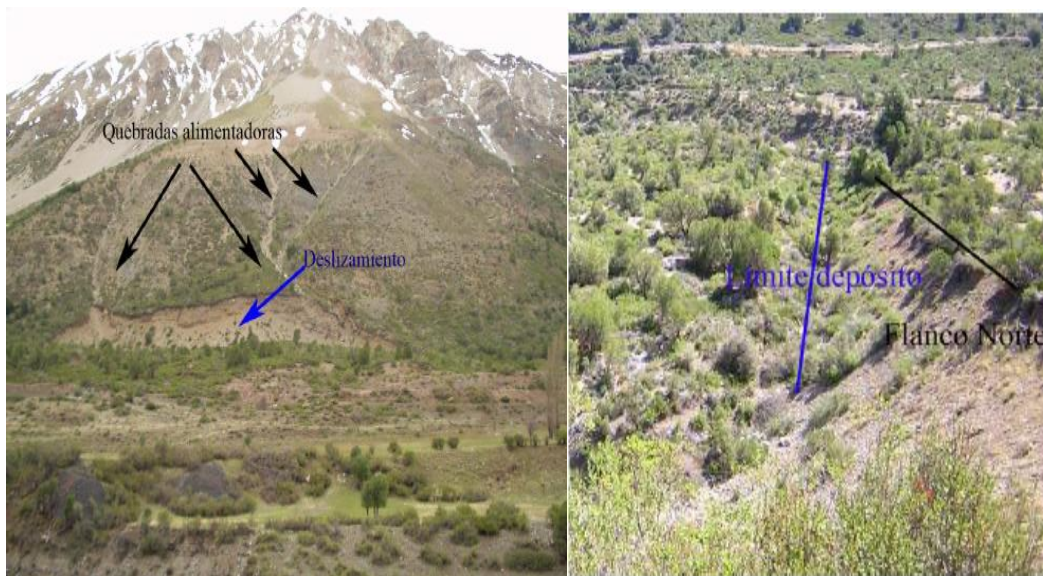


Ilustración 12: Imágenes que muestran características del deslizamiento El Manzanito en ladera del río Maipo. Izq: Quebradas alimentadoras del deslizamiento; Der: Brusco cambio de nivel entre el escarpe y el límite del depósito. (Casas, 2006).

El deslizamiento de Las Cortaderas presentó un volumen cercano a $15-20 \times 10^6$ m³ y se depositó sobre un antiguo mega deslizamiento en el flanco este del valle del Yeso (Chiu, 1991; Flores et al., 1960). El escarpe del nuevo deslizamiento presenta una forma concava, y alcanza 800 m de largo y 100 m de alto, mientras que el depósito presenta una morfología tipo hummock (S. Sepúlveda et al., 2008). La geología del depósito se caracteriza por bloques de roca volcánicos con tamaños que alcanzan varios metros de diámetro dentro de una masa de suelo de limo y arena arcillosa, de acuerdo a análisis granulométrico (Casas, 2006). Por otro lado, el deslizamiento del Manzanito (Ilustración 12) es más pequeño con aprox 4×10^6 m³ de volumen generado en el flanco este del valle del Maipo (Sepúlveda et al., 2008). Presenta al igual que el deslizamiento de Las Cortaderas una superficie concava, característica típica de estos deslizamientos (slump), además en el área del depósito se pueden apreciar nuevos escarpes. El área que alcanza a cubrir el material trasladado es de ca. 2×10^5 m². Se compone principalmente de arena con alrededor de un 10% de limo y arcilla (Casas, 2006). El deslizamiento destruyó el canal de la hidroeléctrica del Maipo que

llevaba agua a la estación en Los Queltehues, y desplazó algunos postes eléctricos (Flores et al., 1960).

D. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD

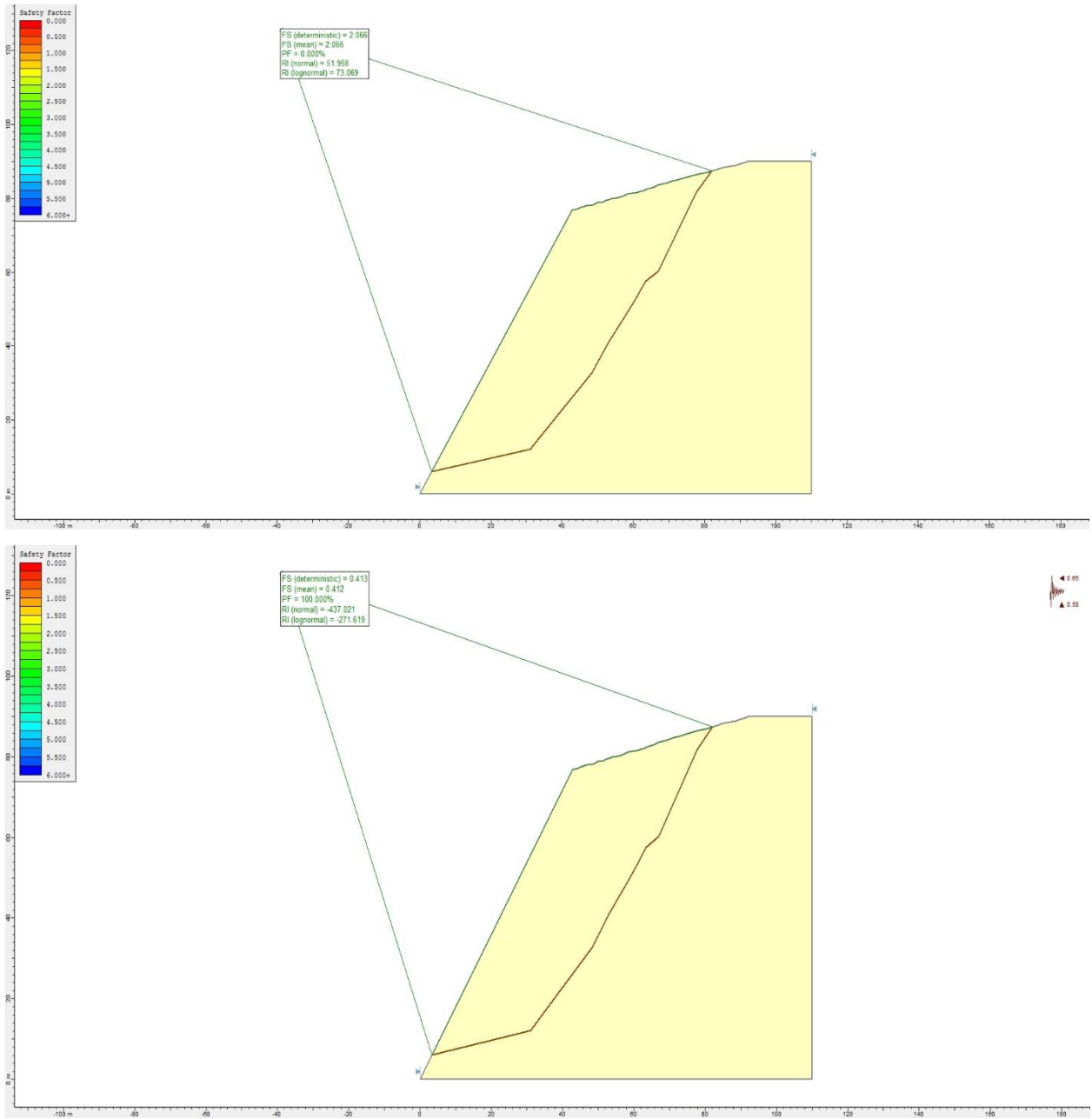


Ilustración 13: Configuración I sin banquetas. Arriba: caso estático. Abajo: K_h y $K_v = \text{PGA}$. $C = 160,18 \text{ kPa}$, $\phi = 54,45^\circ$

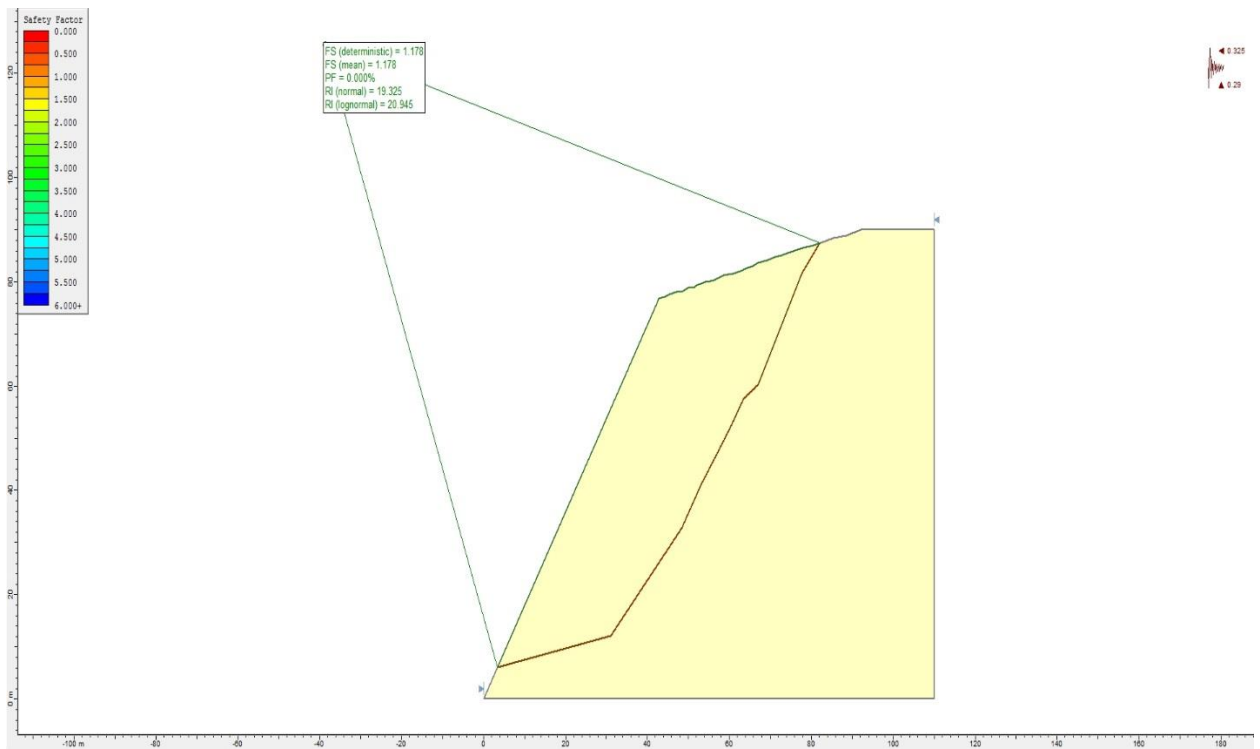
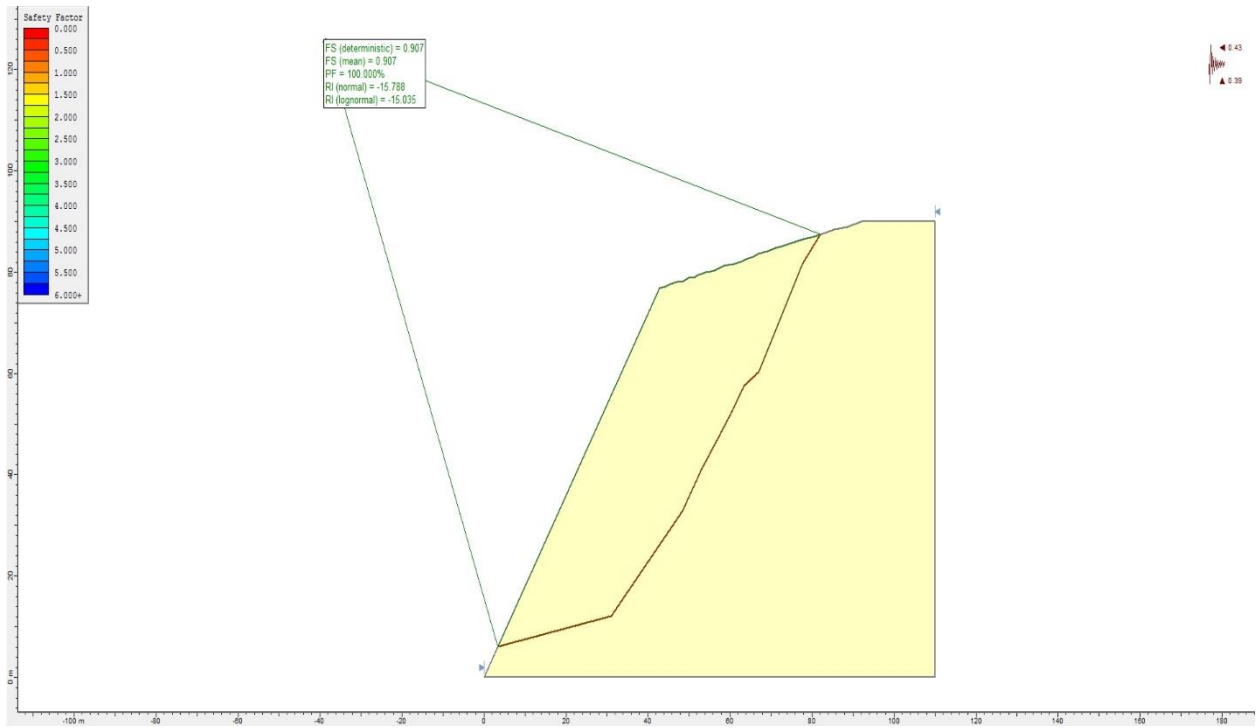


Ilustración 14: Configuración I sin banquetas. Arriba: K_h y $K_v = 2/3 \cdot PGA$. Abajo: K_h y $K_v = 1/2 \cdot PGA$, $C = 160,18 \text{ kPa}$, $\phi = 54,45^\circ$

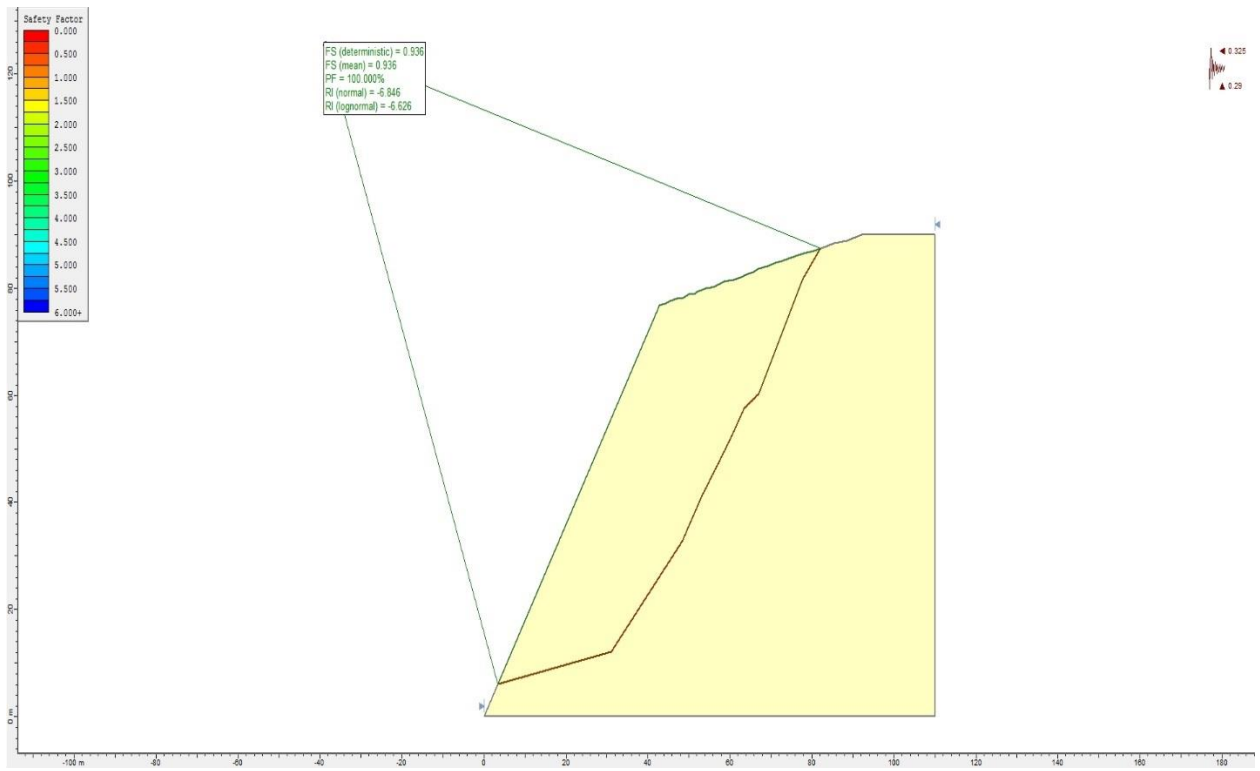
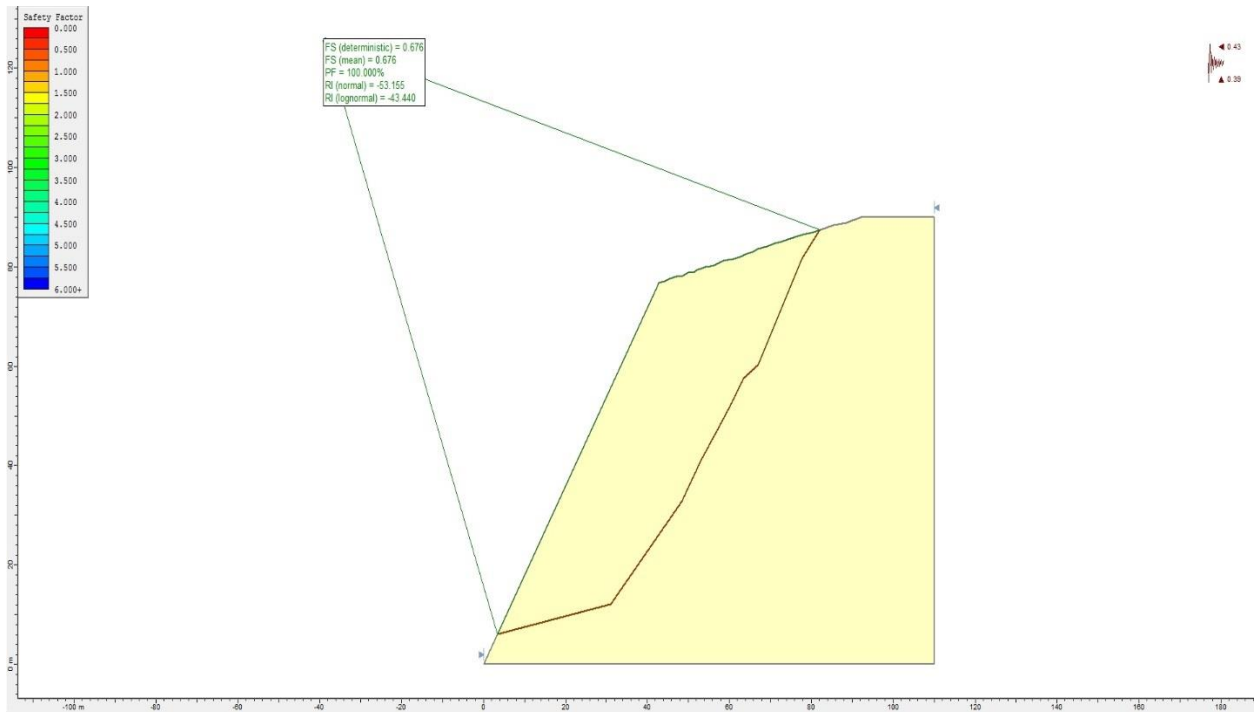


Ilustración 15: Configuración I sin banquetas. Arriba: K_h y $K_v = 2/3 \cdot PGA$. Abajo: K_h y $K_v = 1/2 \cdot PGA$. $C = 80,9 \text{ kPa}$, $\phi = 54,45^\circ$.

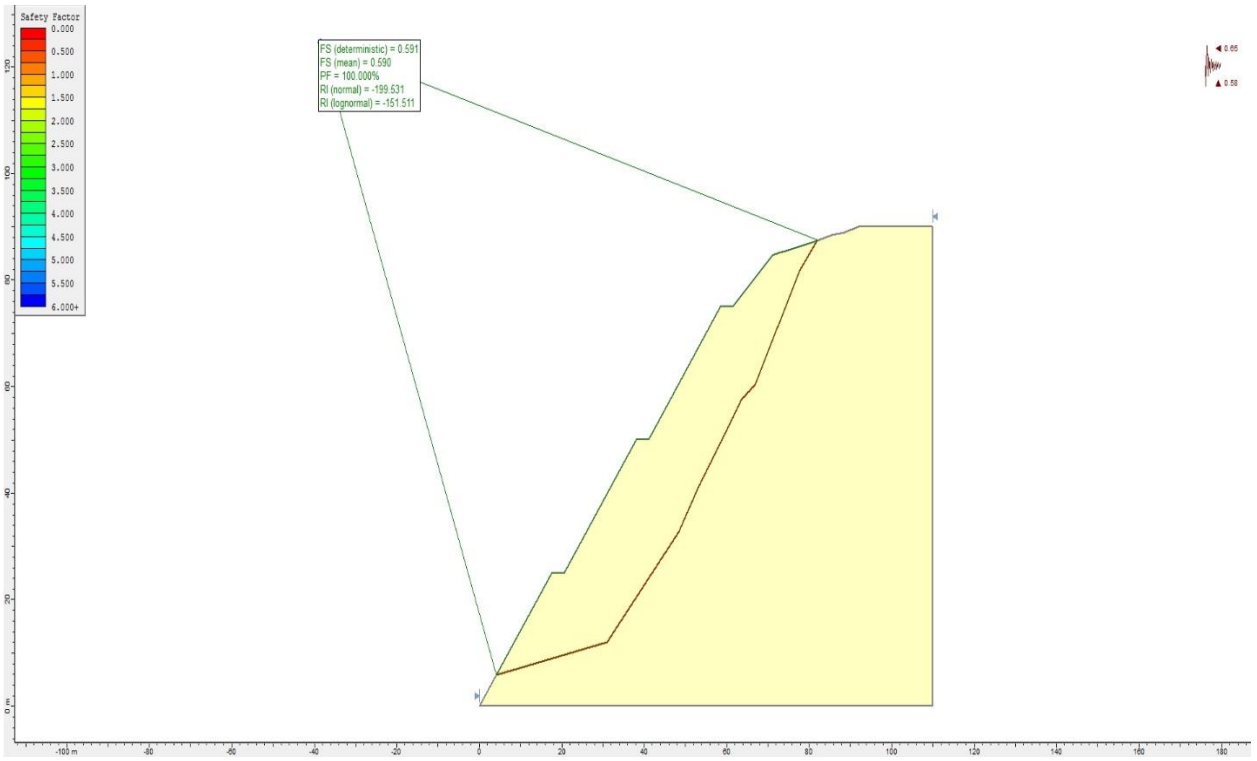
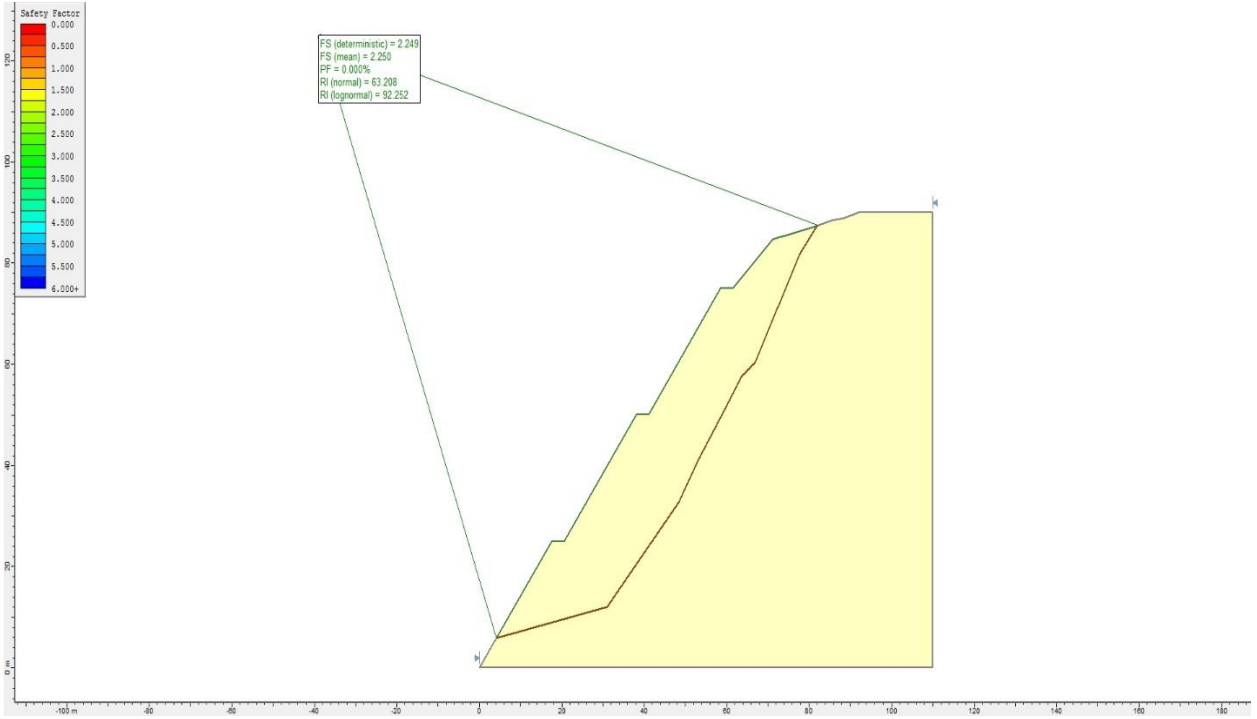


Ilustración 16: Configuración II banquetas (55°). Arriba: caso estático. Abajo: K_h y $K_v = \text{PGA}$. $C = 160,18 \text{ kPa}$, $\phi = 54,45^\circ$

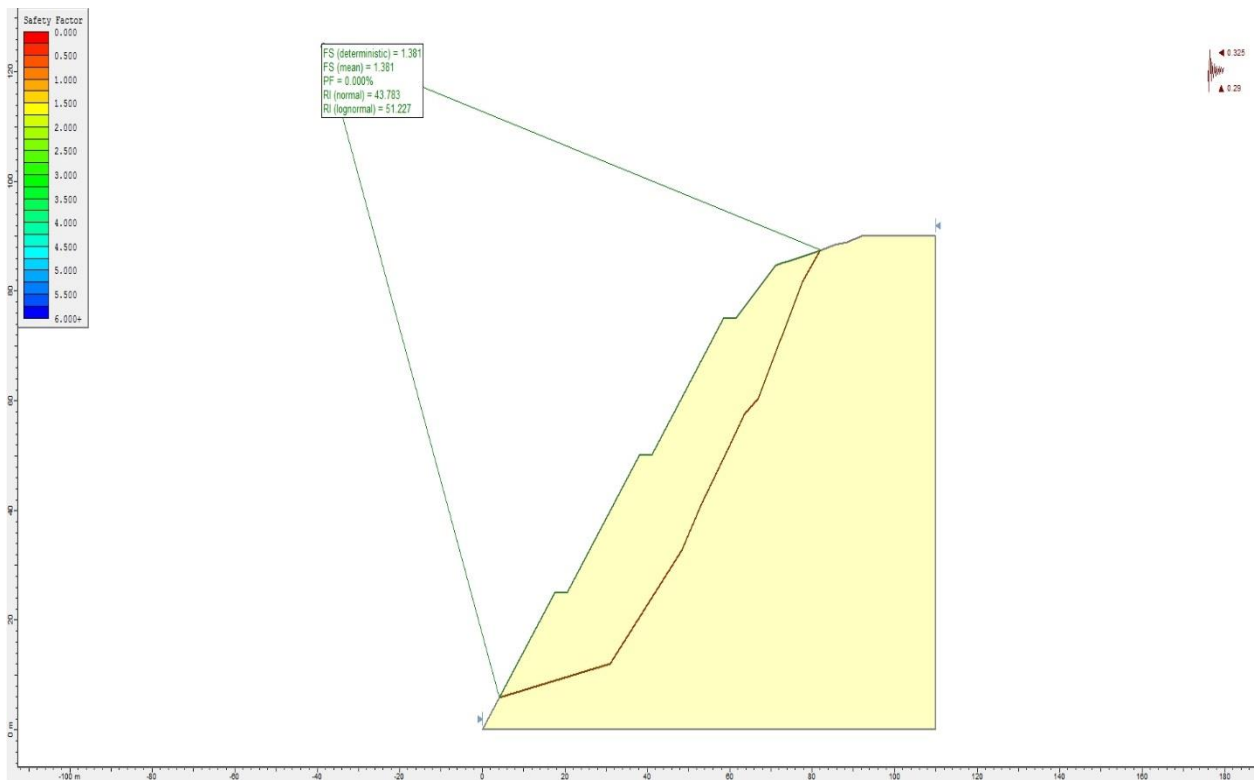
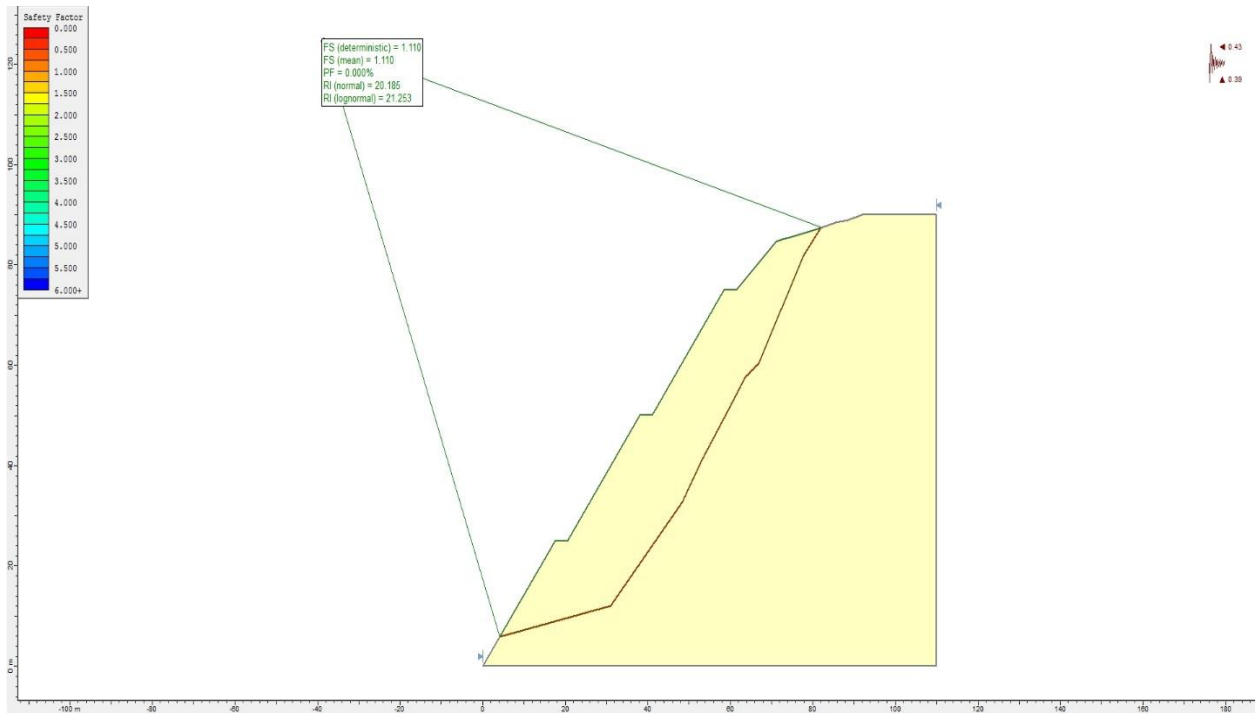


Ilustración 17: Configuración II banquetas (55°). Arriba: K_h y $K_v = 2/3 \cdot PGA$. Abajo: K_h y $K_v = 1/2 \cdot PGA$. $C = 160,18 \text{ kPa}$, $\phi = 54,45^\circ$

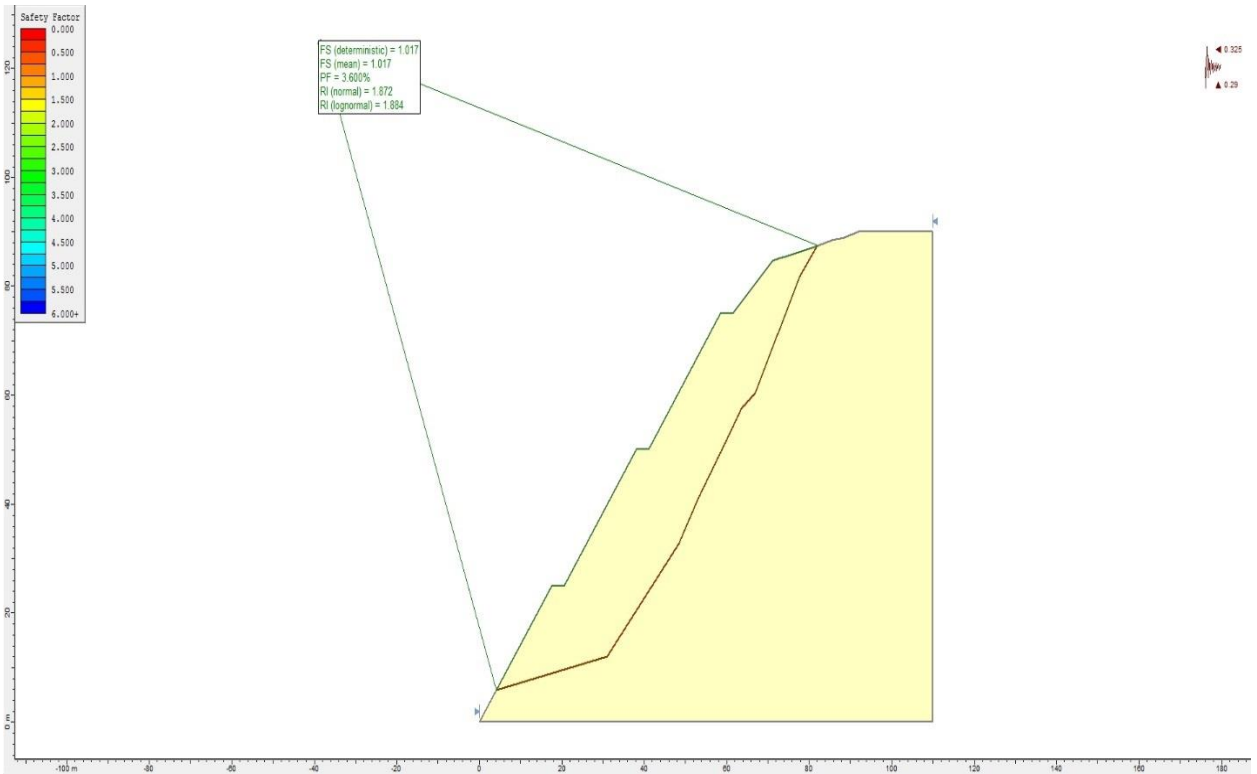
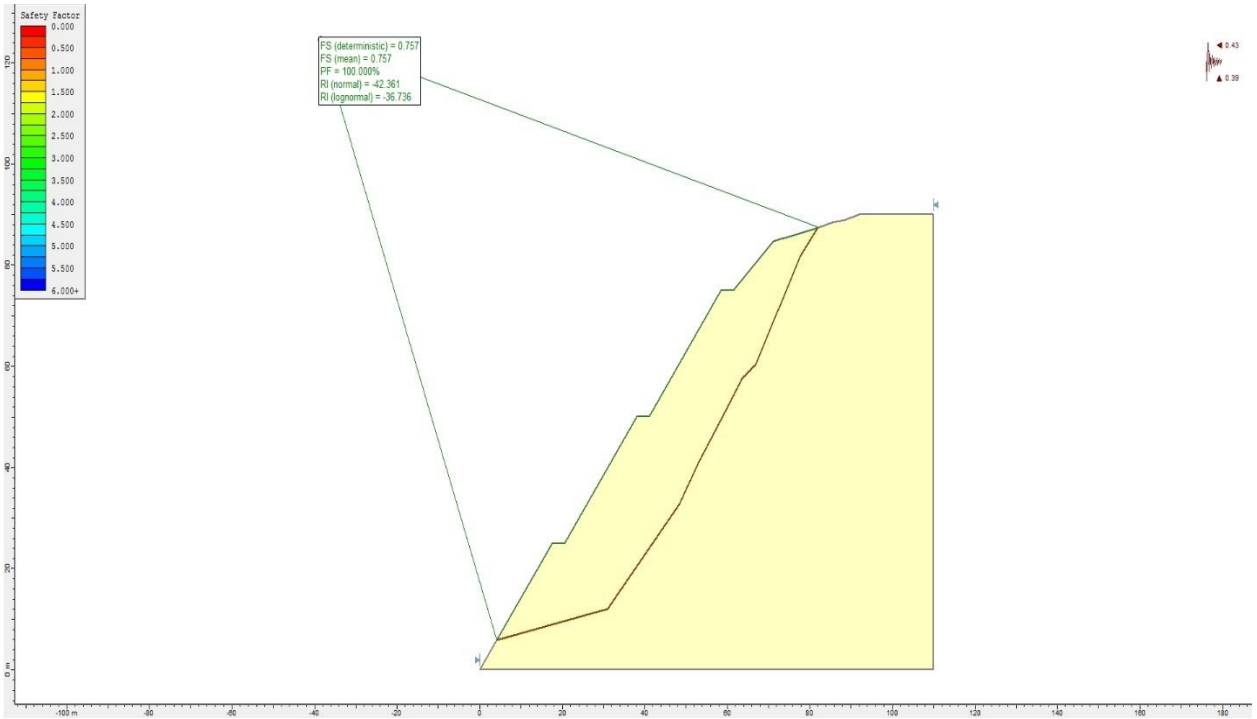


Ilustración 18: Configuración II banquetas (55°). Arriba: K_h y $K_v = 2/3 \cdot PGA$. Abajo: K_h y $K_v = 1/2 \cdot PGA$. $C = 80,9 \text{ kPa}$, $\phi = 54,45^\circ$

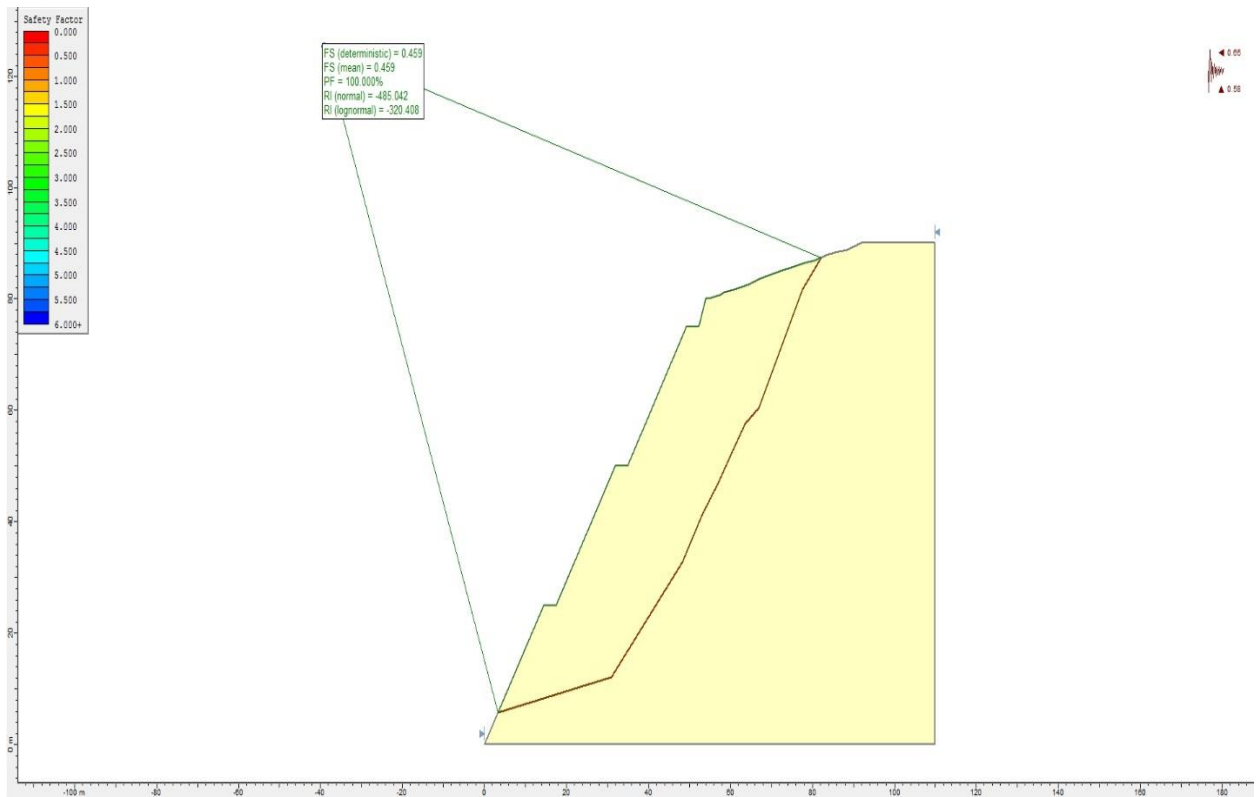
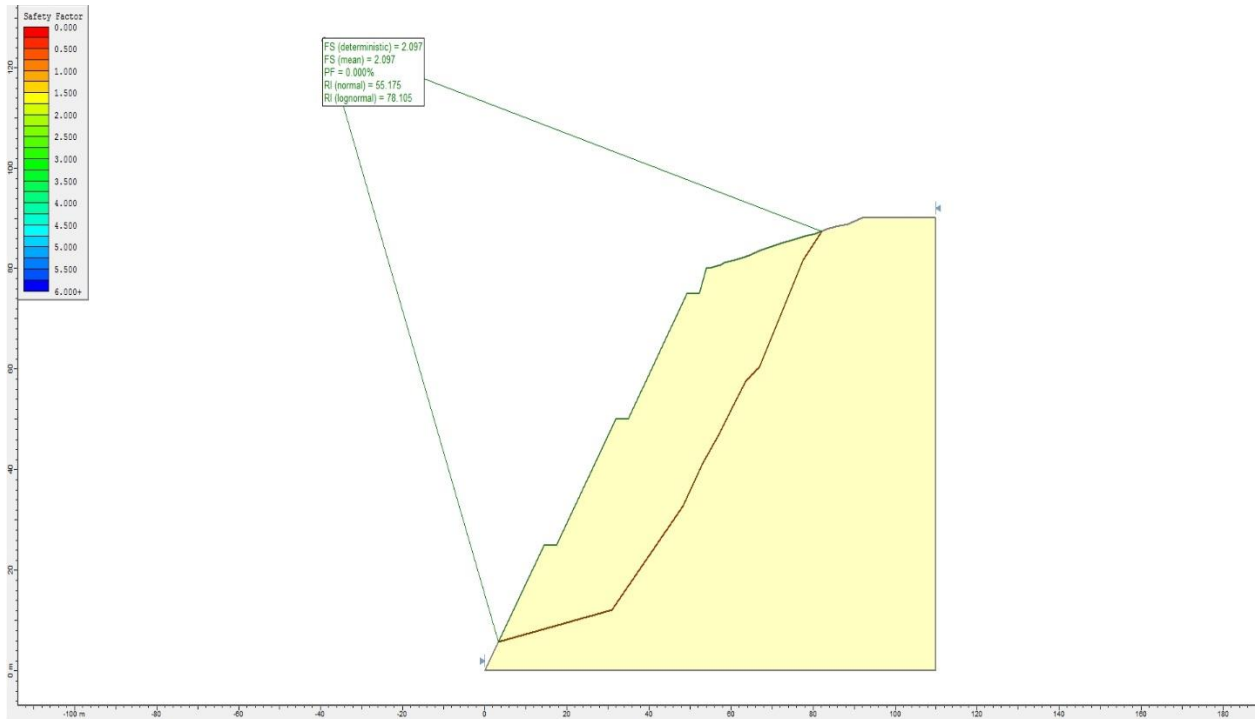


Ilustración 19: Configuración III banquetas (60°). Arriba: caso estático. Abajo: K_h y $K_v = \text{PGA}$.
 $C = 160,18 \text{ kPa}$, $\phi = 54,45$

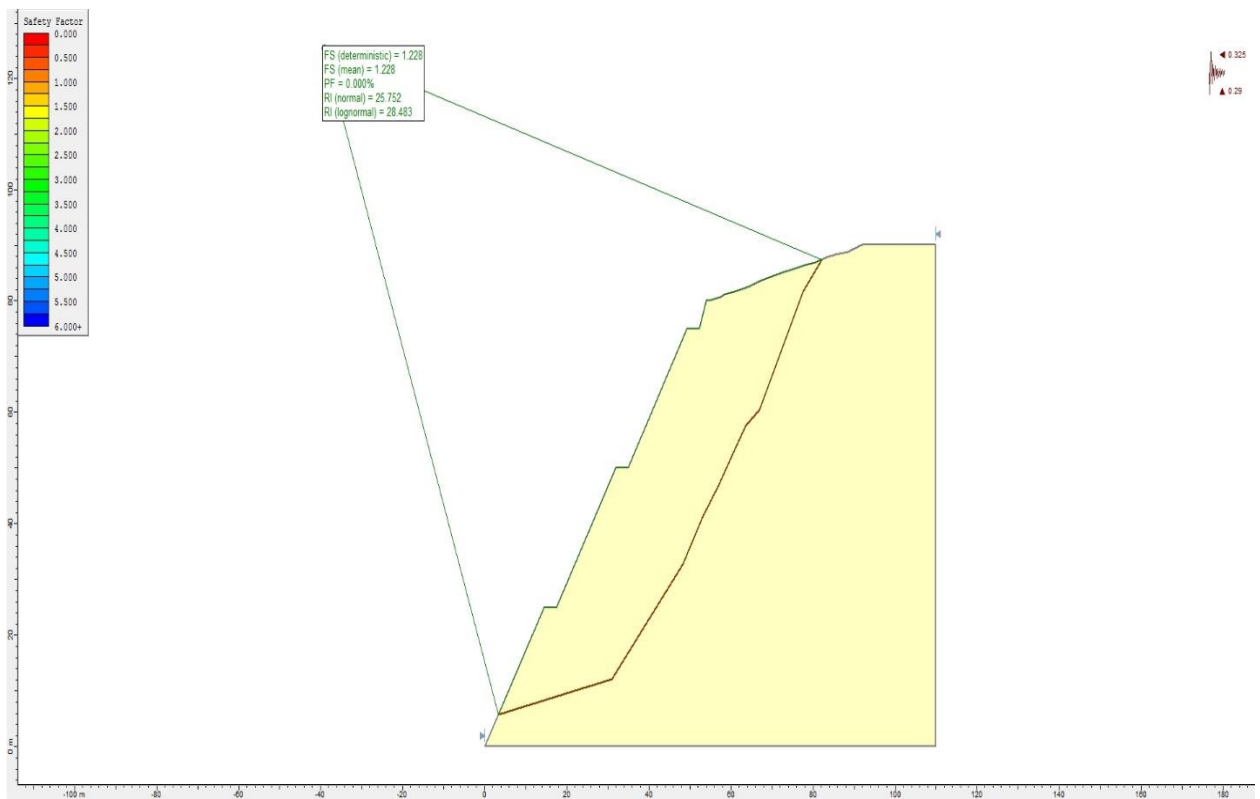
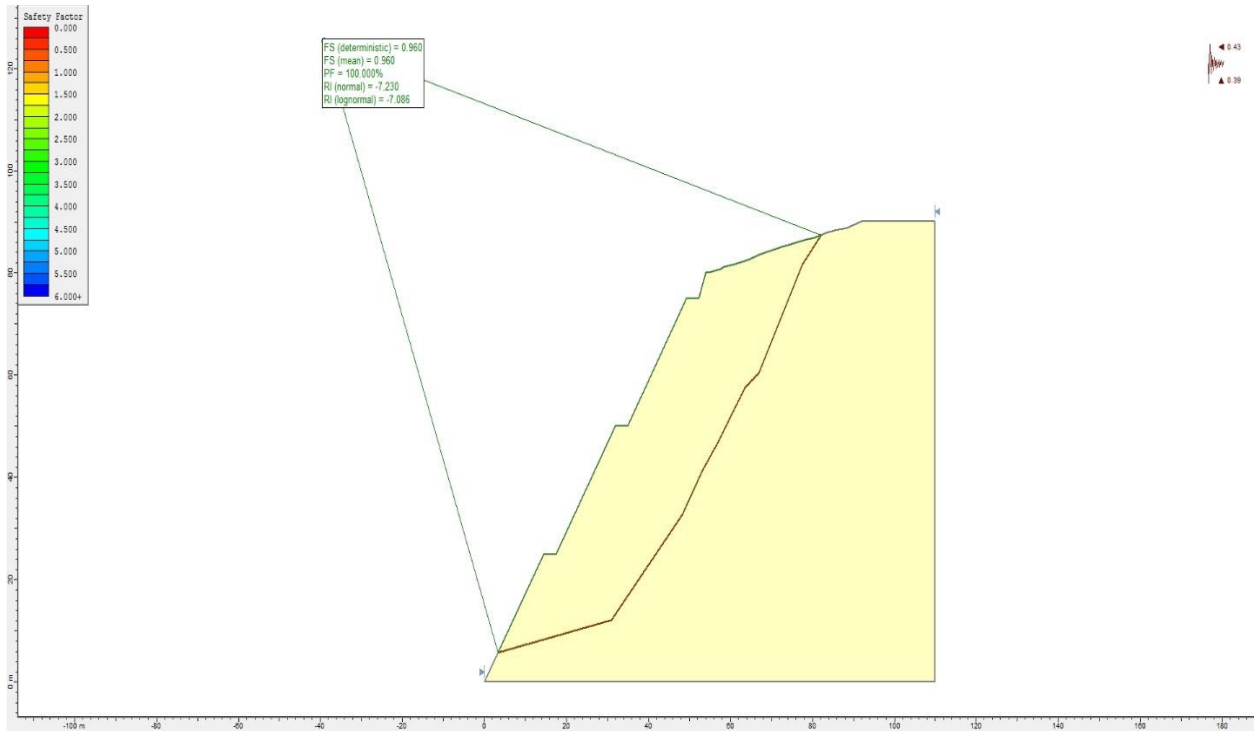


Ilustración 20: Configuración III banquetas (60°). Arriba: K_h y $K_v = 2/3*PGA$. Abajo: K_h y $K_v = 1/2*PGA$. $C = 160,18$ kPa, $\phi = 54,45$

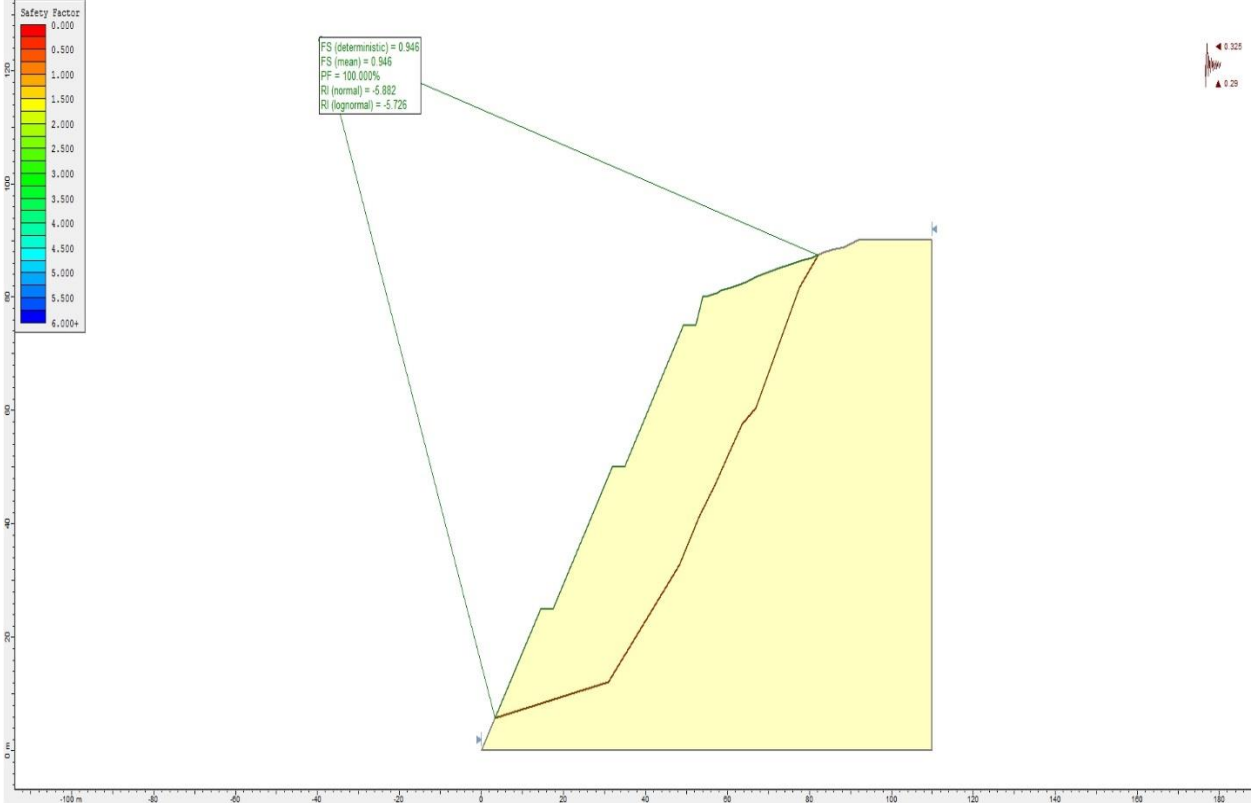
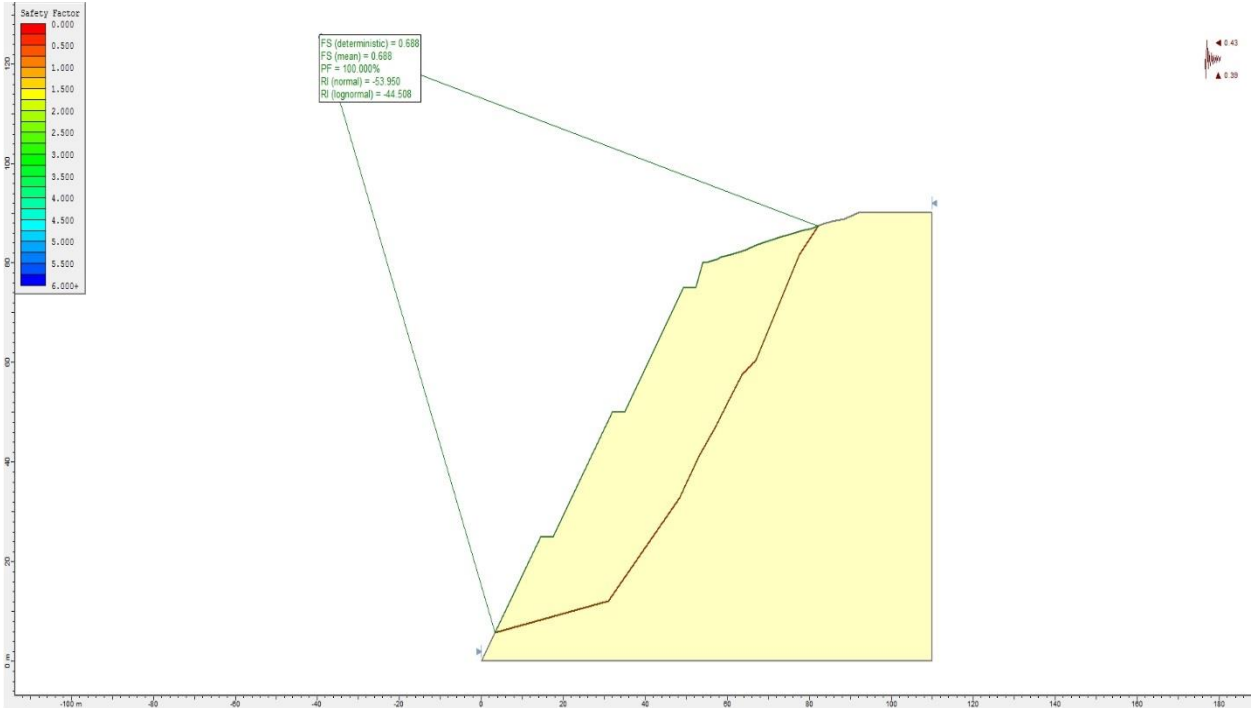


Ilustración 21: Configuración III banquetas (60°). Arriba: K_h y $K_v = 2/3 \cdot \text{PGA}$. Abajo: K_h y $K_v = 1/2 \cdot \text{PGA}$. $C = 80,9 \text{ kPa}$, $\phi = 54,45$.

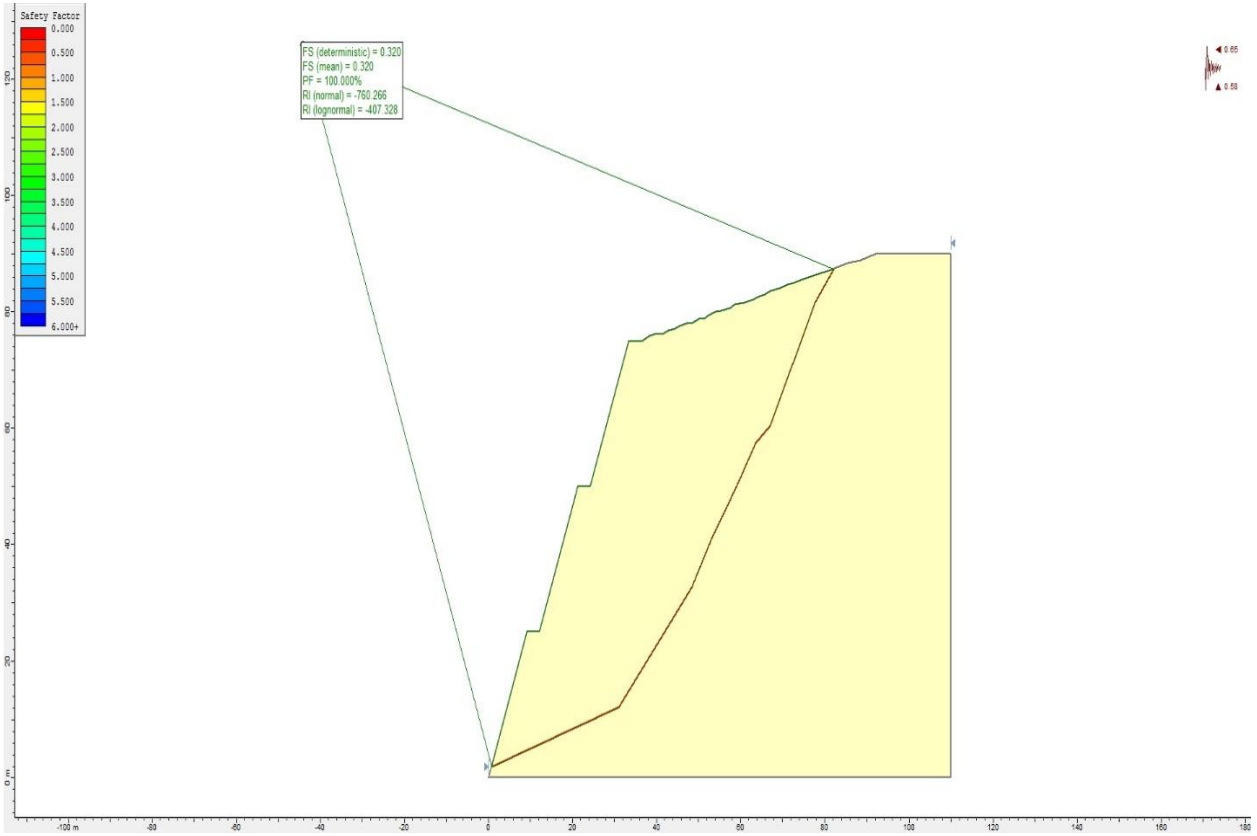
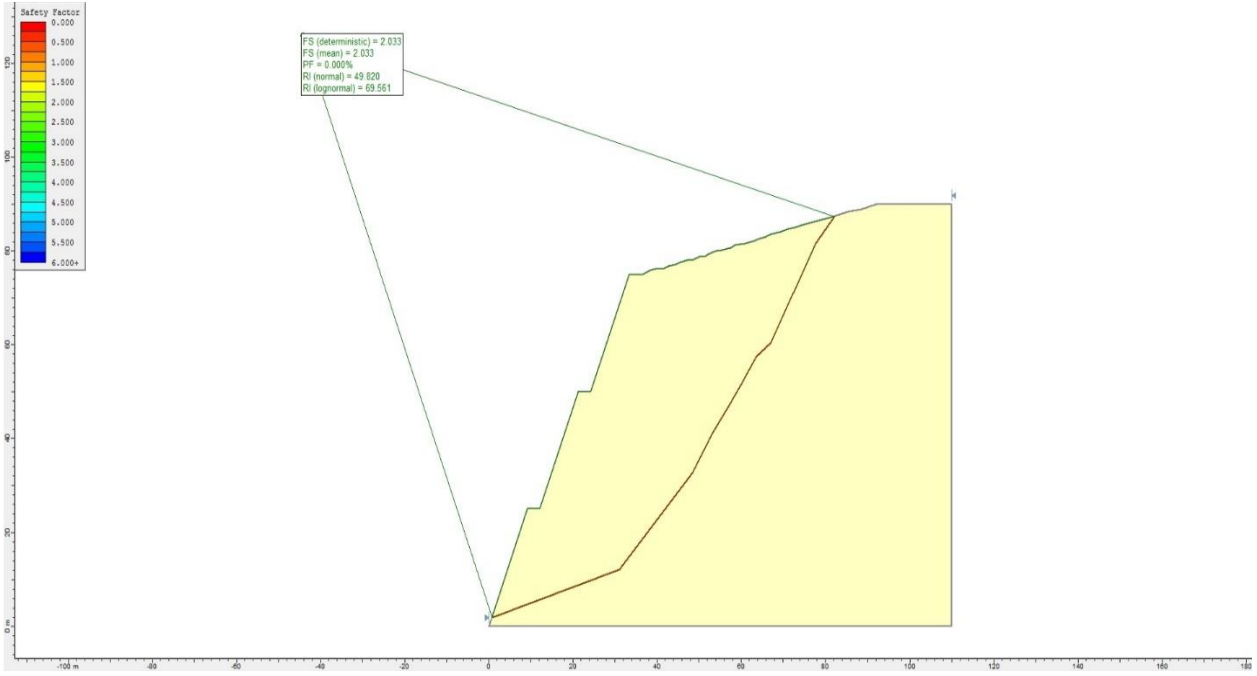


Ilustración 22: Configuración IV banquetas (70°). Arriba: caso estático. Abajo: K_h y $K_v = PGA$.
 $C = 160,18 \text{ kPa}$, $\phi = 54,45$

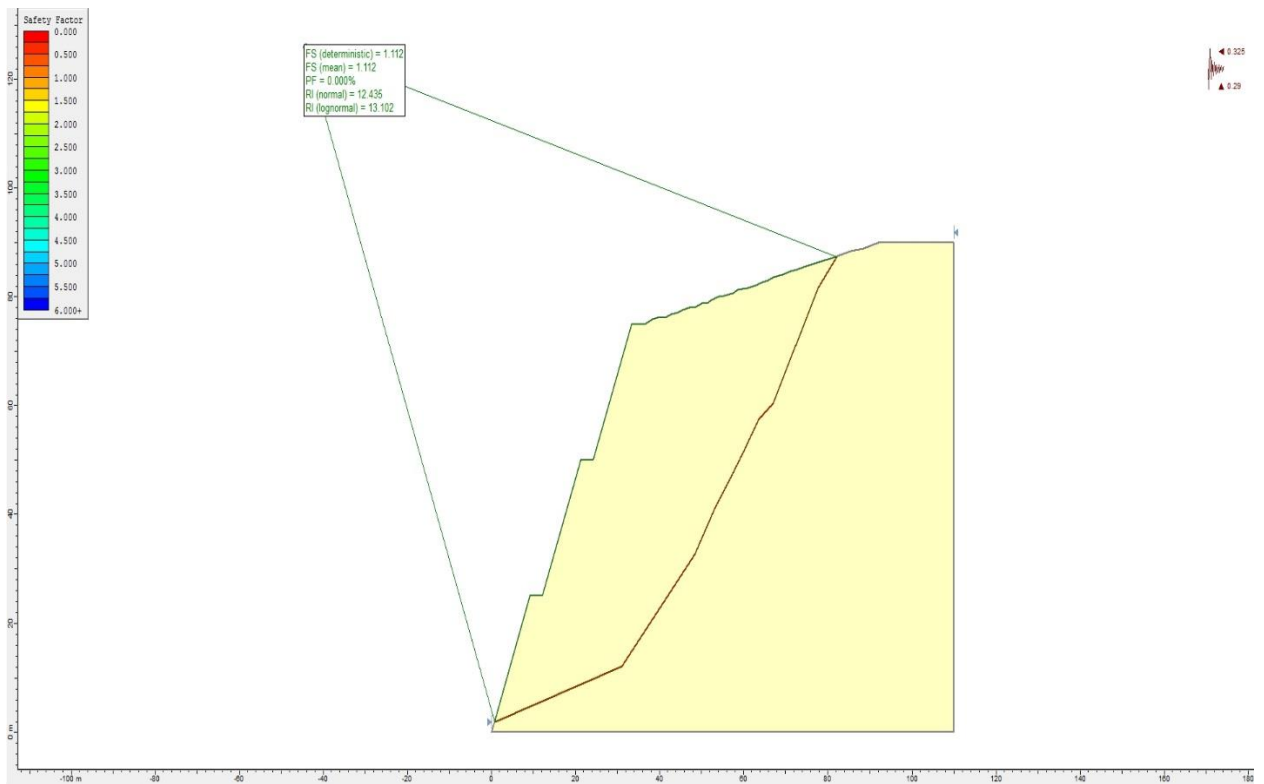
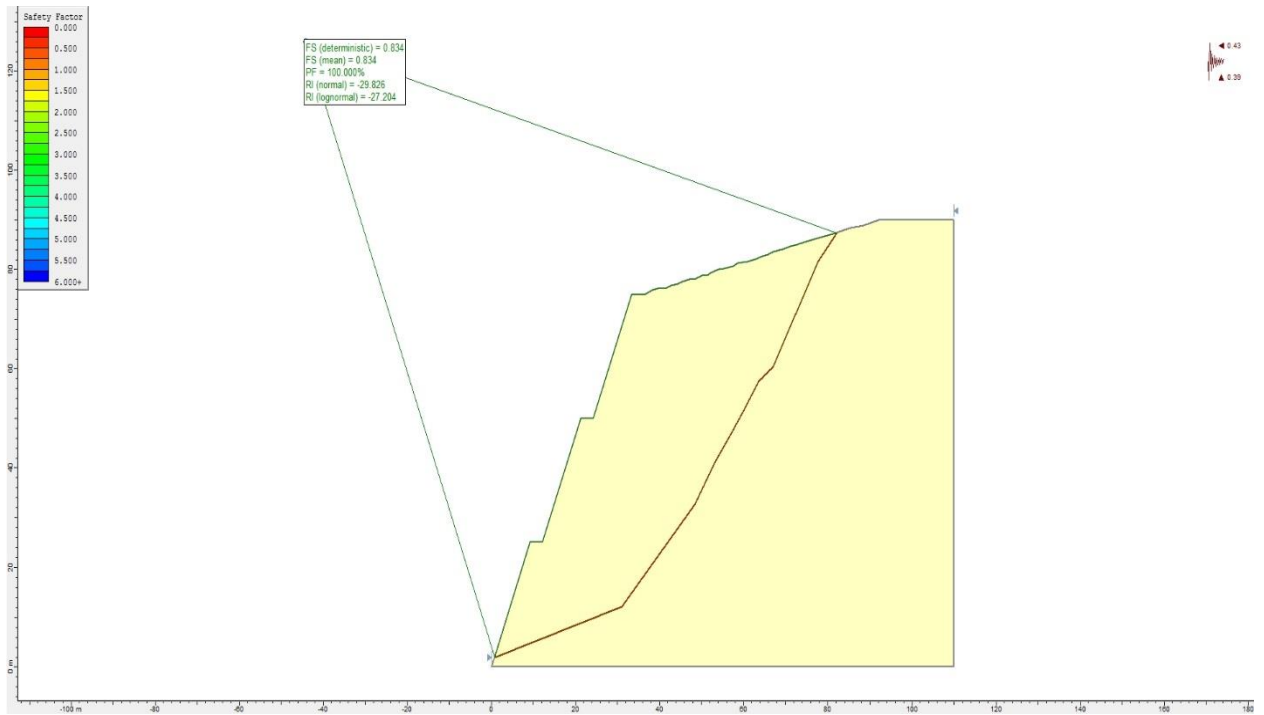


Ilustración 23: Configuración IV banquetas (70°). Arriba: K_h y $K_v = 2/3 \cdot PGA$. Abajo: K_h y $K_v = 1/2 \cdot PGA$. $C = 160,18 \text{ kPa}$, $\phi = 54,45$

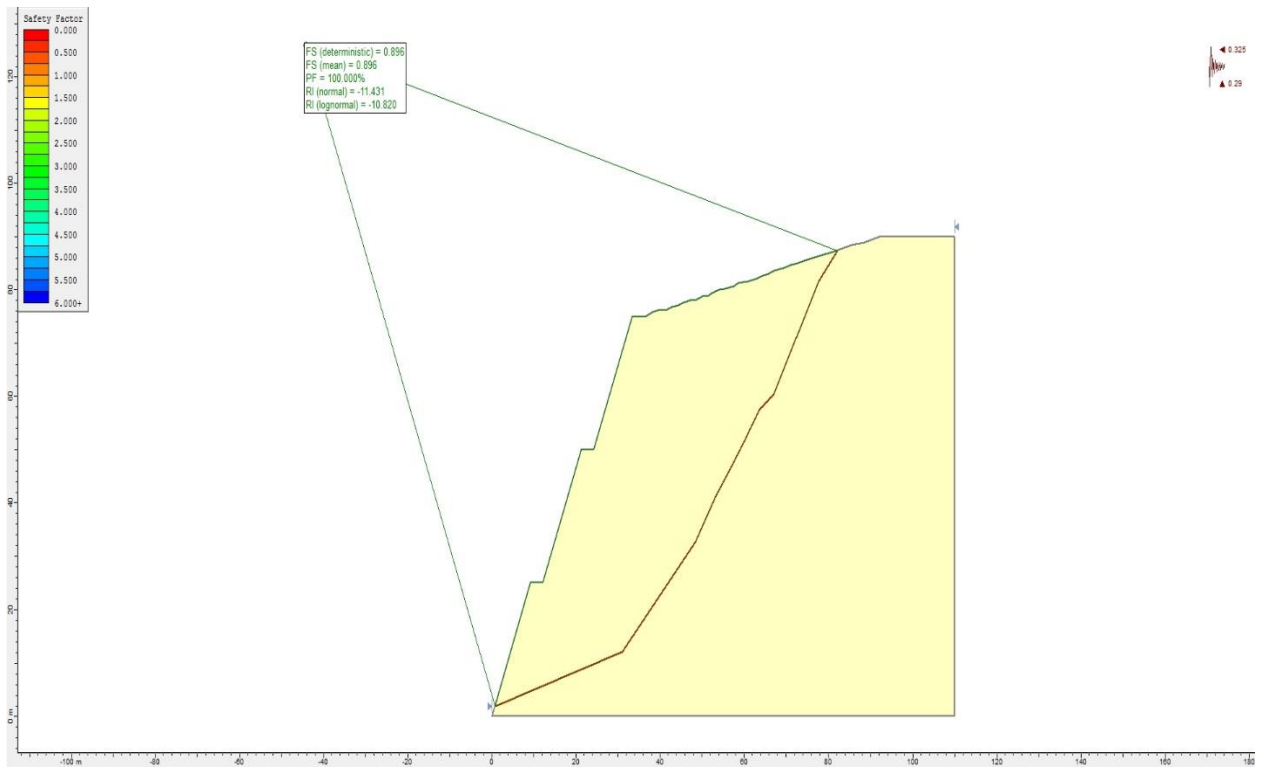
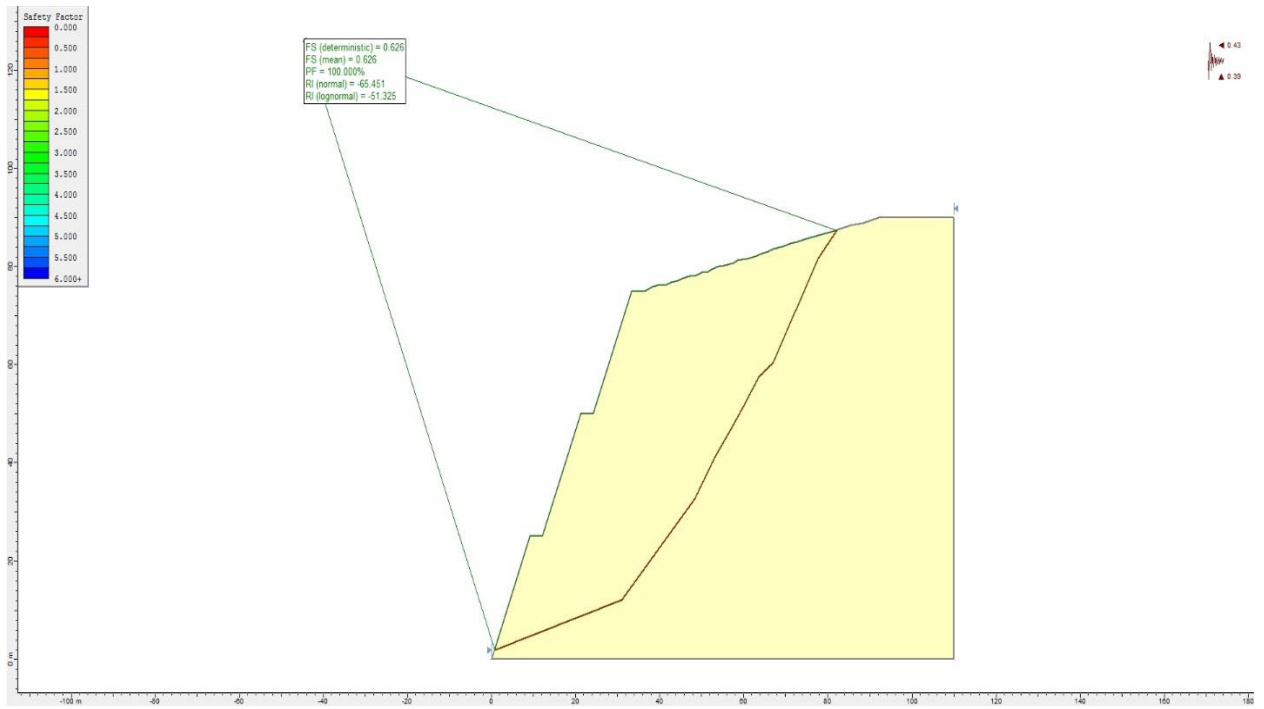


Ilustración 24: Configuración IV banquetas (70°). Arriba: K_h y $K_v = 2/3 \cdot PGA$. Abajo: K_h y $K_v = 1/2 \cdot PGA$. $C = 80,9 \text{ kPa}$, $\phi = 54,45$

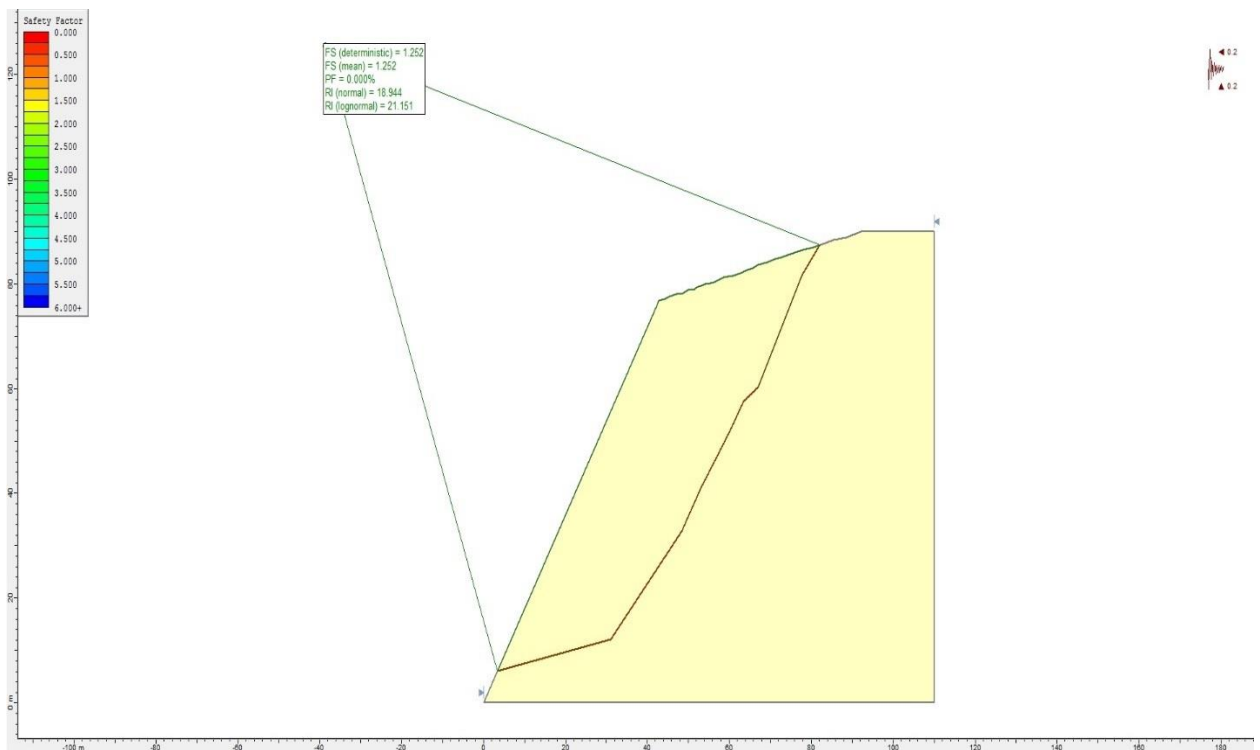
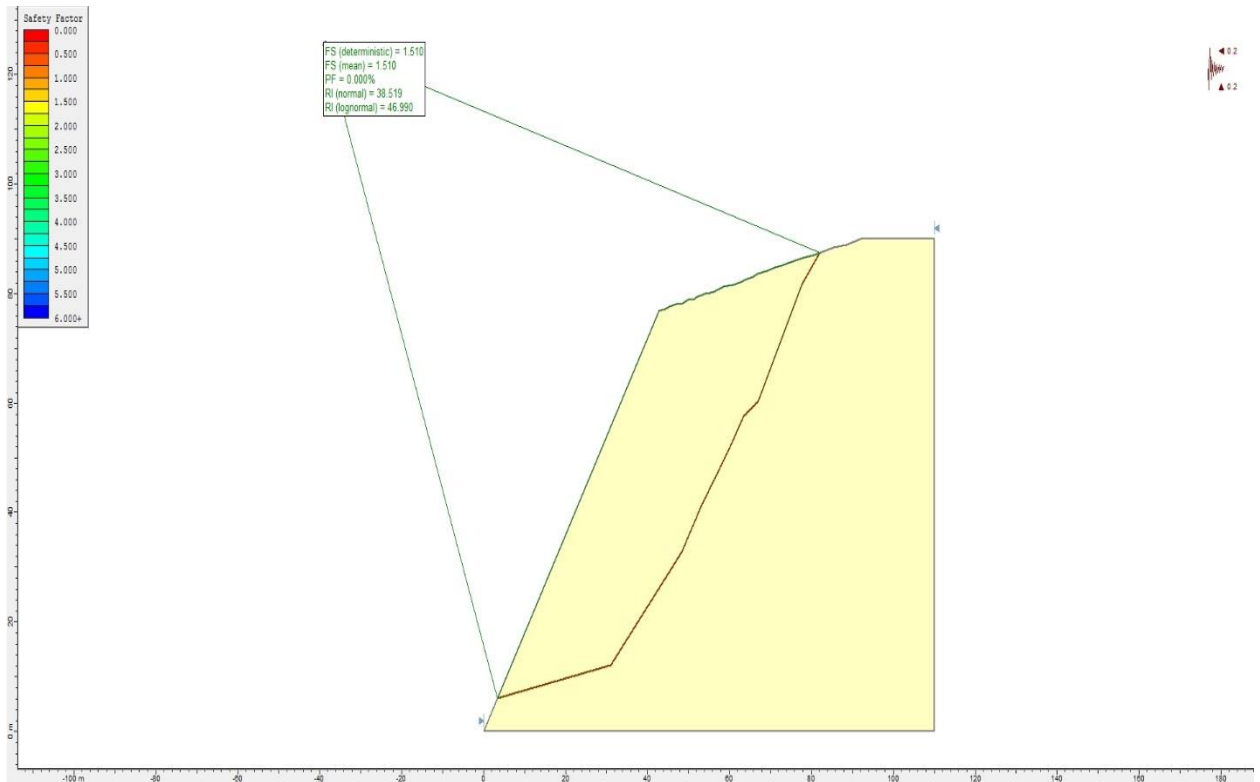


Ilustración 25: Configuración I sin banquetas. Arriba: $K_h = K_v = 0,2$ $C = 160,18$ kPa, $\phi = 54,45^\circ$. Abajo: $K_h = K_v = 0,2$ $C = 80,9$ kPa, $\phi = 54,45^\circ$

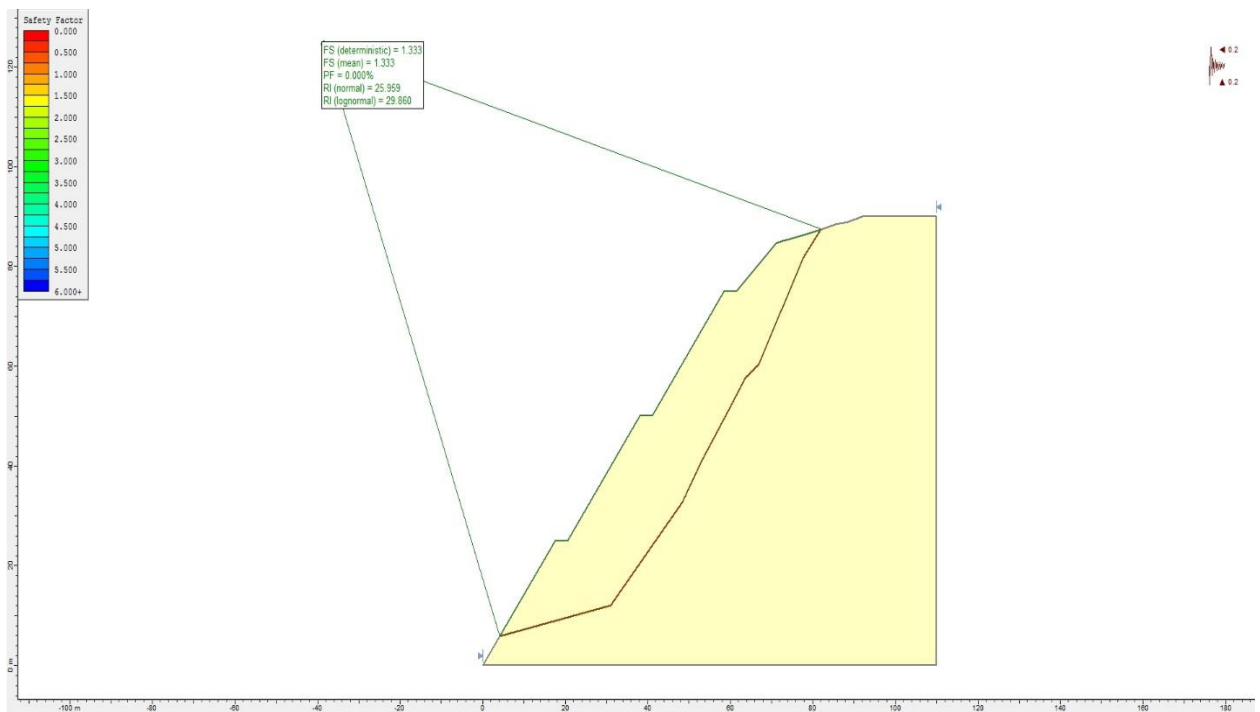
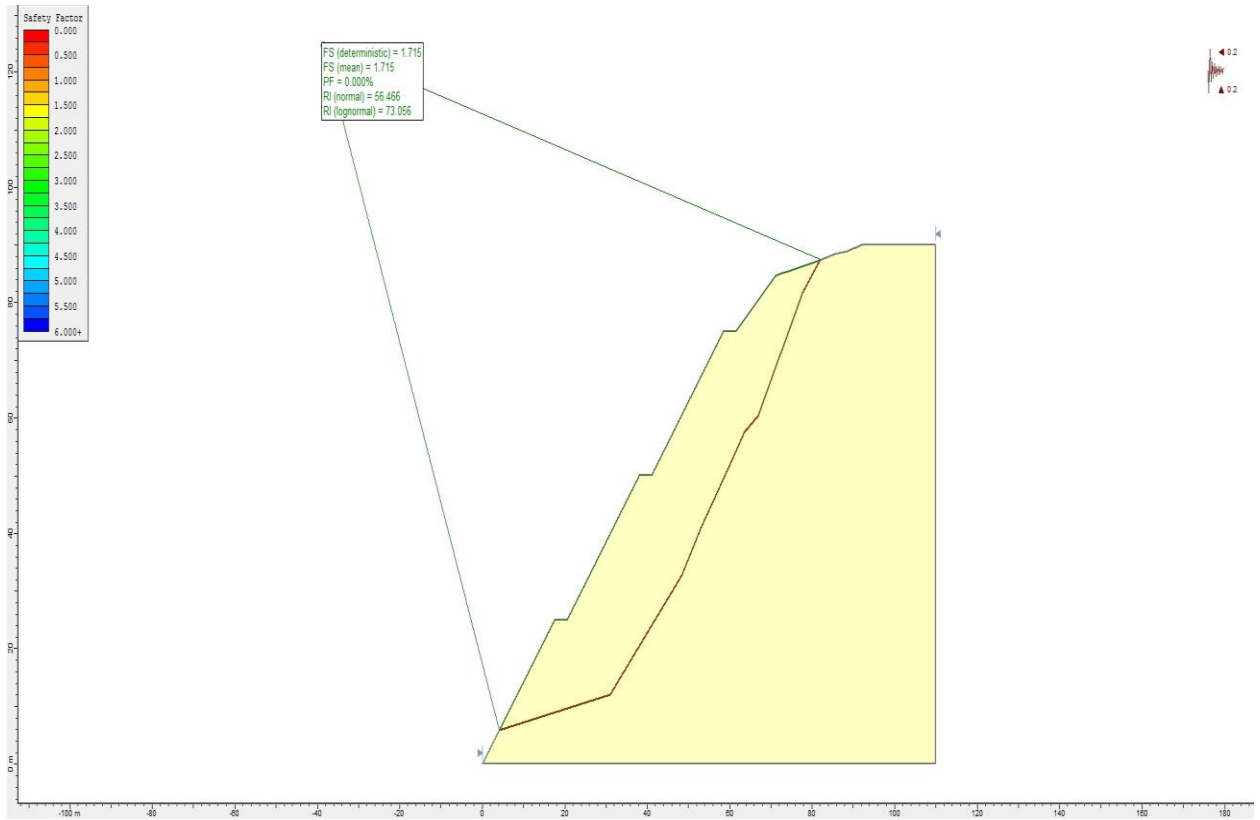


Ilustración 26: Configuración II banquetas (55°). Arriba: $K_h = K_v = 0,2$ $C = 160,18$ kPa, $\phi = 54,45^\circ$. Abajo: $K_h = K_v = 0,2$ $C = 80,9$ kPa, $\phi = 54,45^\circ$

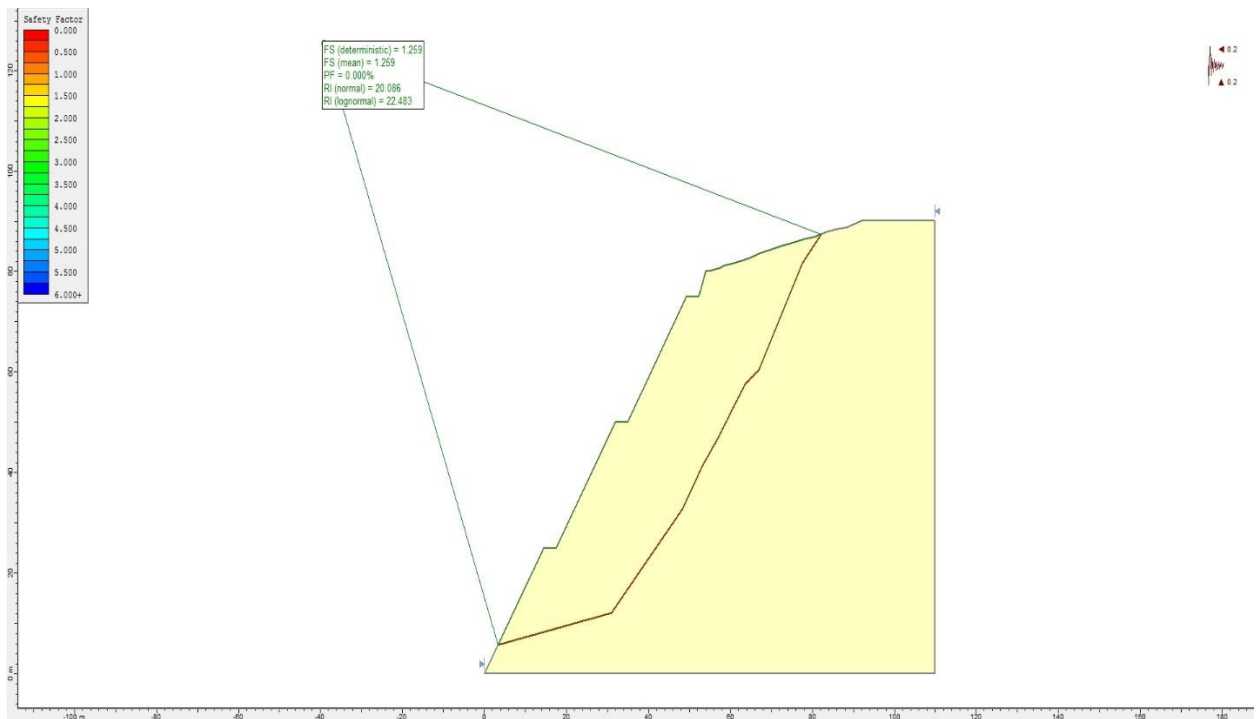
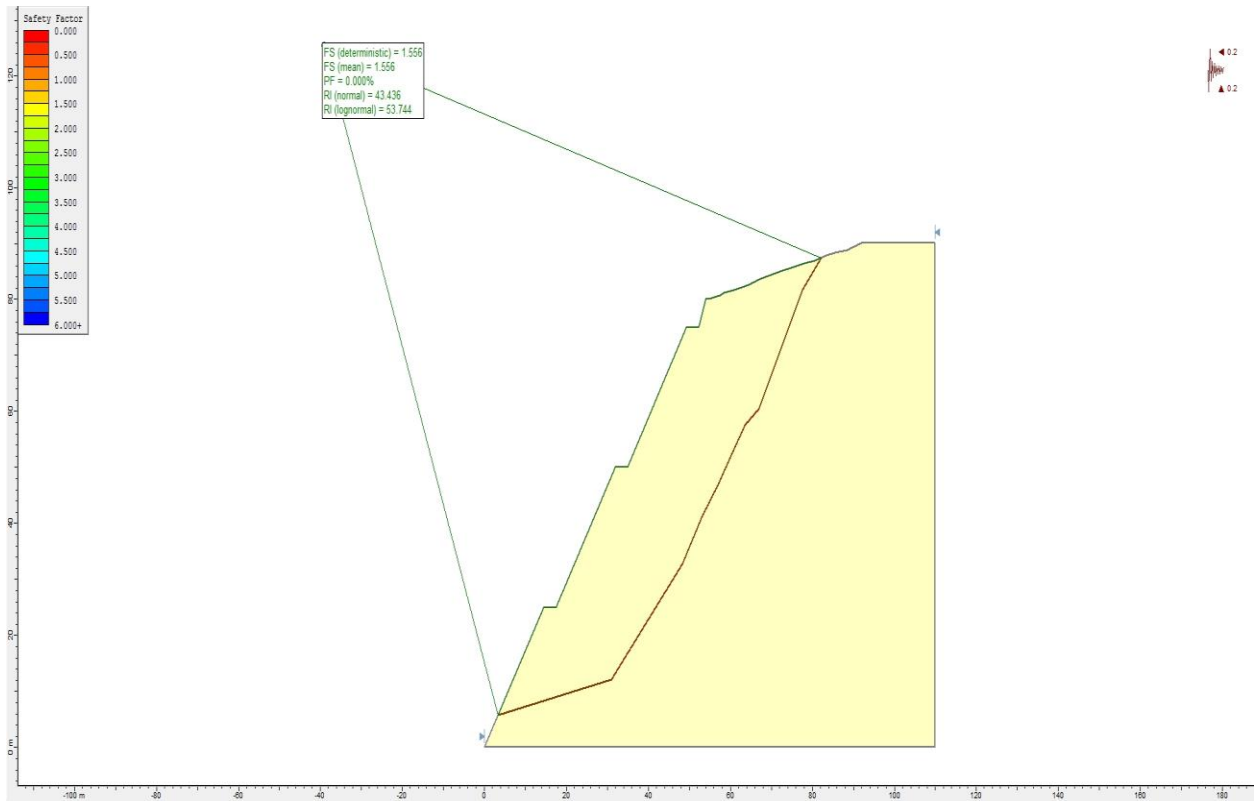


Ilustración 27: Configuración III banquetas (60°). Arriba: $K_h = K_v = 0,2$ $C = 160,18$ kPa, $\phi = 54,45^\circ$. Abajo: $K_h = K_v = 0,2$ $C = 80,9$ kPa, $\phi = 54,45^\circ$

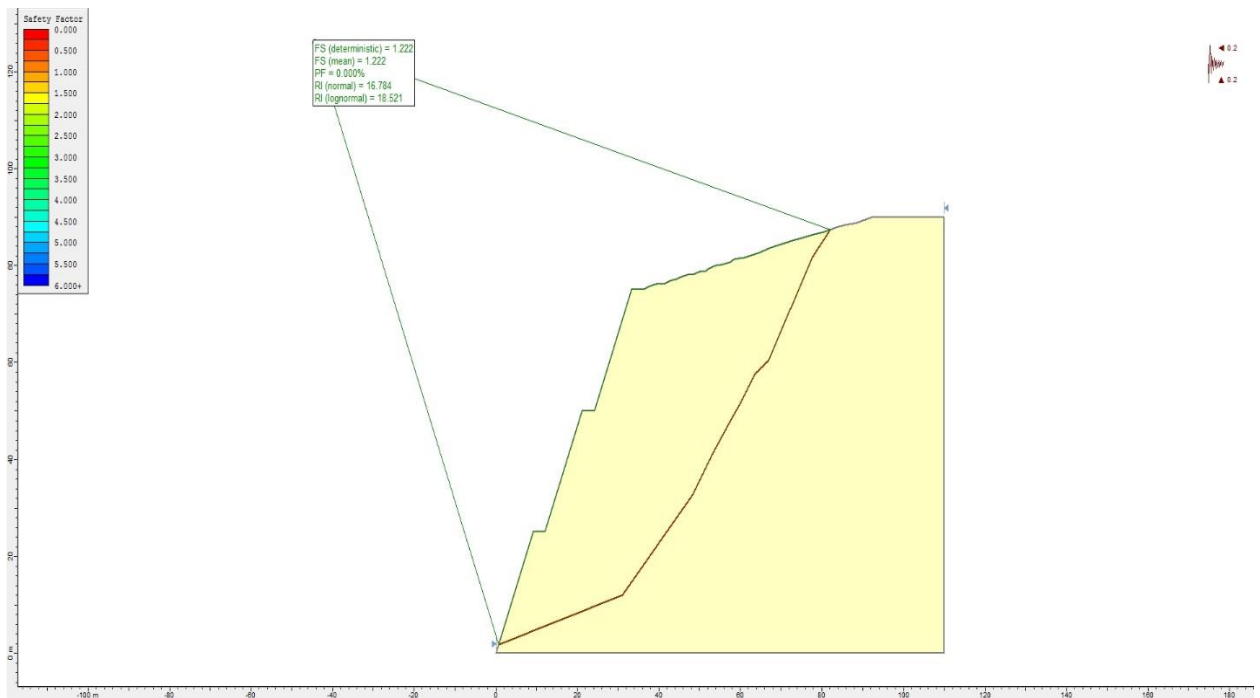
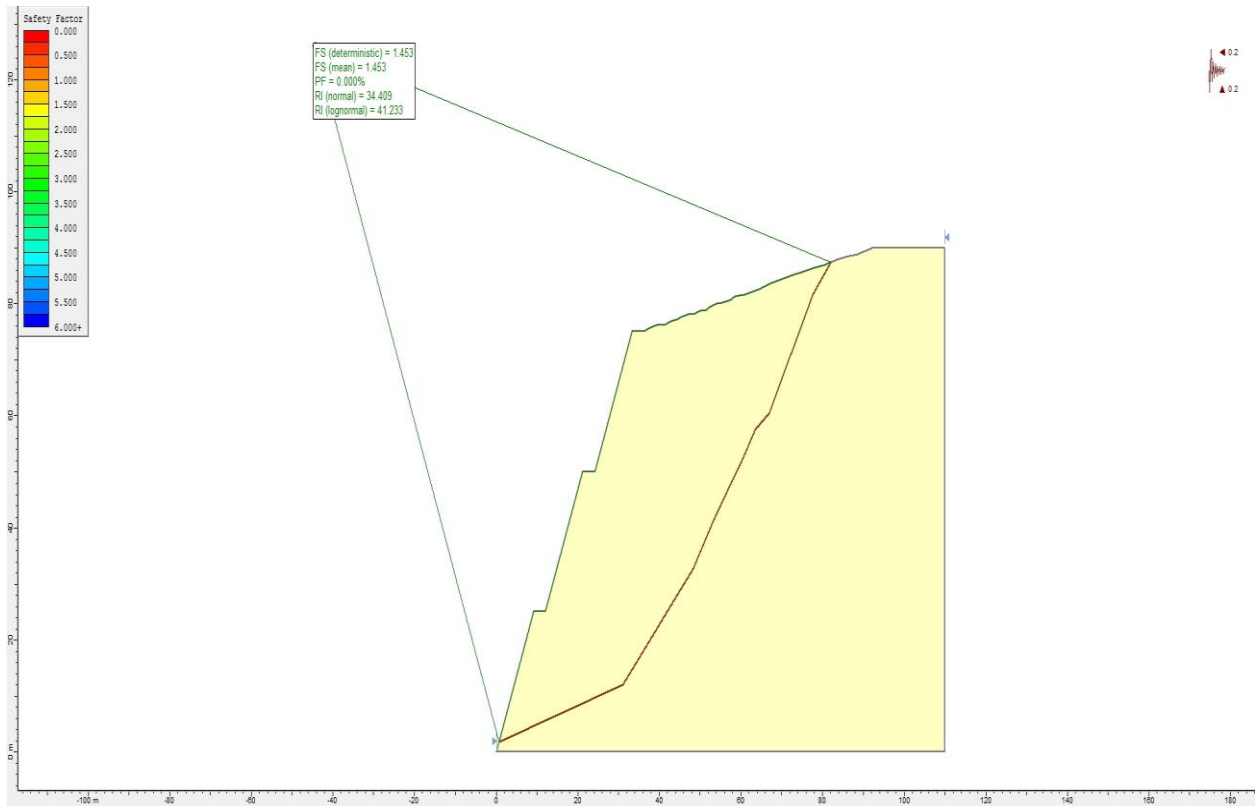


Ilustración 28: Configuración IV banquetas (70°). Arriba: $K_h = K_v = 0,2$ $C = 160,18$ kPa, $\phi = 54,45^\circ$. Abajo: $K_h = K_v = 0,2$ $C = 80,9$ kPa, $\phi = 54,45^\circ$

E. INFORME IDIEM



INFORME DE ENSAYO Nº 956.961-A
MECÁNICA DE SUELOS

FONDECYT 1140317
OT Nº 28-0000042-15-00

SECCIÓN LABORATORIO DE GEOTECNIA		REF.: SLG.PRE.AC 072	EJEMPLAR Nº: 1	Nº DE PÁGINAS: 16
ELABORADO POR: Carolina Smith G.	REVISADO POR: Juan Pablo Vásquez B.	APROBADO POR: Iván Bejarano B.	CLIENTE: SERGIO SEPÚLVEDA	
			Dirección: Plaza Ercilla 803, Santiago	
			DESTINATARIO: Sergio Sepúlveda	
FECHA DE MUESTREO: ---		LUGAR DE MUESTREO: (Realizado por el Cliente)		
FECHA DE RECEPCIÓN DE MUESTRAS : 28 / 01 / 2015	FECHA DE INICIO DE LOS TRABAJOS: 12 / 02 / 2015	FECHA DE TÉRMINO DE LOS ENSAYOS: 06 / 02 / 2015	FECHA DE EMISIÓN : 09 / 03 / 2015	

Nota:

La reproducción parcial del presente informe debe ser hecha con la autorización de la Sección Laboratorio de Geotecnia de IDIEM.

Los resultados son aplicables sólo a las muestras ensayadas.

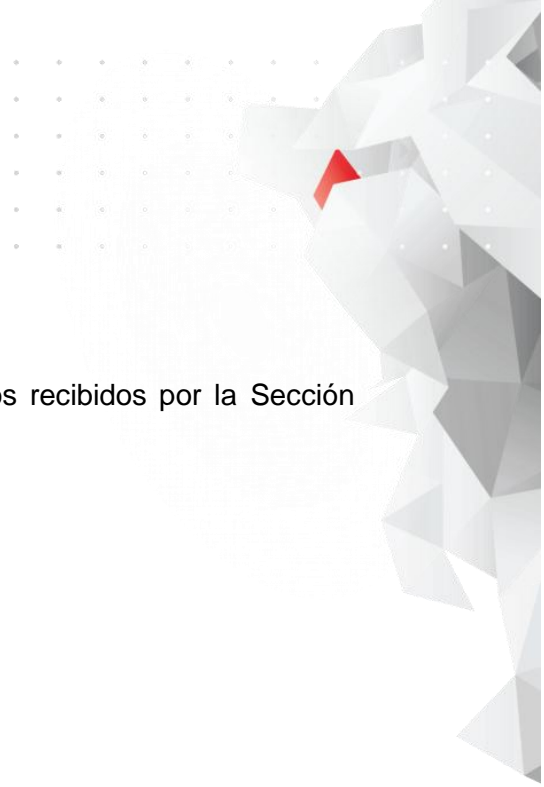
Plaza Ercilla N°883 / Arturo Prat N°1171, Santiago

Informe Nº 956.961-A FONDECYT 1140317

Página 1 de 16

SLG – FOR – 153 Versión: 11





1. Antecedentes

Informe de ensayos realizados según los siguientes documentos recibidos por la Sección Laboratorio de Geotecnia

- Aceptación de presupuesto SLG.PRE.AC 72/15

De acuerdo a esto, se ejecutaron los siguientes ensayos:

- SLG-PP-06 Granulometría ASTM D422-60 (2007)
- SLG-PP-08 IP ASTM D4318-10
- SLG-PP-09 Peso específico bajo tamiz N° 4 ASTM D 854-10
- SLG-PP-13 Clasificación USCS ASTM D2487-06
- SLG-PP-21 Compresión no Confinada ASTM D2166-06
- Triaxial CID (probeta 5x10 cm) ASTM D7181-11
- Velocidad Onda De Corte Vs

Nota:

La reproducción parcial del presente informe debe ser hecha con la autorización de la Sección Laboratorio de Geotecnia de IDIEM.

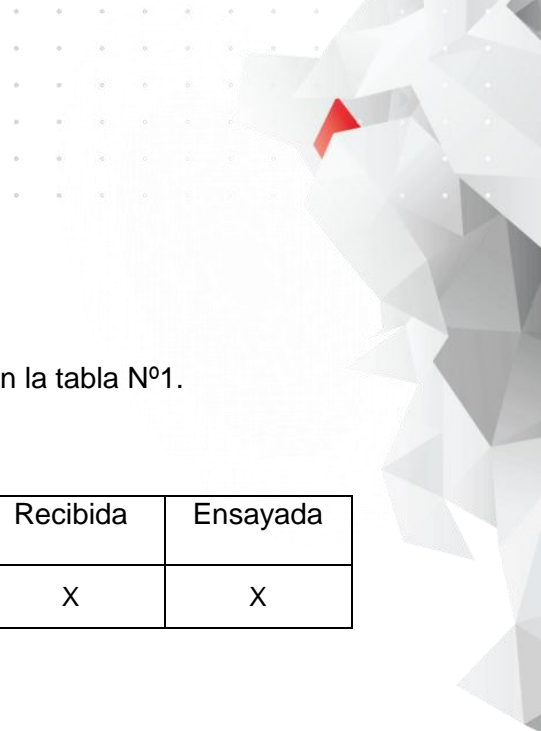
Los resultados son aplicables sólo a las muestras ensayadas.

Plaza Ercilla N°883 / Arturo Prat N°1171, Santiago

Informe N° 956.961-A FONDECYT 1140317

Página 2 de 16

SLG – FOR – 153 Versión: 11



2. Identificación de muestras.

La muestra recibida y ensayada corresponde al detalle indicado en la tabla N°1.

Tabla N°1.- Muestras recibidas y ensayadas

Identificación de Muestra	Calicata [N°]	Cotas [m]	Tipo	Recibida	Ensayada
M-1	-	-	C	X	X

La definición del tipo de muestras corresponde a:

- P: muestra perturbada
- NP: muestra no perturbada en bloque inalterado
- SH: muestra tubo Shelby
- CN: muestra cuchara normal
- CD: muestra corona diamantina
- C: colpa

Las muestras son almacenadas por IDIEM hasta 15 días luego de emitido este informe. Posterior a este tiempo serán eliminadas, a menos que exista una solicitud escrita del cliente para su resguardo y la ejecución de ensayos adicionales por un tiempo determinado.

Carolina Smith G.
Ingeniero Revisor
Sección Ingeniería
IDIEM



Iván Bejarano B.
Jefe División
Geotecnia Laboratorios
IDIEM

CSG/jao

Nota:

La reproducción parcial del presente informe debe ser hecha con la autorización de la Sección Laboratorio de Geotecnia de IDIEM. Los resultados son aplicables sólo a las muestras ensayadas.

Plaza Ercilla N°883 / Arturo Prat N°1171, Santiago

Informe N° 956.961-A FONDECYT 1140317

Página 3 de 16

SLG – FOR – 153 Versión: 11



INFORME DETERMINACION DE PESO ESPECIFICO BAJO TAMIZ Nº 4

Proyecto	FONDECYT 1140317
Inf. Ensaye	Nº 956.961-A
Orden de Trabajo	28-0000042-15-00
Fecha Inicio	18-02-2015
Fecha Término	19-02-2015

RESULTADOS DE ENSAYO

Muestra	Cota [m]	Gs
M-1	---	2,75

Referencias

1. Determinación de Peso Específico bajo tamiz Nº 4 según SLG-PP-09, basado en ASTM D854-10
2. Se utilizó el método seco para determinar el peso específico
3. El porcentaje de material que pasa el tamiz Nº 4 es el indicado en el formulario de Clasificación USCS

Observaciones

1. Peso específico informado a la temperatura de 20 °C
2. Se utilizó agua destilada en la ejecución del ensayo.

Nota:

La reproducción parcial del presente informe debe ser hecha con la autorización de la Sección Laboratorio de Geotecnia de IDIEM. Los resultados son aplicables sólo a las muestras ensayadas.

Plaza Ercilla Nº883 / Arturo Prat Nº1171, Santiago

Informe Nº 956.961-A FONDECYT 1140317

Página 5 de 16

INFORME ENSAYO COMPRESION NO CONFINADA

Proyecto	FONDECYT 1140317
Inf.Ensaye	N° 956.961-A
Orden de Trabajo	28-000042-15-00
Fecha de Inicio	12-02-2015
Fecha de Término	12-02-2015
Muestra	M-01

DATOS DE CONFECCION MUESTRA NATURAL

Diámetro promedio [cm]	4,84
Altura promedio [cm]	10,09
Relación de aspecto	2,09
Densidad Húmeda [g/cm ³]	1,51
Densidad Seca [g/cm ³]	1,49
Contenido de Humedad [%]	1,33

DATOS DE CONFECCION MUESTRA REMOLDEADA

Diámetro promedio [cm]	---
Altura promedio [cm]	---
Relación de aspecto	---
Densidad Húmeda [g/cm ³]	---
Densidad Seca [g/cm ³]	---
Contenido de Humedad [%]	---

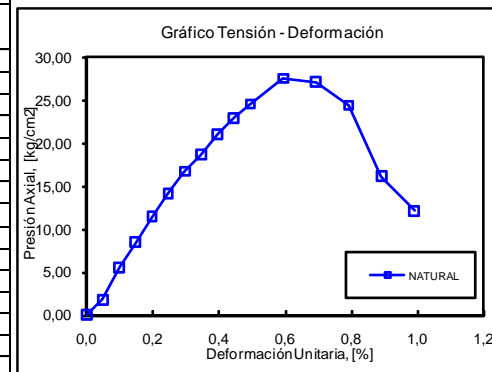
RESULTADOS MUESTRA NATURAL

Presión axial Máxima [kg/cm ²]	27,57
Def. Unitaria [%]	0,59

RESULTADOS MUESTRA REMOLDEADA

Presión axial Máxima [kg/cm ²]	---
Def. Unitaria [%]	---
Sensitividad	---

PROBETA NATURAL		PROBETA REMOLDEADA	
Def. Unitaria [%]	Presión Axial [kg/cm ²]	Def. Unitaria [%]	Presión Axial [kg/cm ²]
0,00	0,00		
0,05	1,79	---	---
0,10	5,54	---	---
0,15	8,47	---	---
0,20	11,45	---	---
0,25	14,16	---	---
0,30	16,75	---	---
0,35	18,64	---	---
0,40	21,07	---	---
0,45	22,95	---	---
0,50	24,56	---	---
0,59	27,57	---	---
0,69	27,11	---	---
0,79	24,44	---	---
0,89	16,17	---	---
0,99	12,11	---	---



Referencias

1. Compresión no confinada realizada según recomendaciones de ASTM D 2166-06
2. Determinación de Humedad según SLG-PP-07 basado en ASTM D 2216-10

Observaciones

1. La falla de la probeta Natural fue de tipo columna y transversal, no se observa exudación, ni partículas de mayor tamaño.

Nota:

La reproducción parcial del presente informe debe ser hecha con la autorización de la Sección Laboratorio de Geotecnia de IDIEM. Los resultados son aplicables sólo a las muestras ensayadas.

Plaza Ercilla N°883 / Arturo Prat N°1171, Santiago

Informe N° 956.961-A FONDECYT 1140317

INFORME ENSAYO COMPRESION NO CONFINADA

Proyecto	FONDECYT 1140317
Inf.Ensayo	N° 956.961-A
Orden de Trabajo	28-000042-15-00
Fecha de Inicio	12-02-2015
Fecha de Término	12-02-2015
Muestra	M-1 B

DATOS DE CONFECCION MUESTRA NATURAL

Diámetro promedio [cm]	4,97
Altura promedio [cm]	10,00
Relación de aspecto	2,01
Densidad Húmeda [g/cm ³]	1,40
Densidad Seca [g/cm ³]	1,38
Contenido de Humedad [%]	1,33

DATOS DE CONFECCION MUESTRA REMOLDEADA

Diámetro promedio [cm]	---
Altura promedio [cm]	---
Relación de aspecto	---
Densidad Húmeda [g/cm ³]	---
Densidad Seca [g/cm ³]	---
Contenido de Humedad [%]	---

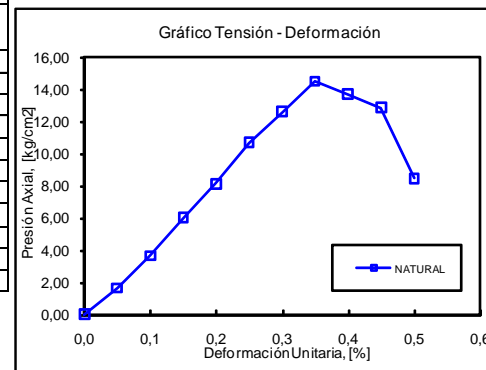
RESULTADOS MUESTRA NATURAL

Presión axial Máxima [kg/cm ²]	14,54
Def. Unitaria [%]	0,35

RESULTADOS MUESTRA REMOLDEADA

Presión axial Máxima [kg/cm ²]	---
Def. Unitaria [%]	---
Sensitividad	---

PROBETA NATURAL		PROBETA REMOLDEADA	
Def. Unitaria [%]	Presión Axial [kg/cm ²]	Def. Unitaria [%]	Presión Axial [kg/cm ²]
0,00	0,00	---	---
0,05	1,65	---	---
0,10	3,66	---	---
0,15	6,02	---	---
0,20	8,13	---	---
0,25	10,69	---	---
0,30	12,64	---	---
0,35	14,54	---	---
0,40	13,71	---	---
0,45	12,88	---	---
0,50	8,46	---	---



Referencias

1. Compresión no confinada realizada según recomendaciones de ASTM D 2166-06
2. Determinación de Humedad según SLG-PP-07 basado en ASTM D 2216-10

Observaciones

1. La falla de la probeta Natural fue de tipo columna y transversal, no se observa exudación, ni partículas de mayor tamaño.

Nota:

La reproducción parcial del presente informe debe ser hecha con la autorización de la Sección Laboratorio de Geotecnia de IDIEM. Los resultados son aplicables sólo a las muestras ensayadas.

Plaza Ercilla N°883 / Arturo Prat N°1171, Santiago

Informe N° 956.961-A FONDECYT 1140317

Página 7 de 16

INFORME ENSAYO COMPRESION NO CONFINADA

Proyecto	FONDECYT 1140317
Inf.Ensaye	N° 956.961-A
Orden de Trabajo	28-000042-15-00
Fecha de Inicio	18-02-2015
Fecha de Término	18-02-2015
Muestra	M-1 C

DATOS DE CONFECCION MUESTRA NATURAL

Diámetro promedio [cm]	4,81
Altura promedio [cm]	9,92
Relación de aspecto	2,06
Densidad Húmeda [g/cm ³]	1,46
Densidad Seca [g/cm ³]	1,44
Contenido de Humedad [%]	1,33

DATOS DE CONFECCION MUESTRA REMOLDEADA

Diámetro promedio [cm]	---
Altura promedio [cm]	---
Relación de aspecto	---
Densidad Húmeda [g/cm ³]	---
Densidad Seca [g/cm ³]	---
Contenido de Humedad [%]	---

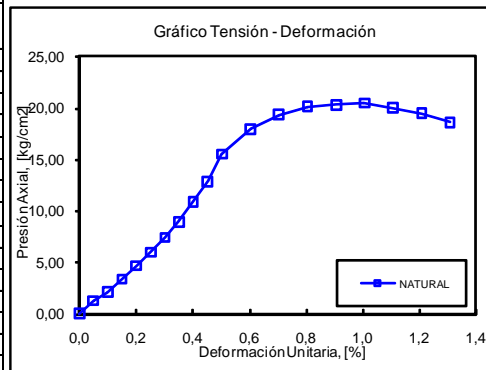
RESULTADOS MUESTRA NATURAL

Presión axial Máxima [kg/cm ²]	20,46
Def. Unitaria [%]	1,01

RESULTADOS MUESTRA REMOLDEADA

Presión axial Máxima [kg/cm ²]	---
Def. Unitaria [%]	---
Sensitividad	---

PROBETA NATURAL		PROBETA REMOLDEADA	
Def. Unitaria [%]	Presión Axial [kg/cm ²]	Def. Unitaria [%]	Presión Axial [kg/cm ²]
0,00	0,00	---	---
0,05	1,26	---	---
0,10	2,10	---	---
0,15	3,34	---	---
0,20	4,66	---	---
0,25	5,97	---	---
0,30	7,39	---	---
0,35	8,94	---	---
0,40	10,90	---	---
0,45	12,86	---	---
0,50	15,51	---	---
0,60	17,93	---	---
0,71	19,34	---	---
0,81	20,11	---	---
0,91	20,30	---	---
1,01	20,46	---	---
1,11	20,00	---	---
1,21	19,46	---	---
1,31	18,61	---	---



ANTES

DESPUES

Referencias

1. Compresión no confinada realizada según recomendaciones de ASTM D 2166-06
2. Determinación de Humedad según SLG-PP-07 basado en ASTM D 2216-10

Observaciones

1. La falla de la probeta Natural fue de tipo columna, no se observa exudación, ni partículas de mayor tamaño.

Nota:

La reproducción parcial del presente informe debe ser hecha con la autorización de la Sección Laboratorio de Geotecnia de IDIEM. Los resultados son aplicables sólo a las muestras ensayadas.

Plaza Ercilla N°883 / Arturo Prat N°1171, Santiago

Informe N° 956.961-A FONDECYT 1140317

Página 8 de 16

INFORME ENSAYO COMPRESION NO CONFINADA

Proyecto	FONDECYT 1140317
Inf.Ensaye	N° 956.961-A
Orden de Trabajo	28-000042-15-00
Fecha de Inicio	18-02-2015
Fecha de Término	18-02-2015
Muestra	M-1 D

DATOS DE CONFECCION MUESTRA NATURAL

Diámetro promedio [cm]	4,87
Altura promedio [cm]	9,40
Relación de aspecto	1,93
Densidad Húmeda [g/cm ³]	1,44
Densidad Seca [g/cm ³]	1,42
Contenido de Humedad [%]	1,33

DATOS DE CONFECCION MUESTRA REMOLDEADA

Diámetro promedio [cm]	---
Altura promedio [cm]	---
Relación de aspecto	---
Densidad Húmeda [g/cm ³]	---
Densidad Seca [g/cm ³]	---
Contenido de Humedad [%]	---

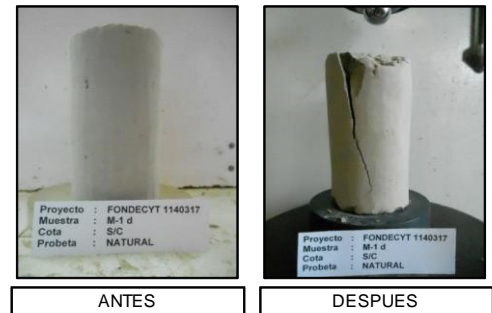
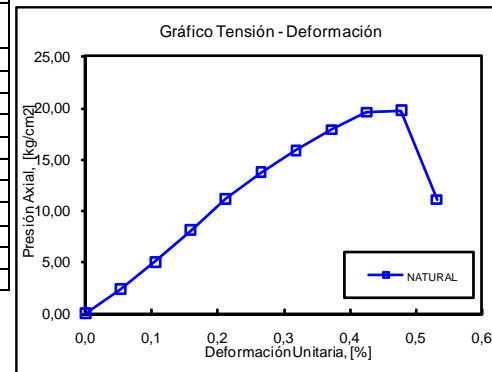
RESULTADOS MUESTRA NATURAL

Presión axial Máxima [kg/cm ²]	19,75
Def. Unitaria [%]	0,48

RESULTADOS MUESTRA REMOLDEADA

Presión axial Máxima [kg/cm ²]	---
Def. Unitaria [%]	---
Sensitividad	---

PROBETA NATURAL		PROBETA REMOLDEADA	
Def. Unitaria [%]	Presión Axial [kg/cm ²]	Def. Unitaria [%]	Presión Axial [kg/cm ²]
0,00	0,00	---	---
0,05	2,36	---	---
0,11	5,00	---	---
0,16	8,11	---	---
0,21	11,16	---	---
0,27	13,73	---	---
0,32	15,87	---	---
0,37	17,84	---	---
0,43	19,54	---	---
0,48	19,75	---	---
0,53	11,07	---	---



Referencias

1. Compresión no confinada realizada según recomendaciones de ASTM D 2166-06
2. Determinación de Humedad según SLG-PP-07 basado en ASTM D 2216-10

Observaciones

1. La falla de la probeta Transversal fue de tipo columna, no se observa exudación, ni partículas de mayor tamaño.

Nota:

La reproducción parcial del presente informe debe ser hecha con la autorización de la Sección Laboratorio de Geotecnia de IDIEM. Los resultados son aplicables sólo a las muestras ensayadas.

Plaza Ercilla N°883 / Arturo Prat N°1171, Santiago

Informe N° 956.961-A FONDECYT 1140317

Página 9 de 16

INFORME ENSAYO COMPRESION NO CONFINADA

Proyecto	FONDECYT 1140317
Inf.Ensaye	N° 956.961-A
Orden de Trabajo	28-000042-15-00
Fecha de Inicio	18-02-2015
Fecha de Término	18-02-2015
Muestra	M-1 E

DATOS DE CONFECCION MUESTRA NATURAL

Diámetro promedio [cm]	4,74
Altura promedio [cm]	10,04
Relación de aspecto	2,12
Densidad Húmeda [g/cm ³]	1,53
Densidad Seca [g/cm ³]	1,51
Contenido de Humedad [%]	1,33

DATOS DE CONFECCION MUESTRA REMOLDEADA

Diámetro promedio [cm]	---
Altura promedio [cm]	---
Relación de aspecto	---
Densidad Húmeda [g/cm ³]	---
Densidad Seca [g/cm ³]	---
Contenido de Humedad [%]	---

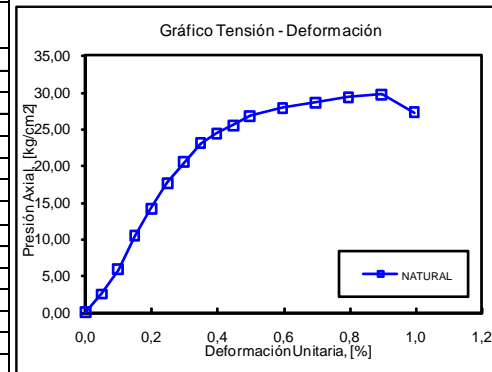
RESULTADOS MUESTRA NATURAL

Presión axial Máxima [kg/cm ²]	29,69
Def. Unitaria [%]	0,90

RESULTADOS MUESTRA REMOLDEADA

Presión axial Máxima [kg/cm ²]	---
Def. Unitaria [%]	---
Sensitividad	---

PROBETA NATURAL		PROBETA REMOLDEADA	
Def. Unitaria [%]	Presión Axial [kg/cm ²]	Def. Unitaria [%]	Presión Axial [kg/cm ²]
0,00	0,00	---	---
0,05	2,49	---	---
0,10	5,83	---	---
0,15	10,40	---	---
0,20	14,13	---	---
0,25	17,62	---	---
0,30	20,49	---	---
0,35	23,08	---	---
0,40	24,36	---	---
0,45	25,48	---	---
0,50	26,76	---	---
0,60	27,86	---	---
0,70	28,62	---	---
0,80	29,32	---	---
0,90	29,69	---	---
1,00	27,24	---	---



ANTES



DESPUES

Referencias

1. Compresión no confinada realizada según recomendaciones de ASTM D 2166-06
2. Determinación de Humedad según SLG-PP-07 basado en ASTM D 2216-10

Observaciones

1. La falla de la probeta Natural fue de tipo columna y transversal, no se observa exudación, ni partículas de mayor tamaño.

Nota:

La reproducción parcial del presente informe debe ser hecha con la autorización de la Sección Laboratorio de Geotecnia de IDIEM. Los resultados son aplicables sólo a las muestras ensayadas.

Plaza Ercilla N°883 / Arturo Prat N°1171, Santiago

Informe N° 956.961-A FONDECYT 1140317

Página 10 de 16

INFORME ENSAYO TRIAXIAL CID (Según ASTM D7181-11)

Proyecto	FONDECYT 1140317
Inf. Ensayo	N° 956.961-A
Orden de Trabajo	28-000042-15-00
Fecha de Inicio	12-02-2015
Fecha de Término	13-02-2015
Muestra	M-1
Probeta	N° 1

Altura Inicial de Confección	[cm]=	10,07
Diámetro Inicial de Confección	[cm]=	4,93
Variación Volumen drenado etapa consolidación	[cm³]=	0,86
Densidad Seca de Confección	[g/cm³]=	1,45
Humedad de Confección	[%]=	1,49
Contrapresión	[kg/cm²]=	5,00
Presión de Cámara	[kg/cm²]=	5,50
Velocidad Deformación Unitaria	[% / min]=	0,09



Deformación Unitaria [%]	Deformación Volumétrica [%]	p [kg/cm²]	q [kg/cm²]
0,00	0,00	0,50	0,00
0,13	-0,07	1,04	0,54
0,25	-0,11	1,25	0,75
0,38	-0,14	1,49	0,99
0,51	-0,25	1,68	1,18
0,63	-0,26	1,83	1,33
0,76	-0,28	1,90	1,40
0,88	-0,29	1,96	1,46
1,01	-0,31	1,95	1,45
1,14	-0,32	1,99	1,49
1,26	-0,34	2,02	1,52
1,52	-0,33	2,06	1,56
1,77	-0,33	2,07	1,57
2,02	-0,28	2,05	1,55
2,27	-0,24	2,00	1,50
2,53	-0,21	1,93	1,43
3,03	-0,14	1,76	1,26
3,54	-0,06	1,72	1,22
4,04	-0,03	1,71	1,21
4,55	0,03	1,69	1,19
5,05	0,08	1,69	1,19
6,32	0,16	1,66	1,16
7,58	0,24	1,61	1,11
8,84	0,33	1,58	1,08
10,10	0,38	1,55	1,05
11,37	0,43	1,54	1,04
12,63	0,49	1,51	1,01
15,16	0,65	1,50	1,00
17,68	0,80	1,47	0,97
20,21	0,98	1,48	0,98

Observaciones:

$$q = (\sigma_1 - \sigma_3)/2$$

$$p = (\sigma_1 + \sigma_3)/2$$

Ensayo efectuado en probeta NATURAL
y ensayada bajo condición saturada

Nota:

La reproducción parcial del presente informe debe ser hecha con la autorización de la Sección Laboratorio de Geotecnia de IDIEM.
Los resultados son aplicables sólo a las muestras ensayadas.
Plaza Ercilla N°883 / Arturo Prat N°1171, Santiago

Informe N° 956.961-A FONDECYT 1140317

INFORME ENSAYO TRIAXIAL CID (Según ASTM D7181-11)

Proyecto	FONDECYT 1140317
Inf. Ensayo	N° 956.961-A
Orden de Trabajo	28-000042-15-00
Fecha de Inicio	17-02-2014
Fecha de Término	17-02-2014
Muestra	M-1
Probeta	N° 2

Altura Inicial de Confección	[cm]=	10,02
Diámetro Inicial de Confección	[cm]=	4,91
Variación Volumen drenado etapa consolidación	[cm³]=	1,48
Densidad Seca de Confección	[g/cm³]=	1,41
Humedad de Confección	[%]=	1,49
Contrapresión	[kg/cm²]=	5,00
Presión de Cámara	[kg/cm²]=	6,00
Velocidad Deformación Unitaria	[% / min]=	0,09



Deformación Unitaria [%]	Deformación Volumétrica [%]	p [kg/cm²]	q [kg/cm²]
0,00	0,00	1,00	0,00
0,13	-0,10	1,53	0,53
0,25	-0,14	1,81	0,81
0,38	-0,21	2,07	1,07
0,51	-0,28	2,25	1,25
0,64	-0,35	2,46	1,46
0,76	-0,41	2,65	1,65
0,89	-0,48	2,79	1,79
1,02	-0,54	2,98	1,98
1,27	-0,64	3,31	2,31
1,52	-0,65	3,63	2,63
1,78	-0,66	3,93	2,93
2,03	-0,68	4,19	3,19
2,29	-0,67	4,32	3,32
2,80	-0,64	4,27	3,27
3,30	-0,52	4,15	3,15
3,81	-0,41	3,99	2,99
4,32	-0,36	3,86	2,86
4,83	-0,30	3,73	2,73
6,10	-0,24	3,63	2,63
7,37	-0,13	3,57	2,57
8,64	0,01	3,46	2,46
9,91	0,14	3,35	2,35
11,18	0,23	3,25	2,25
12,45	0,35	3,16	2,16
14,99	0,49	3,01	2,01
17,54	0,66	2,92	1,92
20,08	0,82	2,85	1,85

Observaciones:

$$q = (\sigma_1 - \sigma_3) / 2$$

$$p = (\sigma_1 + \sigma_3) / 2$$

Ensayo efectuado en probeta NATURAL
y ensayada bajo condición saturada

Nota:

La reproducción parcial del presente informe debe ser hecha con la autorización de la Sección Laboratorio de Geotecnia de IDIEM.
Los resultados son aplicables sólo a las muestras ensayadas.

Plaza Ercilla N°883 / Arturo Prat N°1171, Santiago

Informe N° 956.961-A FONDECYT 1140317

Página 12 de 16

INFORME ENSAYO TRIAXIAL CID (Según ASTM D7181-11)

Proyecto	FONDECYT 1140317
Inf. Ensayo	N° 956.961-A
Orden de Trabajo	28-000042-15-00
Fecha de Inicio	17-02-2015
Fecha de Término	17-02-2015
Muestra	M-1
Probeta	N° 3

Altura Inicial de Confección	[cm]=	10,56
Diámetro Inicial de Confección	[cm]=	4,90
Variación Volumen drenado etapa consolidación	[cm³]=	3,22
Densidad Seca de Confección	[g/cm³]=	1,46
Humedad de Confección	[%]=	1,49
Contrapresión	[kg/cm²]=	4,00
Presión de Cámara	[kg/cm²]=	6,00
Velocidad Deformación Unitaria	[% / min]=	0,09



Deformación Unitaria [%]	Deformación Volumétrica [%]	p [kg/cm²]	q [kg/cm²]
0,00	0,00	2,00	0,00
0,12	-0,16	3,08	1,08
0,24	-0,24	3,46	1,46
0,36	-0,35	3,81	1,81
0,48	-0,42	4,18	2,18
0,60	-0,51	4,50	2,50
0,73	-0,59	4,78	2,78
0,85	-0,65	5,04	3,04
0,97	-0,71	5,33	3,33
1,09	-0,78	5,49	3,49
1,21	-0,82	5,76	3,76
1,45	-0,91	6,10	4,10
1,69	-0,97	6,26	4,26
1,93	-0,99	6,42	4,42
2,18	-1,02	6,52	4,52
2,42	-1,03	6,66	4,66
2,90	-1,00	6,72	4,72
3,39	-0,97	6,78	4,78
3,87	-0,93	6,79	4,79
4,35	-0,90	6,81	4,81
4,84	-0,88	6,75	4,75
6,05	-0,80	6,64	4,64
7,26	-0,65	6,45	4,45
8,47	-0,57	6,27	4,27
9,67	-0,46	6,13	4,13
10,88	-0,43	6,04	4,04
12,09	-0,41	5,92	3,92
14,51	-0,42	5,77	3,77
16,93	-0,44	5,64	3,64
19,35	-0,49	5,52	3,52

Observaciones:

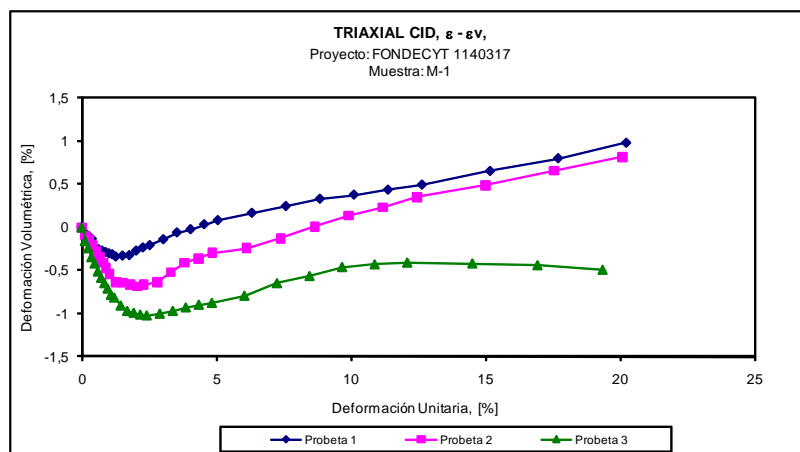
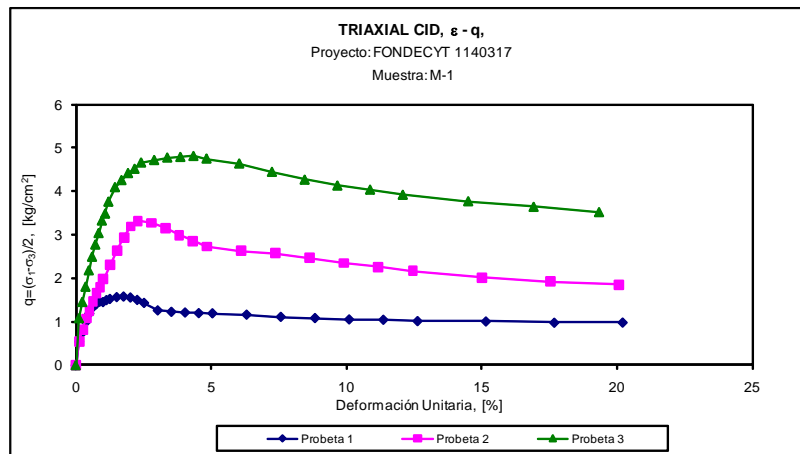
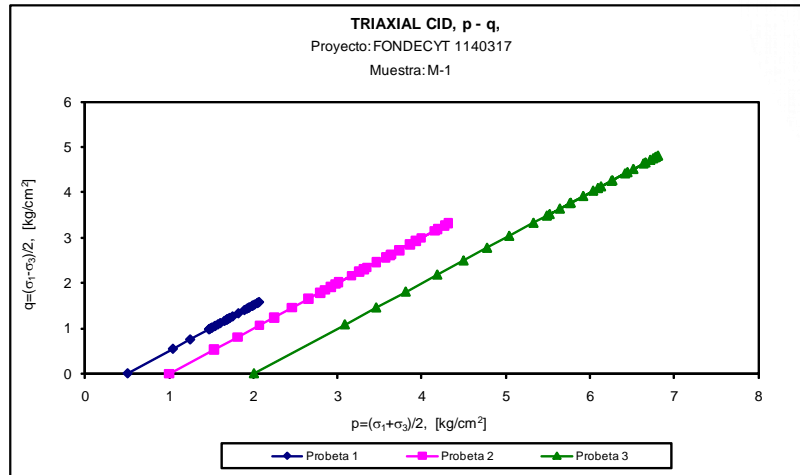
$q = (\sigma_1 - \sigma_3)/2$
 $p = (\sigma_1 + \sigma_3)/2$

Ensayo efectuado en probeta NATURAL
y ensayada bajo condición saturada

Nota:

La reproducción parcial del presente informe debe ser hecha con la autorización de la Sección Laboratorio de Geotecnia de IDIEM.
Los resultados son aplicables sólo a las muestras ensayadas.
Plaza Ercilla N°883 / Arturo Prat N°1171, Santiago

Informe N° 956.961-A FONDECYT 1140317



Nota:

La reproducción parcial del presente informe debe ser hecha con la autorización de la Sección Laboratorio de Geotecnia de IDIEM. Los resultados son aplicables sólo a las muestras ensayadas.

Plaza Ercilla N°883 / Arturo Prat N°1171, Santiago

Informe N° 956.961-A FONDECYT 1140317

Página 14 de 16

VELOCIDAD ONDA DE CORTE Vs

Proyecto	FONDECYT 1140317
Inf. Ensaye	N° 956.961-A
Orden de Trabajo	28-0000042-15-00
Fecha de Inicio	06/03/2015
Fecha de término	06/03/2015
Muestra	M-1

Datos de Confección:

Diametro Superior	cm	5,113
Diametro Medio	cm	5,175
Diametro Inferior	cm	4,985
Peso Natural	g	270,55
Diámetro Promedio	cm	5,091
Area Promedio	cm²	20,35
Altura Promedio	cm	8,15
Volumen	cm³	165,89
Densidad Humeda	gr/cm³	1,631
Humedad Natural	%	1,810
Densidad Seca	gr/cm³	1,602

Observaciones:

1. Ensayo efectuado en probeta NATURAL y ensayada en condición SATURADA

Back-Pressure	kg/cm²	2,00
---------------	--------	------

Datos de Ensaye:

Presión de Confinamiento kg/cm²	Tiempo de Arribo µs	Tiempo de Arribo s	Velocidad de Onda de Corte Vs m/s	Dif. Volumetrica por Consolidacion cm³	Variacion Densidad Seca g/cm³	Observaciones
0,5	180	0,000180	453	0,32	1,605	B.P.= 2,0 kg/cm² y consolidada
1	155	0,000155	526	0,92	1,611	B.P.= 2,0 kg/cm² y consolidada
2	120	0,000120	679	1,80	1,619	B.P.= 2,0 kg/cm² y consolidada

Nota:

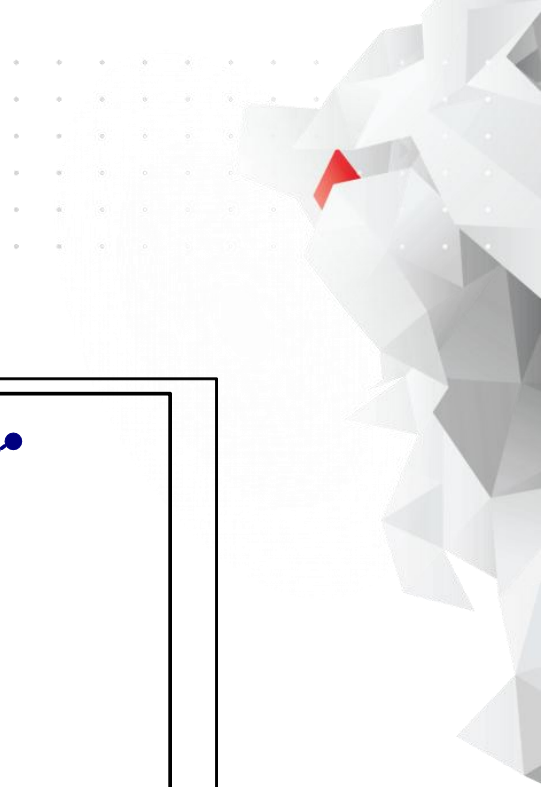
La reproducción parcial del presente informe debe ser hecha con la autorización de la Sección Laboratorio de Geotecnia de IDIEM.

Los resultados son aplicables sólo a las muestras ensayadas.

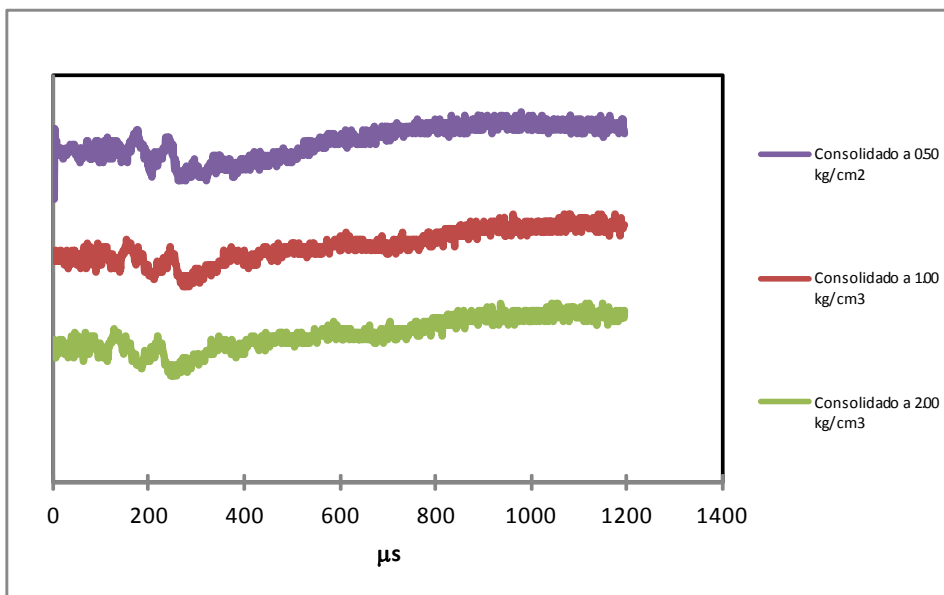
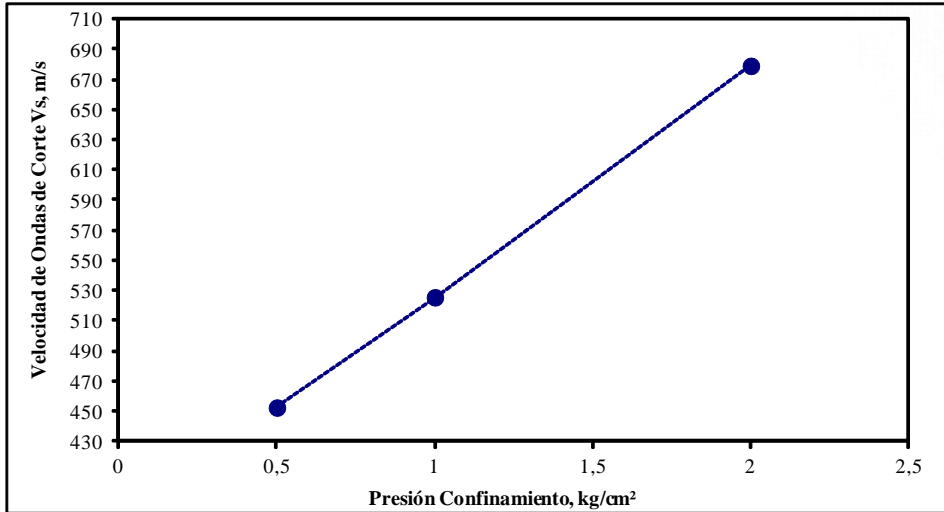
Plaza Ercilla N°883 / Arturo Prat N°1171, Santiago

Informe N° 956.961-A FONDECYT 1140317

Página 15 de 16



VELOCIDAD ONDA DE CORTE Vs



Nota:

La reproducción parcial del presente informe debe ser hecha con la autorización de la Sección Laboratorio de Geotecnia de IDIEM. Los resultados son aplicables sólo a las muestras ensayadas.

Plaza Ercilla N°883 / Arturo Prat N°1171, Santiago

Informe N° 956.961-A FONDECYT 1140317

Página 16 de 16

