



PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DE CHILE  
ESCUELA DE INGENIERÍA

**ESTUDIO EXPERIMENTAL  
PROPIEDADES DINÁMICAS DE RELAVES  
ESPESADOS. APLICACIÓN AL ANÁLISIS  
DE ESTABILIDAD DE UN DEPÓSITO DE  
RELAVES**

**SEBASTIÁN MATÍAS URBANO ARMIJO**

Tesis presentada a la Dirección de Investigación y Postgrado como parte de los requisitos para optar al grado de Magister en Ciencias de la Ingeniería

Profesores Supervisores:

ESTEBAN PATRICIO SAEZ ROBERT

CARLOS ENRIQUE OVALLE ORTEGA

Santiago de Chile, Enero 2016

© MMXVI, SEBASTIÁN MATÍAS URBANO ARMIJO



PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DE CHILE  
ESCUELA DE INGENIERÍA

**ESTUDIO EXPERIMENTAL  
PROPIEDADES DINÁMICAS DE RELAVES  
ESPESADOS. APLICACIÓN AL ANÁLISIS  
DE ESTABILIDAD DE UN DEPÓSITO DE  
RELAVES**

**SEBASTIÁN MATÍAS URBANO ARMIJO**

Miembros del Comité:

ESTEBAN PATRICIO SAEZ ROBERT

CARLOS ENRIQUE OVALLE ORTEGA

CHRISTIAN ALFONSO LEDEZMA ARAYA

DAVID RODRIGO SOLANS ROA

JOSE MIGUEL AGUILERA RADIC

Tesis presentada a la Dirección de Investigación y Postgrado como parte de los requisitos para optar al grado de Magister en Ciencias de la Ingeniería

Santiago de Chile, Enero 2016

© MMXVI, SEBASTIÁN MATÍAS URBANO ARMIJO

*A Rafaella dedico este trabajo, la  
luz que me iluminó dentro de ese  
oscuro laboratorio*

## **AGRADECIMIENTOS**

En primer lugar, me gustaría agradecer a mi madre y mi hermana, quienes estuvieron conmigo a lo largo de toda mi carrera apoyándome.

A mi señora Karina Campora, que durante estos casi tres años de estudio, me apoyó en todos los momentos tristes del trabajo experimental.

A mi hija Rafella, hermosa niña que nació en la mitad de mis estudios, mujer que desde el primer momento que me miró, me inspira a seguir adelante.

Agradezco la ayuda de mis profesores y compañeros. En forma especial, al Prof. Esteban Saez por su infinita ayuda y por su inmensa pasión por la geotécnica, al Prof. Carlos Ovalle, quien me enseñó todos sus conocimientos dentro del laboratorio, y a Guillermo Poblete, quien me acompañó y ayudó incontables veces durante mis ensayos.

A Golder Associates, en especial de Bjorn Weeks a través del apoyo económico para desarrollar este estudio. A SERNAGEOMIN, por permitirme trabajar en el departamento de depósitos de relaves de dicha institución y poder proyectar lo aprendido en esta investigación al servicio del país.

A David Solans y Eloy Santos, quienes estuvieron siempre dispuestos a discutir mis ensayos de manera constructiva. Se agradece a Karen Bittner por su impulso para embarcarme en esta tesis.

Finalmente, muchas gracias a todas las personas que han sido parte de mi desarrollo personal y profesional.

## ÍNDICE DE CONTENIDOS

<b>Agradecimientos</b>	<b>iv</b>
<b>Índice de Figuras</b>	<b>viii</b>
<b>Índice de Tablas</b>	<b>xv</b>
<b>Abstract</b>	<b>xvi</b>
<b>Resumen</b>	<b>xvii</b>
<b>1. Introducción</b>	<b>1</b>
1.1. Objetivos . . . . .	4
1.2. Metodología . . . . .	4
<b>2. Tecnología de Relaves Espesados</b>	<b>6</b>
2.1. Historia de la tecnología relaves espesados . . . . .	6
2.2. Situación de la tecnología en la actualidad . . . . .	6
2.3. Espesamiento de Relave . . . . .	8
2.3.1. Tipos de espesadores . . . . .	10
2.4. Características entre relaves espesados y relaves convencionales . . . . .	12
2.5. Ventajas y desventajas . . . . .	14
<b>3. Comportamiento Monótono Relaves Espesados</b>	<b>16</b>
3.1. Definiciones preliminares, estado último y transformación de fase . . . . .	16
3.2. Revisión de información publicada sobre comportamiento monótono de relaves espesados . . . . .	18
<b>4. Comportamiento Cíclico No-Drenado Relaves Espesados</b>	<b>27</b>
4.1. Definiciones preliminares, licuación, falla de flujo y movilidad cíclica . . . . .	27
4.2. Revisión información publicada sobre comportamiento cíclico no-drenado relaves espesados . . . . .	29

<b>5. Comportamiento Cíclico Drenado Relaves Espesados</b>	<b>35</b>
5.1. Definiciones preliminares, modelo lineal equivalente, módulo de corte y amortiguamiento . . . . .	35
5.2. Métodos para determinar el módulo de corte y el amortiguamiento de un suelo . . . . .	36
5.2.1. Determinación directa de las relaciones tensión deformación . . . . .	37
5.2.2. Ensayos de vibración forzada . . . . .	38
5.2.3. Ensayos de vibración libre . . . . .	39
5.2.4. Ensayos de medición de ondas . . . . .	39
5.3. Valores de módulo de corte y razón de amortiguamiento para distintos tipos de suelo . . . . .	39
5.4. Revisión información publicada sobre comportamiento cíclico drenado relaves espesados . . . . .	47
<b>6. Ensayos de Laboratorio</b>	<b>53</b>
6.1. Metodología de muestreo relave integral en terreno . . . . .	53
6.2. Programa de laboratorio . . . . .	54
6.3. Equipos utilizados . . . . .	57
6.3.1. Equipo triaxial monótono . . . . .	57
6.3.2. Equipo triaxial cíclico . . . . .	59
6.3.3. Equipo columna resonante combinado con torsión cíclica . . . . .	60
6.4. Metodología de ensayos . . . . .	62
6.4.1. Ensayos de caracterización básica . . . . .	62
6.4.2. Ensayos triaxiales monótonos, cíclicos drenados y cíclicos no drenados	62
6.4.3. Ensayos de columna resonante y torsión cíclica . . . . .	64
<b>7. Resultados y Análisis Ensayos de Laboratorio</b>	<b>69</b>
7.1. Ensayos de caracterización, descripción del relave espesado . . . . .	69
7.2. Ensayos triaxiales monótonos . . . . .	72
7.2.1. Ensayo triaxial en compresión . . . . .	73

7.2.2.	Ensayo triaxial en extensión . . . . .	77
7.3.	Ensayo de resistencia cíclica no drenada . . . . .	81
7.4.	Ensayos de degradación del módulo de corte y amortiguamiento . . . . .	84
7.4.1.	Ensayo de columna resonante . . . . .	84
7.4.2.	Ensayo de torsión cíclica . . . . .	86
7.4.3.	Ensayo triaxial cíclico drenado . . . . .	87
<b>8.</b>	<b>Modelación Numérica de un Tranque de Relaves</b>	<b>95</b>
8.1.	Introducción y objetivo de la modelación . . . . .	95
8.2.	Problema a modelar . . . . .	96
8.2.1.	Geometría . . . . .	96
8.2.2.	Casos de modelación estudiados y metodología . . . . .	97
8.2.3.	Sismos considerados . . . . .	100
8.2.4.	Condiciones de borde y de flujo . . . . .	103
8.2.5.	Puntos de control . . . . .	103
8.3.	Ajuste parámetros modelos constitutivos . . . . .	104
8.4.	Resultados . . . . .	113
8.4.1.	Desplazamientos puntos de control . . . . .	113
8.4.2.	Zonas licuadas metodología CSR . . . . .	116
8.4.3.	Empuje dinámico en la cara agua arriba del muro del depósito . . . . .	117
8.4.4.	Factor de seguridad al deslizamiento del muro como cuerpo rígido . . . . .	119
<b>9.</b>	<b>Conclusiones</b>	<b>124</b>
9.1.	Trabajos futuros . . . . .	125
	<b>Referencias</b>	<b>127</b>
	<b>Apéndice</b>	<b>131</b>
A.	Apéndice 1 . . . . .	132

## ÍNDICE DE FIGURAS

1.1	Tipos de depósitos de relaves . . . . .	2
2.1	Ejemplos depositación relaves espesados . . . . .	7
2.2	Ejemplo consistencia relaves espesados . . . . .	8
2.3	Fases de espesamiento . . . . .	9
2.4	Tipos de espesadores . . . . .	11
2.5	Tensión de corte según tipo de espesador . . . . .	12
3.1	Comportamiento monótono no-drenado plano e-p' . . . . .	16
3.2	Resultados ensayos triaxiales monótonos relaves espesados (Palma et al, 2007)	19
3.3	Granulometría relaves espesados (Santos, 2011) . . . . .	21
3.4	Resultados ensayos triaxiales CIU relaves espesados probetas secadas (Santos, 2011) . . . . .	22
3.5	Resultados ensayos triaxiales CIU relaves espesados probetas slurry (Santos, 2011) . . . . .	22
3.6	Resistencia no drenada relaves espesados probetas secadas y slurry (Santos, 2011) . . . . .	22
3.7	Resultados ensayo corte simple no drenado relaves espesados probetas secadas y slurry (Seidalinova, 2014) . . . . .	24
3.8	Resultados ensayo corte simple no drenado relaves espesados slurry a distintas OCR (Seidalinova, 2014) . . . . .	24
3.9	Sección cancha de prueba descarga central relave espesado (McPhail et al, 2014) . . . . .	25

3.10	Resultados ensayos triaxiales CIU relaves espesados densidad "suelta" (McPhail et al, 2004) . . . . .	26
4.1	Estados tensionales en una probeta durante un ensayo triaxial cíclico . . . . .	28
4.2	Resistencia cíclica arena del rio San Francisco (Kramer, 1996) . . . . .	29
4.3	Resistencia cíclica relaves espesados (Palma et al, 2007) . . . . .	30
4.4	Resistencia cíclica relaves espesados probetas secadas (Santos, 2011) . . . . .	31
4.5	Resistencia cíclica relaves espesados probetas secadas y slurry (Santos, 2011) . . . . .	32
4.6	Resistencia cíclica relaves espesados probetas slurry (Seidalinova, 2014) . . . . .	33
4.7	Resistencia cíclica relaves espesados probetas slurry según OCR (Seidalinova, 2014) . . . . .	34
5.1	Ciclo de histéresis de un suelo (Kramer, 1996) . . . . .	35
5.2	Rangos deformación angular (Ishihara, 1996) . . . . .	38
5.3	Módulo de corte para arenas (Seed e Idris, 1970) . . . . .	41
5.4	Razón de amortiguamiento para arenas (Seed e Idris, 1970) . . . . .	41
5.5	Módulo de corte para arenas limpias (Iwasaki y Tatsuoka, 1977) . . . . .	42
5.6	Módulo de corte para arcillas saturadas según $S_u$ (Seed e Idris, 1970) . . . . .	43
5.7	Módulo de corte para arcillas saturadas (Seed e Idris, 1970) . . . . .	43
5.8	Razón de amortiguamiento para arcillas saturadas (Seed e Idris, 1970) . . . . .	44
5.9	Razón de amortiguamiento para arenas, columna resonante y torsión cíclica (Tatsuoka et al, 1978) . . . . .	45
5.10	Razón de amortiguamiento para arenas según número de ciclos (Tatsuoka et al, 1978) . . . . .	45

5.11 Razón de amortiguamiento para arenas según presión de confinamiento (Tatsuoka et al, 1978) . . . . .	46
5.12 Módulo de corte para arcillas (Vucetic y Dobry, 1970) . . . . .	47
5.13 Razón de amortiguamiento para arcillas (Vucetic y Dobry, 1970) . . . . .	47
5.14 (a) Curva de degradación del módulo de corte - (b) Curvas de amortiguamiento arenas de relaves chilenos (Troncoso, 1992) . . . . .	48
5.15 Curva de degradación del módulo de corte de arenas de relaves de cobre según contenido de finos (Troncoso y Verdugo, 1985) . . . . .	48
5.16 Curvas de degradación del módulo de corte y amortiguamiento arenas de relaves chilenos (Rojas-Gonzalez et al, 1985) . . . . .	49
5.17 Curvas de degradación del módulo de corte y amortiguamiento relave de cobre integral (Zhang et al, 2006) . . . . .	50
6.1 Toma de muestras relave espesado septiembre de 2013 . . . . .	54
6.2 Preparación probeta de relave . . . . .	56
6.3 Equipo triaxial monótono . . . . .	58
6.4 Equipo triaxial cíclico . . . . .	60
6.5 Equipo columna resonante . . . . .	62
6.6 Gráfico frecuencia excitación versus deformación angular ensayo columna resonante . . . . .	66
7.1 Granulometría completa muestra de relave espesado . . . . .	69
7.2 Ensayo Proctor estándar relave espesado . . . . .	70
7.3 Ensayo consolidación edométrica relave espesado - índice de vacíos vs tensión vertical . . . . .	71

7.4	Ensayo triaxial CIU monótono de compresión - deformación axial unitaria vs q	73
7.5	Ensayo triaxial CID monótono de compresión - deformación axial unitaria vs q	74
7.6	Ensayo triaxial CIU monótono en compresión - deformación axial unitaria vs presión de poros . . . . .	74
7.7	Ensayo triaxial CID monótono en compresión - deformación axial unitaria vs deformación volumétrica . . . . .	75
7.8	Ensayos triaxiales monótonos en compresión - $p'$ vs q . . . . .	75
7.9	Ensayos triaxiales monótonos en compresión - $\log p'$ vs e . . . . .	76
7.10	Ensayo triaxial monótono en compresión - resistencia no drenada vs presión de confinamiento efectivo . . . . .	76
7.11	Ensayo triaxial CIU monótono en extensión - deformación axial unitaria vs q	78
7.12	Ensayo triaxial CID monótono en extensión - deformación axial unitaria vs q	78
7.13	Ensayo triaxial CIU monótono en extensión - deformación axial unitaria vs presión de poros . . . . .	79
7.14	Ensayo triaxial CID monótono en extensión - deformación axial unitaria vs deformación volumétrica . . . . .	79
7.15	Ensayo triaxial monótono de extensión - $p'$ vs q . . . . .	80
7.16	Constricción durante un ensayo triaxial monótono en extensión . . . . .	81
7.17	Resistencia cíclica no drenada relave ensayado - criterio 5% de deformación axial unitaria en doble amplitud . . . . .	82
7.18	Resistencia cíclica no drenada relave ensayado - criterio 10% de deformación axial unitaria en doble amplitud . . . . .	82

7.19	Resistencia cíclica no drenada - criterio 100% $\sigma_3'$ de exceso de presión de poros . . . . .	83
7.20	Módulo de corte ensayo columna resonante . . . . .	84
7.21	Razón de amortiguamiento ensayo columna resonante . . . . .	85
7.22	Módulo de corte - ensayo torsión cíclica . . . . .	86
7.23	Razón de amortiguamiento - ensayo torsión cíclica . . . . .	87
7.24	Módulo de corte - ensayo triaxial cíclico drenado . . . . .	87
7.25	Razón de amortiguamiento - ensayo triaxial cíclico drenado . . . . .	88
7.26	Curva de degradación módulo de corte normalizada relave espesado . . . . .	89
7.27	Curva de razón de amortiguamiento relave espesado . . . . .	89
7.28	Curva degradación módulo de corte para arenas (Seed e Idris, 1970) vs ensayos relave espesado . . . . .	91
7.29	Curva degradación módulo de corte para arcillas (Vucetic y Dobry, 1970) vs ensayos relave espesado . . . . .	91
7.30	Razón de amortiguamiento para arenas (Seed e Idris, 1970) vs ensayos relave espesado . . . . .	92
7.31	Razón de amortiguamiento para arcillas (Vucetic y Dobry, 1970) vs ensayos relave espesado . . . . .	93
8.1	Geometría global del modelo . . . . .	97
8.2	Detalle geometría del modelo . . . . .	97
8.3	Unidades de suelo consideradas . . . . .	98
8.4	Registro de aceleración sismo Rapel . . . . .	101
8.5	Registro de aceleración sismo USM . . . . .	102

8.6	Registro de aceleración sismo Iquique . . . . .	102
8.7	Puntos de control modelo numérico, metodologías Caso 1 y Caso 2 . . . . .	104
8.8	Ajuste HSsmall según parámetros de deformación experimentales . . . . .	107
8.9	Ajuste ensayo triaxial CIU monótono en compresión - deformación axial unitaria vs $q$ . . . . .	108
8.10	Ajuste ensayo triaxial CID monótono en compresión - deformación axial unitaria vs $q$ . . . . .	109
8.11	Ajuste ensayo triaxial CIU monótono en compresión - deformación axial unitaria vs presión de poros . . . . .	109
8.12	Ajuste ensayo triaxial CID monótono en compresión - deformación axial unitaria vs deformación volumétrica . . . . .	110
8.13	Ajuste ensayo triaxial monótono en compresión - $p'$ vs $q$ . . . . .	110
8.14	Ajuste ensayo triaxial monótono en compresión - $\log p'$ vs $e$ . . . . .	111
8.15	Ajuste curva de degradación módulo de corte normalizado relave espesado . . . . .	111
8.16	Ajuste curva amortiguamiento relave espesado . . . . .	112
8.17	Desplazamiento horizontal sismo Rapel - metodología CSR y metodología HSsmall . . . . .	113
8.18	Desplazamiento horizontal sismo USM - metodología CSR y metodología HSsmall . . . . .	114
8.19	Desplazamiento horizontal sismo USM - metodología CSR y metodología HSsmall . . . . .	114
8.20	Desplazamiento vertical sismo Rapel - metodología CSR y metodología HSsmall . . . . .	115

8.21	Desplazamiento vertical sismo USM - metodología CSR y metodología HSsmall . . . . .	115
8.22	Desplazamiento vertical sismo USM - metodología CSR y metodología HSsmall . . . . .	116
8.23	Zonas licuadas metodología CSR - (a) Sismo Rapel - (b) Sismo USM -(c) Sismo Iquique . . . . .	117
8.24	Envolvente empuje sismo Rapel - metodología CSR y metodología HSsmall .	118
8.25	Envolvente empuje sismo USM - metodología CSR y metodología HSsmall .	118
8.26	Envolvente empuje sismo Iquique - metodología CSR y metodología HSsmall	119
8.27	Esquema equilibrio cuerpo rígido muro del depósito . . . . .	120
8.28	Factor de seguridad sismo Rapel - metodología CSR y metodología HSsmall .	121
8.29	Factor de seguridad sismo USM - metodología CSR y metodología HSsmall .	121
8.30	Factor de seguridad sismo Iquique - metodología CSR y metodología HSsmall	122

## ÍNDICE DE TABLAS

3.1	Propiedades índice relaves espesados (Palma et al, 2007) . . . . .	19
3.2	Propiedades índice relaves espesados (Santos, 2011) . . . . .	20
3.3	Propiedades índice relaves espesados (Seidalinova, 2014) . . . . .	23
3.4	Propiedades índice relaves espesados (McPhail et al, 2004) . . . . .	25
5.1	Propiedades índice relaves (Zhang et al, 2006) . . . . .	50
6.1	Ensayos de caracterización geotécnica básica . . . . .	55
6.2	Ensayos triaxiales, columna resonante y torsión cíclica - consolidación isótropa	57
7.1	Propiedades índice relaves espesados . . . . .	72
7.2	Índice de vacíos de confección y post consolidación - Ensayos triaxiales no-drenados . . . . .	84
7.3	Módulo de corte a bajas de deformaciones y velocidad de onda de corte . . .	85
8.1	Parámetros modelo Mohr-Coulomb unidades U1, U2 y U3 . . . . .	105
8.2	Parámetros modelo Mohr-Coulomb sub unidades relave superficial/profundo	106
8.3	Parámetros modelo HSsmall unidad relave . . . . .	107

## ABSTRACT

Thickened tailings deposits (TTD) consist of deposits in which a greater amount of water, compared with conventional tailings, has been extracted from tailings before deposition. TTD decreases the losses of water, are characterized by a higher density and can be deposited with a higher slope than conventional tailings, therefore, the solution becomes a considerable alternative to mining in northern Chile.

Recently, the large mining industry in Chile has started using thickened tailings deposits as an alternative for their tailings management. The purpose of this research was to determine the dynamic properties of a thickened tailings used in a copper mine in operation in Chile by laboratory tests, specifically resonant column and cyclic triaxial, replicating the insitu deposit conditions. The results showed that these tailings, which consists of a synthetic origin silty clay material with low plasticity, are similar to natural non-plastic silty clay.

An important aspect of this study was the calibration of two constitutive models and the respective numerical analysis of a tailings pond to study the pressure generated by these tailings on the deposit dam during a seismic event. The results indicate that for these tested tailings, the considered seismic records and the studied constitutive models, the seismic displacement are similar between both models and for both cases seismic pressure on the confining dam are higher than the geostatic pressure corresponding to full liquefaction of tailings due to cyclic load.

**Keywords:** thickened tailings, liquefaction, seismic behavior, finite element model, resonant column, cyclic triaxial test.

## RESUMEN

Los depósitos de relaves espesados (TTD, *Thickened Tailings Disposal*) consisten en depósitos en los cuales se almacena un relave al cual se le ha extraído, previo a la deposición, una mayor cantidad de agua que a los que se almacenan en depósitos de relaves convencionales. Estos relaves espesados tienen menores pérdidas de agua, una mayor densidad y pueden ser depositados con pendientes más altas frente a los relaves convencionales, por lo que se convierten en una alternativa a considerar para la minería en la zona norte de Chile.

Recientemente, la gran minería del cobre en el país ha comenzado a utilizar depósitos de relaves espesados como alternativa para el manejo de sus relaves. El propósito de esta investigación fue estudiar las propiedades dinámicas de un relave espesado usado en una mina de cobre en funcionamiento en Chile mediante ensayos cíclicos de laboratorio de columna resonante y triaxiales cíclicos, replicando las condiciones in-situ en que este material se encuentra. Los resultados mostraron que el relave, el cual consiste en un material limo arcilloso de baja plasticidad cuyo origen es artificial, se comporta de manera similar que los materiales limo arcillosos de origen natural.

Un aspecto importante de este estudio fue la calibración de dos modelos constitutivos y un análisis numérico para estudiar el empuje que generan estos relaves sobre el muro de un depósito durante un evento sísmico. Los resultados indican que para este tipo de relave, los desplazamientos sísmicos son independientes de los modelos de comportamiento empleados y que, para ambos casos también, el empuje sobre el muro del depósito se encuentra por sobre el empuje geostático, asumiendo todo el relave licuado durante la carga sísmica.

**Palabras Claves:** relaves espesados, licuefacción, comportamiento sísmico, modelo de elementos finitos, columna resonante, triaxial cíclico.

## **1. INTRODUCCIÓN**

Debido al agotamiento de las reservas de mineral de óxidos de cobre en las minas dentro de Chile, las empresas mineras han tendido a explotar sus recursos de mineral de sulfuros mediante el proceso de flotación. Esto ha generado que diariamente se generen cerca de 1.000.000 de toneladas de relave, ocasionando que en Chile se encuentren entre depósitos activos, inactivos, abandonados y sin información, 659 depósitos de relaves (Servicio Nacional de Geología y Minería, 2015).

Debido a esta cantidad de relave producido y la dificultad para encontrar sitios de disposición, ha sido necesario que las metodologías para depositar estos desechos mineros sean cada vez más complejas. Estas metodologías han apuntado a una optimización del volumen del depósito versus el tonelaje almacenado, además de minimizar las pérdidas de agua, causada por el agua retenida dentro del relave.

De acuerdo a la normativa vigente (D.S 248 del Servicio Nacional de Geología y Minería, 2007) respecto a la operación de los depósitos de relaves, estos se dividen en dos grupos:

- Embalses de relave, cuyo muro de contención se construye de material de empréstito.
- Tranques de relave, cuyo muro de contención se construye con la fracción gruesa del relave.

Estos dos tipos de depósitos se muestran en la Figura 1.1.

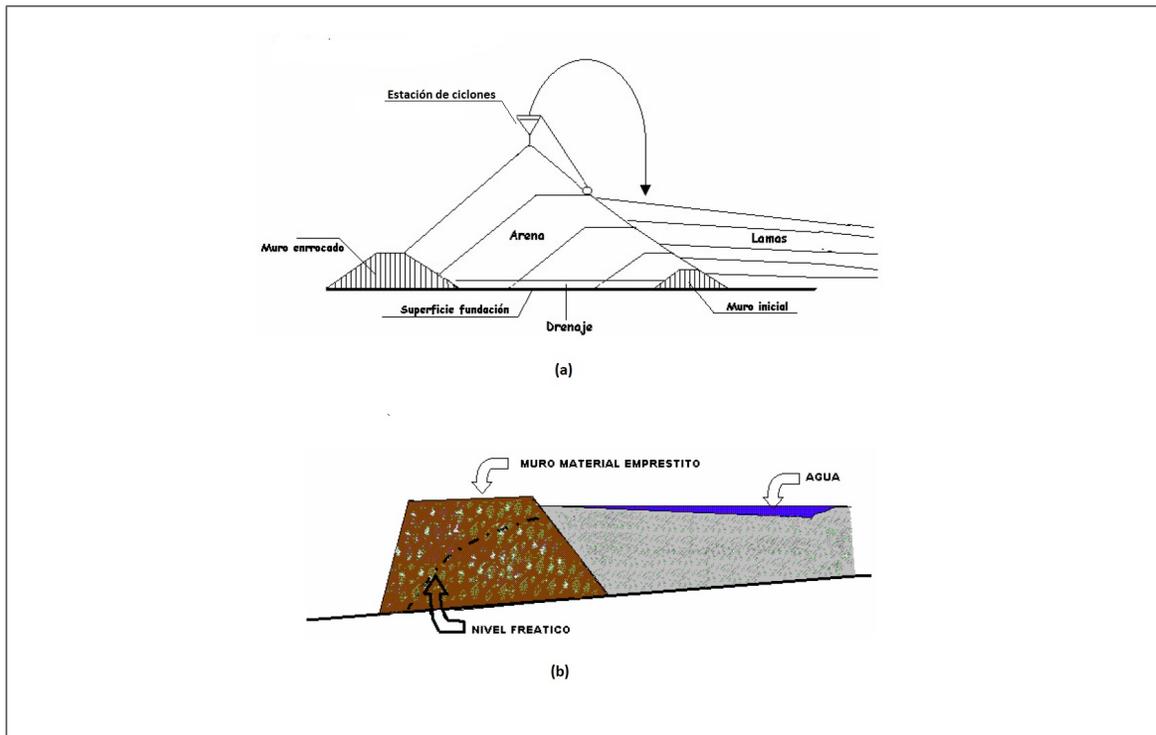


Figura 1.1. Tipos de Depósitos de relaves - (a) Tranque de relaves, (b) Embalse de relaves (D.S 248 del Servicio Nacional de Geología y Minería, 2007)

Para un tranque de relaves, el proceso de construcción del muro que embalsa los relaves se basa en el ciclonaje del relave proveniente de la planta de procesos. Estos ciclones separan la fracción gruesa del relave, en inglés *underflow*, de la fracción fina *overflow*.

Por otro lado, los depósitos de relaves espesados nacen de la necesidad de ocupar de mejor forma el espacio disponible para acopiar este desecho minero, además de recuperar la mayor cantidad de agua posible antes de la depositación. En la actualidad, la mayor cantidad de estudios sobre relaves espesados apuntan a la predicción de la pendiente con que estos relaves fluyen en terreno una vez que se depositan; la cual, a mayor grado de espesamiento del relave, se espera que sea mayor que para un relave menos espeso (Li, 2015).

Respecto a los aspectos geotécnicos de los relaves espesados, la información disponible en Chile sobre ensayos de laboratorio está basada en mayor parte en muestras de relaves espesados provenientes de plantas piloto y no de minas en producción. Se han realizados estudios, destacando los aportes de Palma (2002), quien modeló numéricamente un depósito de relaves espesados usando una aproximación de las propiedades del relave post-licuado y Ferrer (2011), quien modeló el estado tensional de una columna de relave espesado considerando grietas de contracción en el cuerpo de dicha columna.

La estabilidad frente a eventos sísmicos de este tipo de depósitos requiere del estudio de las propiedades resistentes y de deformación de este tipo de materiales en condiciones dinámicas, además de evaluar el potencial de licuación. Una de las formas de estudiar las propiedades dinámicas es realizar ensayos de columna resonante, torsión cíclica y triaxial cíclico a muestras de relave, con el fin de obtener las curvas de degradación del módulo de corte y de amortiguamiento del material. El potencial de licuación puede ser estudiado realizando ensayos triaxiales o corte cíclicos no drenados, ensayos de los cuales se obtiene la resistencia cíclica del material. Los estudios experimentales sobre estas propiedades en relaves espesados son escasos. Es posible citar a Santos (2011) y Cifuentes (2007), quienes estudiaron estas propiedades en relaves integrales depositados en laboratorio de forma que se simulara el grado de espesamiento de un relave de este tipo en terreno.

Debido a la falta de información experimental sobre este tipo de relaves, y el creciente uso de este tipo de material en la gran minería del cobre del país, la presente investigación estudia las propiedades dinámicas de los relaves espesados provenientes de una compañía minera de Chile. Adicionalmente, se calibró y efectuó un modelo numérico con las propiedades de estos relaves, modelo que permitió estudiar el empuje sobre el muro de confinamiento de uno de estos depósitos.

## 1.1. Objetivos

El primer objetivo de esta investigación fue determinar, mediante ensayos de laboratorio, las propiedades geotécnicas dinámicas asociadas tanto a licuación como a la degradación del módulo de corte y amortiguamiento de los relaves espesados de una mina en funcionamiento en Chile.

El segundo objetivo fue efectuar una modelación numérica en elementos finitos considerando los parámetros obtenidos experimentalmente, calibrando dos modelos constitutivos con el fin de evaluar el empuje dinámico sobre el muro de contención de un depósito de relaves, además de los desplazamientos sísmicos en el modelo.

## 1.2. Metodología

Se efectuaron ensayos triaxiales monótonos consolidados isotrópicamente tanto drenados como no-drenados para definir los parámetros de resistencia y deformación al corte, además de definir mediante las trayectorias drenadas y no drenadas la línea de estado último *LEU*, o estado crítico del material.

Para determinar la resistencia a la licuación del material, se efectuaron ensayos triaxiales cíclicos no drenados con razón de corte cíclico desde 0.16 a 0.30.

Respecto a los parámetros de módulo de corte y amortiguamiento, se realizaron ensayos de columna resonante, torsión cíclica y triaxial cíclico drenado a distintas amplitudes de carga controlada, de tal forma de poder construir las curvas de degradación del módulo de corte y de amortiguamiento en un amplio rango de deformaciones angulares.

Para todos los ensayos efectuados, las probetas ensayadas fueron fabricadas mediante el método de compactación húmeda (*wet tamping*) y consolidadas isotrópicamente y ensayadas con presiones de confinamiento de hasta 500 kPa.

Luego de determinar estos parámetros, se ajustaron los modelos constitutivos de *HS-Small* (Benz, 2006) y Mohr- Coulomb para estudiar numéricamente los empujes que estos relaves frente a eventos sísmicos producen sobre un muro de un depósito. Específicamente, con el modelo *HS-Small* se efectuó un modelo hidromecánico y su posterior análisis dinámico, mientras con el modelo de Mohr- Coulomb, se efectuó la metodología simplificada de Seed (1983) y Palma (2007) para evaluar el efecto de la licuación en el relave y considerar dicho efecto en un modelo dinámico; metodología ampliamente usada en la práctica chilena.

## **2. TECNOLOGÍA DE RELAVES ESPESADOS**

### **2.1. Historia de la tecnología relaves espesados**

En palabras simples, el espesamiento de relave consiste en sacar la mayor cantidad de agua del relave, previo a la depositación en los lugares de acopio. Los primeros intentos de implementar la tecnología de relaves espesados para depositación en un tranque fue en 1973 en la mina Kidd Creek Mine en Ontario, Canadá mediante un tipo de descarga central (Robinsky, 1978), pero no fue hasta 1995 que con la mejora de la tecnología de espesamiento de relave se logró obtener un relave espesado como los que existen en la actualidad (Jewell, 2006). En paralelo, gracias a las mismas mejoras en la tecnología de espesamiento, la minería de aluminio en la década de los 80 logró pasar de depósitos de relaves húmedos a depósitos secos. A partir de la experiencia de Kidd Creek Mine es que el concepto de depositar desechos mineros como fluidos espesos y de alta densidad se introdujo en la minería.

El desarrollo de la tecnología de los relaves espesados para tranques de relave corrió en paralelo con el desarrollo de esta tecnología para depósitos subterráneos de relave. En los depósitos subterráneos, debido al desgaste en el macizo rocoso que genera la explotación del yacimiento, se utiliza una mezcla del relave espesado con cemento y así generar una mezcla que rellene las galerías subterráneas, dándole un soporte adicional (Tariq & Yanfull, 2013). El desarrollo de esta tecnología comenzó en la década de los 70, adaptando los conocimientos de la industria del cemento a la mina Bad Grund Mine, Sajonia Baja, Alemania (Jewell, 2006).

### **2.2. Situación de la tecnología en la actualidad**

La aplicación de la técnica de los relaves espesados es posible en la actualidad debido a los avances técnicos en los equipos para producir y transportar relaves de alta densidad, de una manera práctica y con ventajas económicas que permiten a estos relaves ser una

alternativa para la minería (Jewell, 2006). La filosofía operacional de los depósitos que usan relaves espesados se basa en que los relaves puedan fluir a lo largo de la superficie la mayor distancia posible desde los puntos de descarga para evitar encarecer el sistema de depositación. Una mayor distancia entre el relave depositado y los puntos de descarga permite que se desarrollen mayores pendientes a lo largo del depósito, minimizando el tamaño de los muros del depósito y aumentando el uso efectivo de la cubeta. Este tipo de depósitos consta de pocos puntos de descarga, muros bajos y una casi nula laguna operacional.

El grado de espesamiento está limitado a la capacidad que tiene el sistema de bombeo para transportar el relave a lo largo de un tubería, más que por la capacidad de los espesadores. Un relave muy denso requiere sistemas de transporte con costos mayores (Bombas de desplazamiento positivo) que un relave de menor densidad (estaciones de bombas centrífugas) (Jewell, 2006). La Figura 2.1 y Figura 2.2 muestran dos ejemplos de depositación de relaves espesados y la consistencia asociada.



Figura 2.1. Ejemplos depositación relaves espesados: (Izquierda) Aughinish Alumina Irlanda - (Derecha) Bulyanhulu Tanzania (Jewell, 2006)

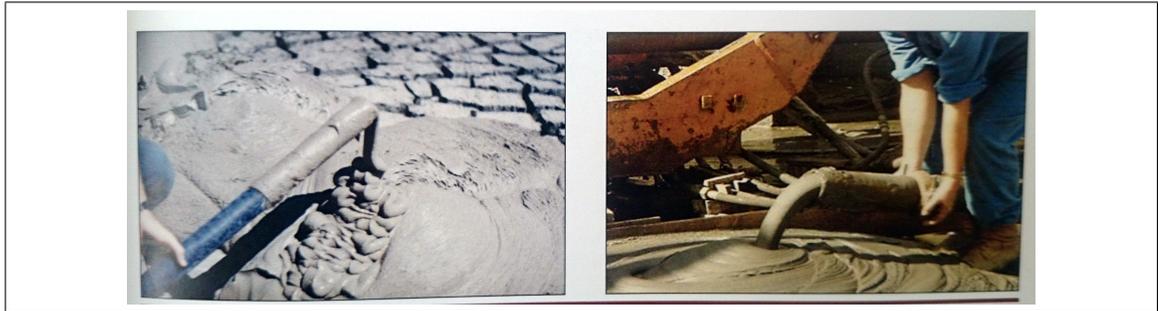


Figura 2.2. Ejemplo consistencia relaves espesados (Jewell, 2006)

Este tipo de relaves ha sido usado desde 1995 en minas de tamaño mediano alrededor del mundo. Chile cuenta con las siguientes experiencias en producción de relaves espesados (Galaz, 2011):

- Planta piloto Minera Collahuasi, I Región.
- Minera Esperanza, II Región.
- COEMIN, III Región.
- Planta Delta Ovalle, IV Región.
- Minera Las Cenizas, V Región.
- Minera Florida, Región Metropolitana.
- Minera El Toqui, XI Región.

### 2.3. Espesamiento de Relave

El objetivo de recuperar una mayor cantidad de agua del relave previo a su depositación en lugares de acopio se puede definir en términos técnicos, como la obtención de una alta concentración de sólidos  $C_p$  ( $C_p = \text{Peso sólidos} / \text{Peso sólidos} + \text{agua}$ ); lo cual se logra por sedimentación en equipos llamados Espesadores, dotados de aspas que remueven el material y permiten aumentar la eficiencia del proceso. Espesadores hay en una gran variedad

y se utilizan para concentrar mezclas sólido/líquido en varias fases de una operación minera, por lo que pueden encontrarse en varias ubicaciones dentro de una planta de procesos (Bedell et al, 2006).

Dentro del espesador, el proceso de espesamiento puede dividirse en una transición entre tres zonas. El comportamiento de cada zona es estudiado y medido durante ensayos y pueden afectar el dimensionamiento y tamaño de un espesador. Las tres fases son: 1) Sedimentación libre, en donde las partículas están lo suficientemente espaciadas para una sedimentación libre; 2) Sedimentación impedida, donde las partículas están restringidas a sedimentar como una masa a una tasa que es función de la concentración de sólidos, densidad y floculantes; y 3) Zona de compresión, donde la tasa de sedimentación está restringida a la sustentación de las partículas en el fondo del espesador y a la masa de partículas y fluido que se encuentran sobre ellas. La Figura 2.3, muestra un esquema de estas fases.

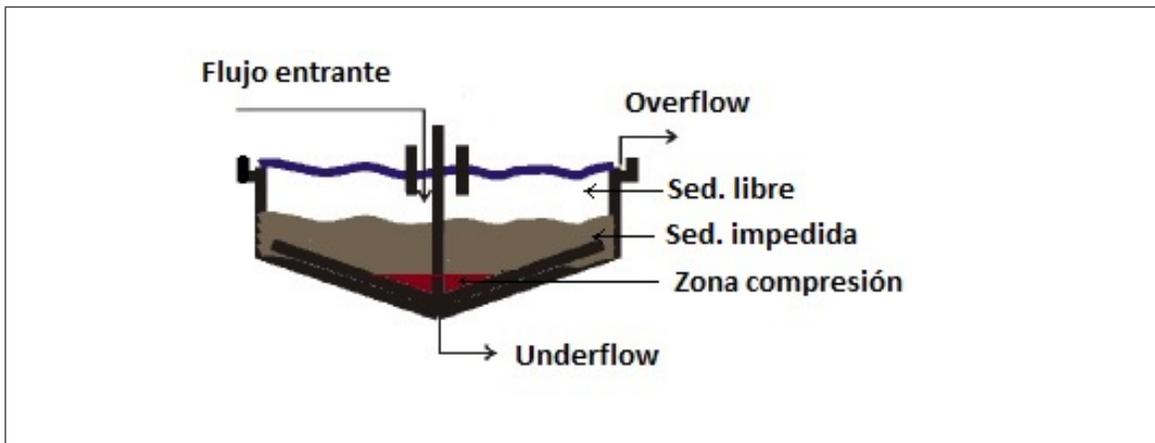


Figura 2.3. Fases de espesamiento

El proceso de espesamiento puede verse afectado por ciertas variables del fluido a espesar, algunas de las propiedades claves son las siguientes:

- Razón de masa entre fluido/sólido en el flujo entrante.
- Granulometría y forma de las partículas.

- Uso de floculantes.
- Viscosidad del fluido.
- Temperatura del proceso.
- Gravedad específica del fluido y los sólidos.

Muchas aplicaciones de espesamiento usan floculantes para acelerar el proceso de espesamiento y disminuir el tamaño de los espesadores. Los floculantes son polímeros orgánicos de alto peso molecular de origen sintético o natural que aceleran la sedimentación de los sólidos en suspensión, favoreciendo la atracción entre estas partículas (Bedell et al, 2006).

En el relave usado para esta investigación, no se encuentra disponible la información del tipo de floculante ocupado durante su procesamiento, pero sí que se usó floculante en su procesamiento.

### **2.3.1. Tipos de espesadores**

Existen múltiples tipos de espesadores en el mercado. Dependiendo de su estructura y forma de montaje pueden clasificarse como (Bedell et al, 2006):

- Espesadores elevados montados en puente, en los cuales el mecanismo rotor se encuentra montado sobre una estructura metálica.
- Espesadores elevados montados en columna, en los cuales el mecanismo rotor se encuentra montado sobre una columna.
- Espesadores tipo *Caisson*, los cuales su mecanismo rotor se encuentra montado sobre una columna, pero el espesador completo se encuentra apoyado sobre terreno, permitiendo mayores dimensiones.

La siguiente Figura 2.4 muestra estos tipos de espesadores.

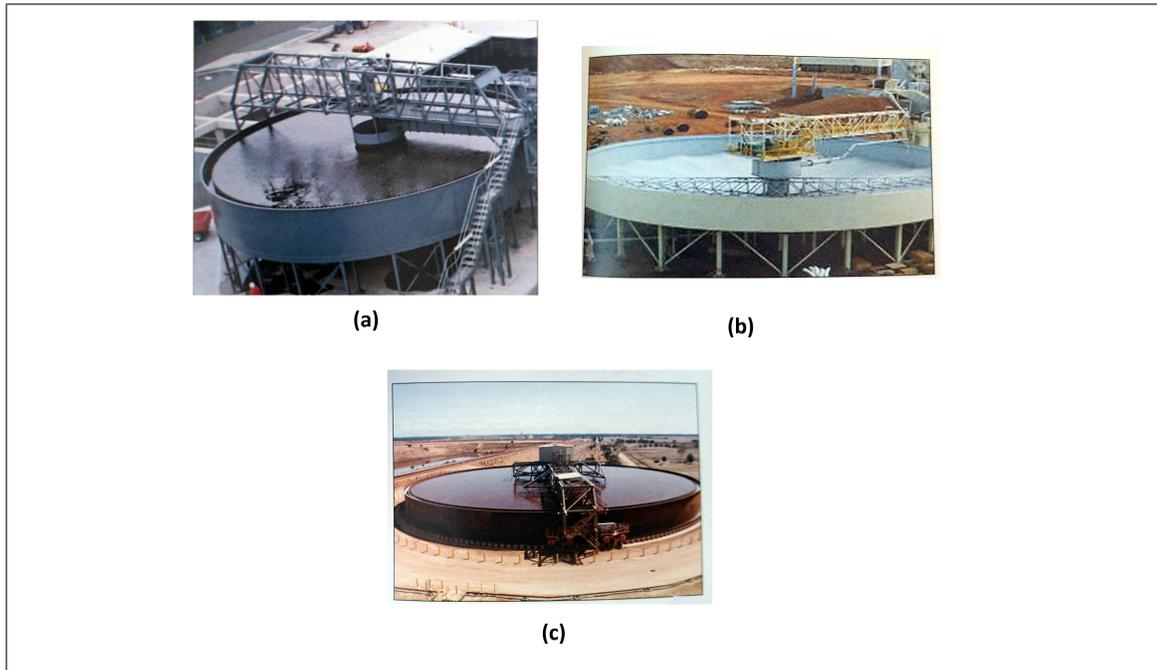


Figura 2.4. Tipos de espesadores: (a) Espesador elevado montado en puente - (b) Espesador elevado montados en columna - (c) Espesador tipo *Caisson* (Bedell et al, 2006)

Respecto al grado de espesamiento que un espesador puede alcanzar, estos se pueden clasificar en: convencionales (*conventionals*), de alta tasa (*high rate*), de ultra alta tasa (*ultra high rate*) y de ultra alta densidad (*ultra high density*). Los valores de tensión de corte o de porcentaje de sólidos que cada uno de estos espesadores logra alcanzar dependerá de las propiedades de la mezcla indicadas anteriormente. La Figura 2.5 muestra como la propiedad de tensión de corte del *underflow* aumenta dependiendo del tipo de espesador considerado.

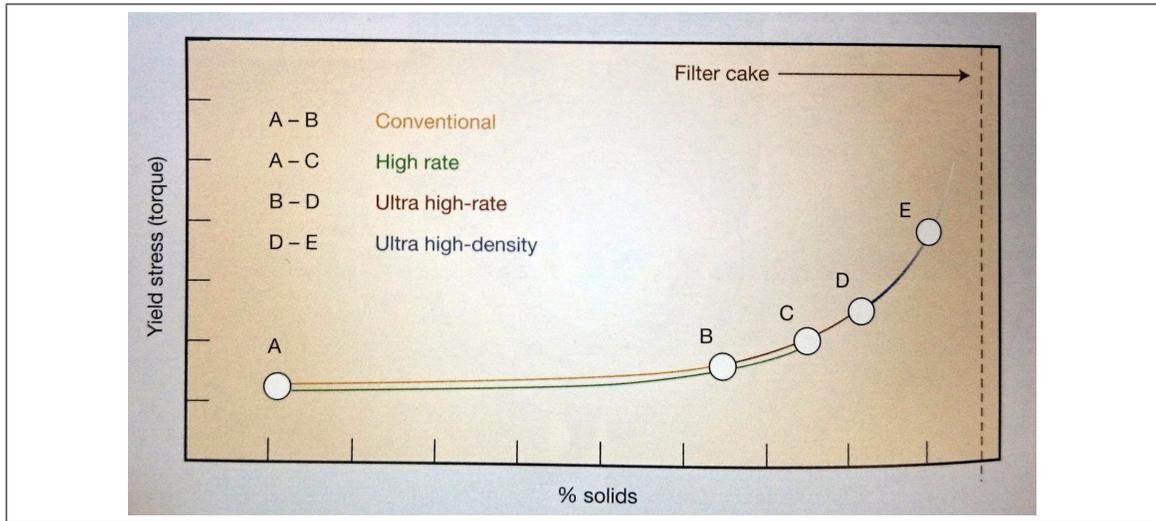


Figura 2.5. Tensión de corte según tipo de espesador (Bedell et al, 2006)

El tipo de espesador del cual proviene el relave de esta investigación corresponde a una batería de espesadores tipo *Caisson* de alta tasa *high rate*.

#### 2.4. Características entre relaves espesados y relaves convencionales

No existen rangos definidos para la tensión de corte, densidad depositada o porcentaje de sólidos que permitan clasificar un relave como espesado o como convencional debido a la alta variabilidad que estos parámetros pueden tener frente a factores como: la mineralogía del material, su reactividad al agua de proceso, su granulometría, entre otros. Jewell (2006) propuso el siguiente sistema para clasificar los relaves:

- Un rango de tensión de corte en el orden de 200 +/- 25 Pa (en el punto de descarga) se propone como transición entre un relave *slurry* y uno en pasta.
- El término *slurry* se aplica a un relave espesado que puede fluir una suficiente distancia desde el punto de descarga que permita la depositación a gran escala de relave en superficie.

- Relaves *slurry* pueden subdividirse según el grado de espesamiento en: bajo, medio, alto y muy alto.
- El término pasta puede ser en general aplicado a los relaves espesados de ultra alta densidad con bajas propiedades de fluidez y una apropiada viscosidad. Actualmente las pastas se preparan principalmente para relleno de minas subterráneas.
- La transición entre una pasta y un relave filtrado *cake* puede definirse como el punto en que el material cambia de una pasta "plástica" a un relave filtrado "semisólido". Esta transición es la que en algunos casos define la consistencia que una bomba de desplazamiento positivo puede transportar.

De acuerdo a la normativa chilena vigente (D.S 248 del Servicio Nacional de Geología y Minería, 2007), los relaves se clasifican de acuerdo al tipo de depósitos en donde se almacenan y la humedad del material al depositarse. Esta clasificación es la siguiente:

- Relaves espesados: depósito de relaves donde, previo a la depositación, son sometidos a un proceso de sedimentación, mediante espesadores, eliminándole una parte importante del agua que contienen. El depósito de relaves espesados deberá ser construido de tal forma que se impida que el relave fluya a otras áreas distintas a las del emplazamiento determinado y contar con un sistema de piscinas de recuperación del agua remanente.
- Relaves en pasta: depósito de relaves que presenta una situación intermedia entre el relave espesado y el relave filtrado, corresponde a una mezcla de relaves sólidos y agua entre 10 y 25% de agua que contiene partículas finas, menores de 20 micrones, en una concentración en peso superior al 15%, muy similar a una pulpa de alta densidad. Su depositación se efectúa en forma similar al relave filtrado, sin necesidad de compactación, poseyendo consistencia coloidal.
- Relaves filtrados: depósito de relaves donde, antes de ser depositados, son sometidos a un proceso de filtración, mediante equipos especiales de filtros, donde se

asegure que la humedad sea menor a un 20%. Deberá asegurarse que el relave así depositado no fluya a otras áreas distintas a las del emplazamiento determinado.

Autores chilenos han propuesto rangos para la concentración de sólidos  $C_p$  de los relaves espesados. Ferrer (2011) propuso un rango de porcentaje de sólidos para relaves de cobre chilenos: para convencionales entre 20% y 50%, y para espesados entre 50% y 75%. Galaz (2011) propone para los relaves espesados un rango entre 65% y 75%.

Las clasificaciones previamente citadas se basan en el parámetro de concentración de sólidos y en la tensión de corte. Estas clasificaciones no permiten dilucidar los parámetros geotécnicos de un relave convencional o espesado, por lo que la simple clasificación de un relave como espesado no necesariamente indica mejores propiedades que las de un relave convencional.

## **2.5. Ventajas y desventajas**

La tecnología de relaves espesados tiene beneficios económicos y ambientales que provienen principalmente de la reducción de agua en el relave, de la pendiente del relave una vez depositado y del aumento de densidad del relave almacenado. Entre estos beneficios podemos nombrar los siguientes (Warren & Briony, 2006):

- Aumento de la resistencia del material depositado, y por ende la seguridad estructural del depósito.
- Disminución del área del depósito.
- Disminución del agua dentro del depósito, lo que genera una disminución de las pérdidas de agua del depósito, tanto por infiltración, retención y evaporación.
- Menor tamaño de muros para los depósitos, lo que conlleva un menor requerimiento de material para su construcción y consecuentemente menores costos.

Respecto a las desventajas, es posible distinguir las siguientes (Jewell, 2006):

- Infraestructura para espesamiento es más costosa que para un relave convencional.
- El transporte de un fluido más denso requiere un sistema mayor de bombeo que para un relave convencional.
- El relave espesado genera una mayor abrasión en las tuberías por donde se transporta.

El conocimiento de las ventajas y desventajas de esta tecnología está limitada al poco tiempo de su uso en la industria de la gran minería en comparación con la tecnología del relave convencional.

Dentro de las incertidumbres que existen sobre este tipo de relaves se encuentra que los estudios de estabilidad sísmica de los depósitos de relaves espesados han utilizado propiedades dinámicas de relaves convencionales espesados artificialmente en laboratorio. Además, los modelos numéricos de dichos estudios se han basado en métodos simplificados para definir propiedades dinámicas del relave (et al., 2007). Para un estudio de estabilidad dinámico más acabado se requiere conocer las propiedades de un tipo de relave espesado de las mismas características que el que se deposita en terreno. Esta investigación aborda el estudio de las propiedades dinámicas de este tipo de relaves, así como el desarrollo de un modelo numérico dinámico que considere dichas propiedades y su respectiva comparación con los métodos simplificados indicados anteriormente.

### 3. COMPORTAMIENTO MONÓTONO RELAVES ESPESADOS

#### 3.1. Definiciones preliminares, estado último y transformación de fase

El comportamiento de un suelo bajo cargas de corte monótonas no-drenadas queda definido por tres regiones en el plano  $e-p'$ . Esta definición ha sido producto de numerosos estudios, entre los cuales se puede citar a (Casagrande, 1940); (Seed & Lee, 1966); (K. Ishihara, 1985); (Mohamad & Dobry, 1986); (Poorooshab, 1989); (Yamamuro & Lade, 1966); (Alarcon-Guzman, 1998); (Verdugo & Ishihara, 1996), entre otros. Este comportamiento se esquematiza en la Figura 3.1.

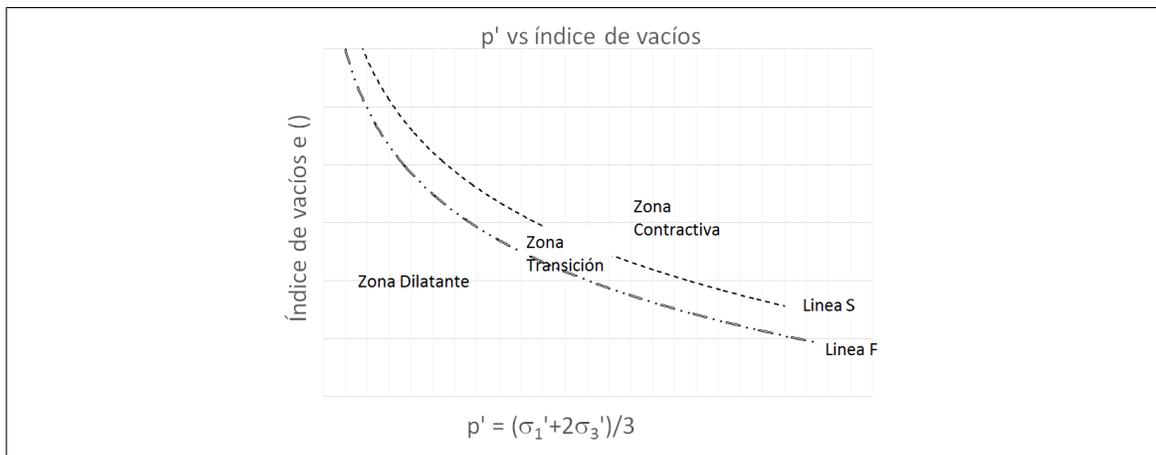


Figura 3.1. Comportamiento monótono no-drenado plano  $e-p'$

Las trayectorias no-drenadas implican un índice de vacíos constante en el suelo, por ende una trayectoria horizontal entre la "Zona Contractiva y la Zona Dilatante" del plano  $e$  vs  $p'$ . La Figura 3.1 describe la existencia una región en que el suelo se comporta contractivamente hasta la ruptura, lo que se observa en la "Zona Contractiva". En esta zona, las trayectorias de tensiones alcanzan el estado peak de tensión de corte a baja deformación, para luego reducir resistencia y estabilizarse en torno a la resistencia última o residual. Esta resistencia define una línea única en los planos  $e-p'$  y  $q-p'$ , llamada línea de estado

último *LEU* o estado crítico (Seed & Lee, 1966), la que se observa en la "línea F" de la Figura 3.1.

Poorooshasb (1989) estableció que esta definición de estado último coincide con la dada por Casagrande (1940) como línea de estado crítico. Casagrande definió que ocurre este estado crítico bajo las siguientes condiciones:

- En condición no-drenada, debe ocurrir que las tensiones efectivas y la presión de poros sean constantes a grandes deformaciones de corte.
- En condición drenada, debe ocurrir que el índice de vacíos y las tensiones de corte y normales sean constantes a medida que aumenta la deformación de corte.

Adicionalmente a la región en que el suelo se comporta contractivamente, "Zona Contractiva", existe una zona de transición en que el suelo alcanza un valor mínimo de resistencia para luego dilatar y moverse a la derecha en el plano  $q-p'$ , estabilizando su resistencia en torno a la línea de estado último del material, "Zona Transición" de la Figura 3.1. Existe una tercera zona, "Zona Dilatante", en la que ocurre únicamente dilatación. Ishihara y Yasuda (1975) definieron el punto en donde se pasa de comportamiento contractivo a dilatante como transformación de fase o *phase transformation*.

Las tres zonas de comportamiento monótono, "Zona Contractiva", "Zona Dilatante" y "Zona Transición": se representan en el plano  $e-p'$  como se observa en la Figura 3.1, en donde las fronteras entre estas zonas están delimitadas por las líneas "F Line" y "S Line". Según estas líneas, las cuales son únicas para un determinado suelo (Yamamuro & Lade, 1966); y dependiendo de las condiciones iniciales de confinamiento efectivo y de índice de vacíos post consolidación que tenga un suelo previo a la sollicitación de corte, es como un suelo se comportará frente a dicha sollicitación.

### **3.2. Revisión de información publicada sobre comportamiento monótono de relaves espesados**

En el curso del presente trabajo no se han encontrado ensayos publicados sobre muestras inalteradas obtenidas de este tipo de relaves. Los trabajos efectuados consisten en ensayos a probetas remoldeadas o fabricadas de las siguientes formas:

- Simulando la depositación del relave al porcentaje de sólidos que se espera de un relave espesado en terreno, depositando este relave en recipientes con posibilidad de drenaje y tallado posterior de probetas.
- Reconstituyendo la densidad seca del relave espesado en terreno en probetas compactadas manualmente.

Palma (2007), ensayó probetas de relaves espesados de cobre simulando una depositación con un porcentaje de sólidos de 67%, secadas al aire y talladas cuando la humedad de la muestra lo permitiera (22%) para ensayos monótonos; y secadas hasta la humedad de contracción para ensayos cíclicos.

Además, se efectuaron una serie de triaxiales CIU y CID para las probetas secadas al aire y resaturadas, incluyendo ensayos CID a probetas parcialmente saturadas, con aproximadamente un 11% de saturación. Las siguientes Tabla 3.1 y Figura 3.2 muestran las propiedades índice de los relaves ensayados y los resultados de los ensayos triaxiales CID CIU respectivamente.

Tabla 3.1. Propiedades índice relaves espesados (et al., 2007)

Tamaño máximo de partículas	2.00 mm
Porcentaje de finos (< 0.074 mm)	68%
$D_{50}$	0.012 mm
Porcentaje material bajo 0.001 mm	< 10%
Peso específico	2.83
$\gamma_{dmax}$ Proctor modificado	1.93 ton/m <sup>3</sup>
$\omega_{optimo}$ Proctor modificado	13.3%
$\gamma_{dmin}$	0.98 ton/m <sup>3</sup>
$\gamma_d$ límite de contracción	1.70 ton/m <sup>3</sup>
$\omega$ límite de contracción	17%
Clasificación USCS	ML (limo arenoso de baja plasticidad)

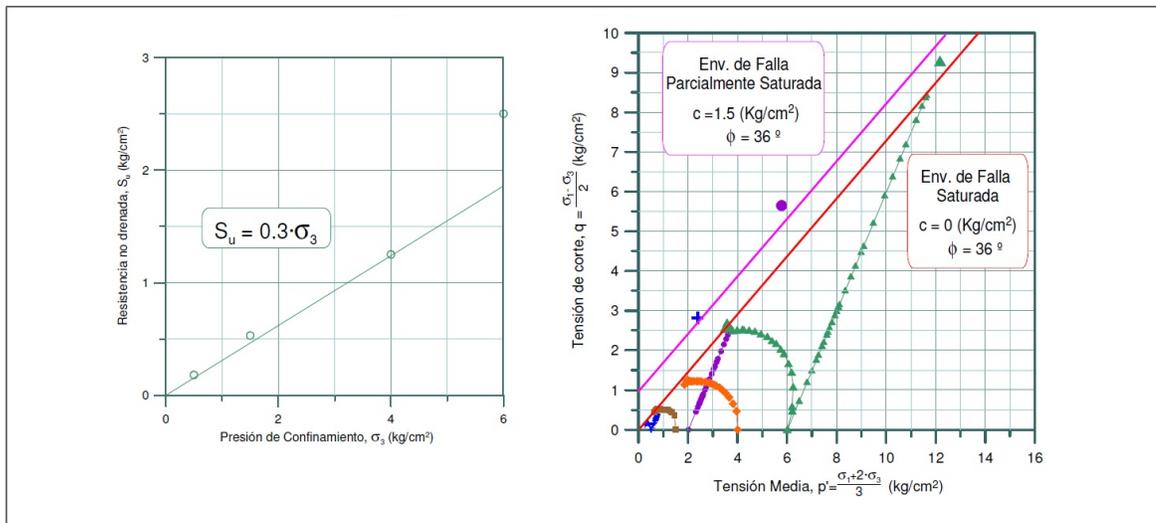


Figura 3.2. Resultados ensayos triaxiales monótonos relaves espesados (et al., 2007)

Los resultados de los ensayos muestran una envolvente de falla para condiciones saturadas de  $\phi = 36^\circ$  y cohesión nula con una resistencia no drenada  $S_u = 0.3\sigma_3'$ . Los resultados de los ensayos parcialmente saturados muestran una resistencia para la condición de saturación parcial respecto a la saturación total, con una envolvente de falla de  $\phi = 36^\circ$  y cohesión  $c = 1.50 \text{ kgf/cm}^2$ .

Cifuentes (2007) y Santos (2011) ensayaron relaves provenientes del tranque de relaves Ovejería (relave de cobre), ubicado en la Región Metropolitana, Chile. Ambos fabricaron probetas mediante una depositación de relaves sobre una caja de acrílico a un porcentaje de sólidos cercano al 70% y posterior secado al aire, tallando las probetas cuando la humedad del relave lo permitiera (4%). La siguiente Tabla 3.2 y Figura 3.3 muestran las propiedades índice de los relaves ensayados y la granulometría del relave en profundidad en la caja de fabricación de las muestras secadas.

Tabla 3.2. Propiedades índice relaves espesados (Santos, 2011)

Tamaño máximo de partículas	0.60 mm
Porcentaje de finos (< 0.074 mm)	55%
$D_{50}$	0.045 mm
Porcentaje material bajo 0.002 mm	10%
Límite líquido	18
Límite plástico	no plástico
Peso específico	2.78
$\gamma_{dmax}$ Proctor modificado	2.107 ton/m <sup>3</sup>
$\omega_{optimo}$ Proctor modificado	9.7%
$\gamma_d$ límite de contracción	1.82 ton/m <sup>3</sup>
$\omega$ límite de contracción	12%
Clasificación USCS	ML (limo arenoso de baja plasticidad)

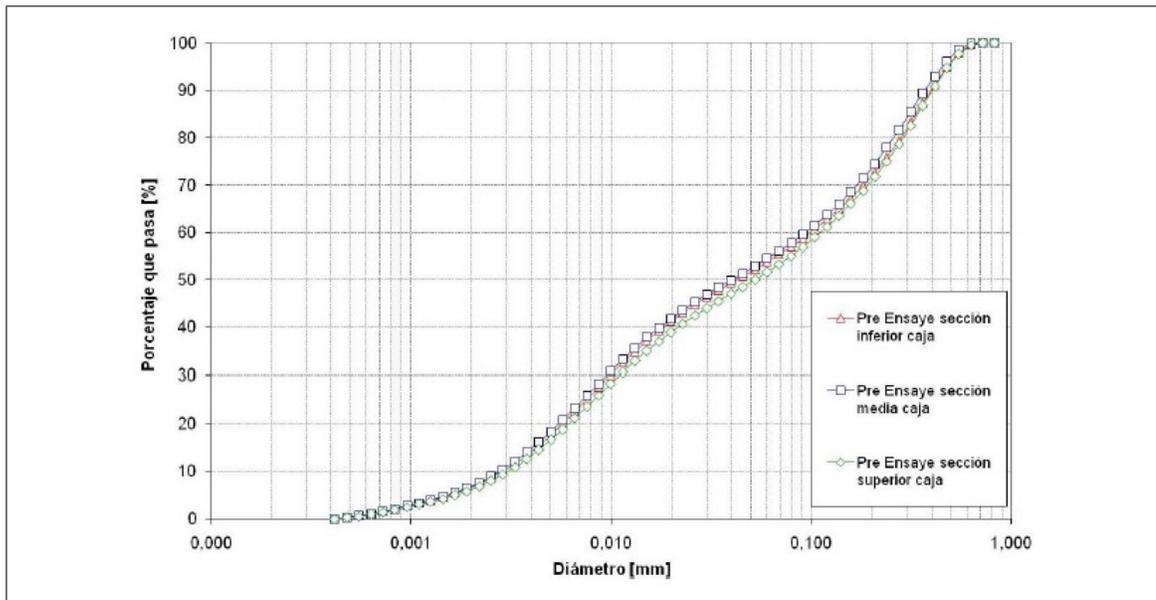


Figura 3.3. Granulometría relaves espesados (Santos, 2011)

Santos (2011) efectuó ensayos triaxiales CIU a estos relaves secados y resaturados en un rango de presiones de confinamiento que abarcaba el rango ensayado por Cifuentes (2007). Adicionalmente, Santos (2011) realizó ensayos CIU a probetas fabricadas tipo *slurry*, las cuales fueron construidas preparando una mezcla de relave con el mismo porcentaje de sólidos de 70% y depositando el relave directamente sobre el molde de una probeta montado en la cámara del equipo triaxial.

Los resultados mostraron que para ambos métodos de preparación de probetas, el relave espesado se comporta contractivamente en todo el rango de presiones de confinamiento ensayadas, además que la resistencia no-drenada para ambos casos no presenta diferencias significativas, siendo para el relave secado de  $S_u = 0.37\sigma_3'$  y para el relave tipo *slurry* de  $S_u = 0.33\sigma_3'$ . Las Figura 3.4, Figura 3.5 y Figura 3.6 muestran los resultados de los ensayos triaxiales CIU efectuados.

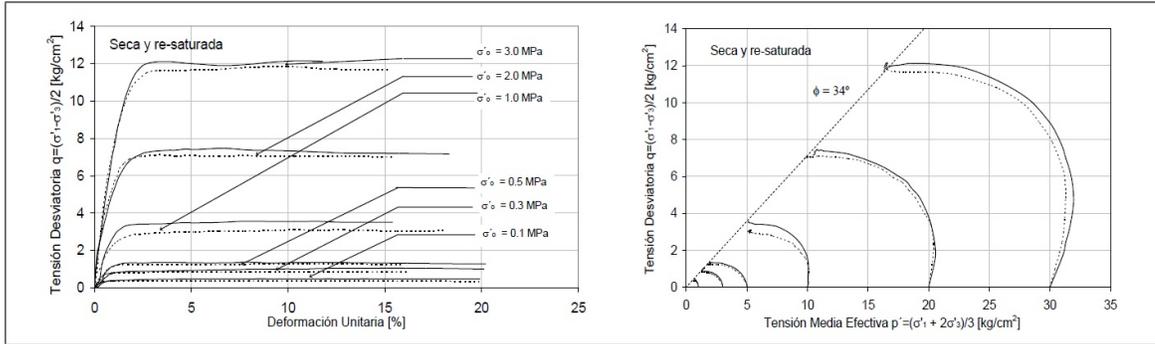


Figura 3.4. Resultados ensayos triaxiales CIU relaves espesados probetas secadas (Santos, 2011)

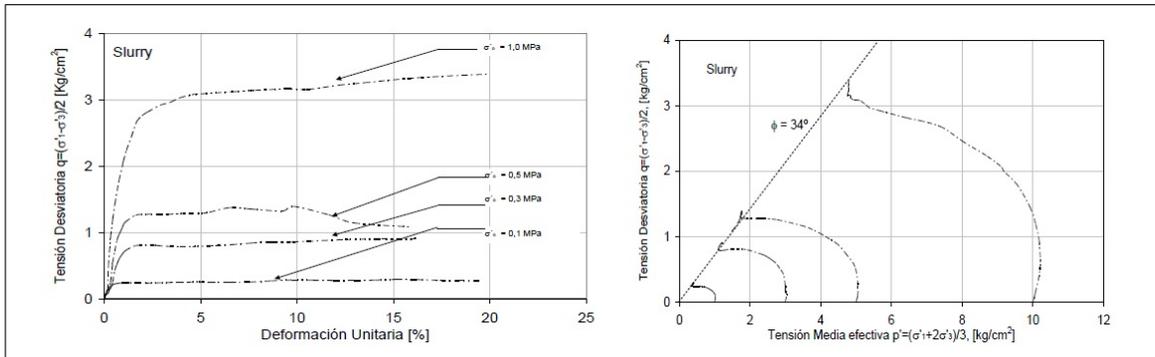


Figura 3.5. Resultados ensayos triaxiales CIU relaves espesados probetas slurry (Santos, 2011)

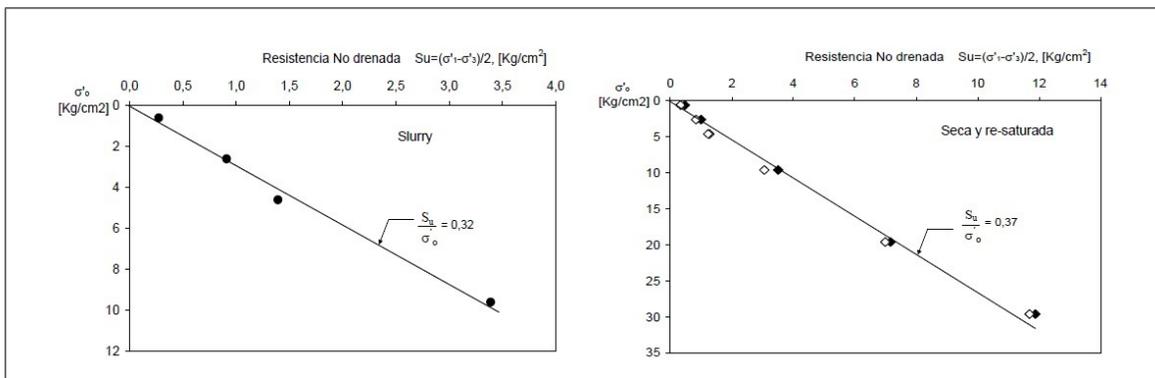


Figura 3.6. Resistencia no drenada relaves espesados probetas secadas y slurry (Santos, 2011)

Respecto a experiencias internacionales sobre ensayos a relaves espesados, podemos citar los ensayos de corte simple no-drenados efectuados por Sedalinova (2014) a relaves espesados proveniente de una mina de oro en Tanzania. Sedalinova fabricó dos tipos probetas de relave espesado a un porcentaje de sólidos de 70%, un tipo mediante una metodología similar de secado de muestra en caja de acrílico mencionada por (Santos, 2011); y el otro mediante fabricación tipo *slurry*. La siguiente Tabla 3.3 muestra las propiedades índice de estos relaves:

Tabla 3.3. Propiedades índice relaves espesados (Seidalinova, 2014)

Tamaño máximo de partículas	0.20 mm
Porcentaje de finos (< 0.074 mm)	43%
$D_{50}$	0.015 mm
Porcentaje material bajo 0.002 mm	25%
Límite líquido	22.5
Límite plástico	20
Peso específico	2.89
Clasificación USCS	ML (limo arenoso de baja plasticidad)

Los ensayos efectuados fueron corte simple no-drenado en un rango variado de tensiones de confinamiento e isotrópicamente consolidados para los dos tipos de probetas. Adicionalmente para las probetas tipo *slurry*, se ensayaron bajo distintas razones de sobreconsolidación (*over consolidation ratio OCR*). Los resultados indicaron que para una misma razón de sobreconsolidación, la línea de transformación de fase y de estado último son similares, pero las resistencia no-drenadas varían, siendo mayores para las probetas secadas. Para los ensayos a distintas razones de sobreconsolidación, se observó que a mayor razón de sobreconsolidación, la resistencia no-drenada aumenta. Las Figura 3.7 y Figura 3.8 muestran el detalle de estos resultados.

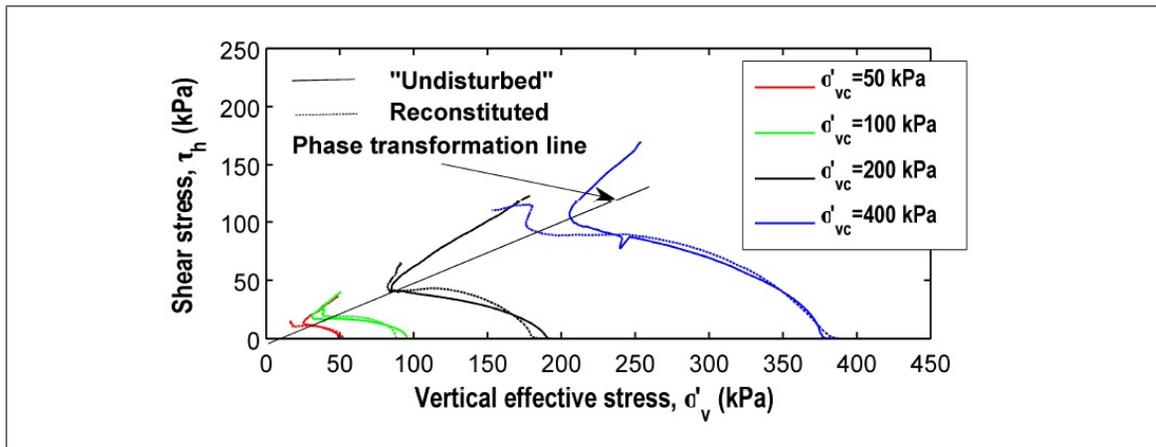


Figura 3.7. Resultados ensayo corte simple no drenado relaves espesados probetas secadas (*undisturbed*) y slurry (*reconstituted*) (Seidalinova, 2014)

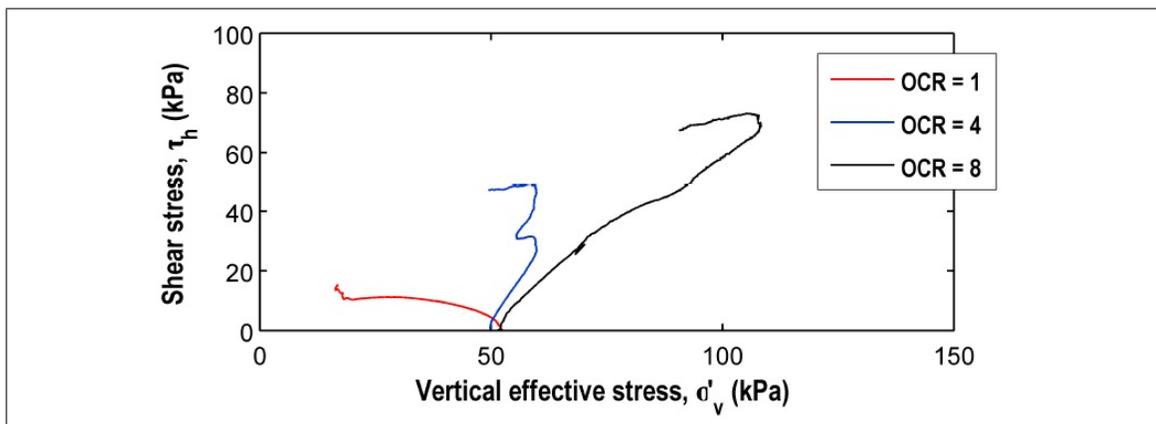


Figura 3.8. Resultados ensayo corte simple no drenado relaves espesados slurry a distintos OCR (Seidalinova, 2014)

Otra experiencia realizada fue la publicada por McPhail (2004). En 2004 la mina Osbourne, un yacimiento subterráneo de oro y cobre ubicado en Queensland, Australia, se realizó una prueba de descarga central de relave espesado en una cancha en superficie. La prueba consistió en un punto de descarga central de relave espesado a una concentración de sólidos de en promedio 72%. La siguientes figuras 3.9 muestra una sección tipo de la cancha de prueba

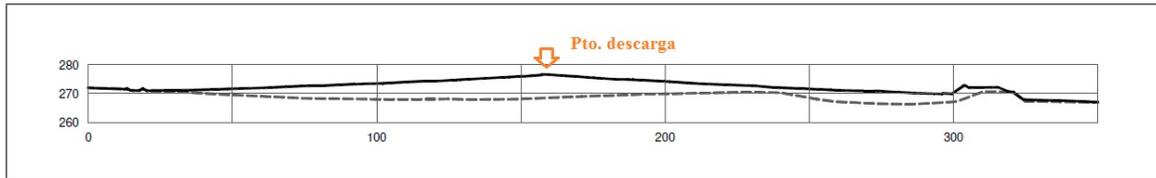


Figura 3.9. Sección cancha de prueba descarga central relave espesado (McPhail et al, 2004)

La descarga de relave alcanzó una pendiente de depositación cercana al 4% y una densidad insitu de  $2.2 \text{ ton/m}^3$ , densidad explicada por una alta concentración de hierro en el relave. A lo largo de la playa de relave se tomaron muestras superficiales de relave, las cuales fueron compactadas mediante el método *wet-tamping* y a una densidad indicada como "suelta" representativa de una condición promedio de densidad in-situ durante la operación del depósito, a las cuales se les realizaron ensayos CIU. La Tabla 3.4 muestra las propiedades índice de los relaves y la Figura 3.10 los resultados de los ensayos CIU.

Tabla 3.4. Propiedades índice relaves espesados (McPhail et al, 2004)

Tamaño máximo de partículas	2.00 mm
Porcentaje de finos (< 0.074 mm)	< 10%
$D_{50}$	0.07 mm
Porcentaje material bajo 0.002 mm	5%
Peso específico	promedio 3.5 (presencia de hierro)

Los resultados de los ensayos CIU arrojan una fuerte contractancia, con una resistencia no drenada estimada de  $S_u = 0.06\sigma_3'$ , valor asociado a la densidad "suelta" indicada anteriormente.

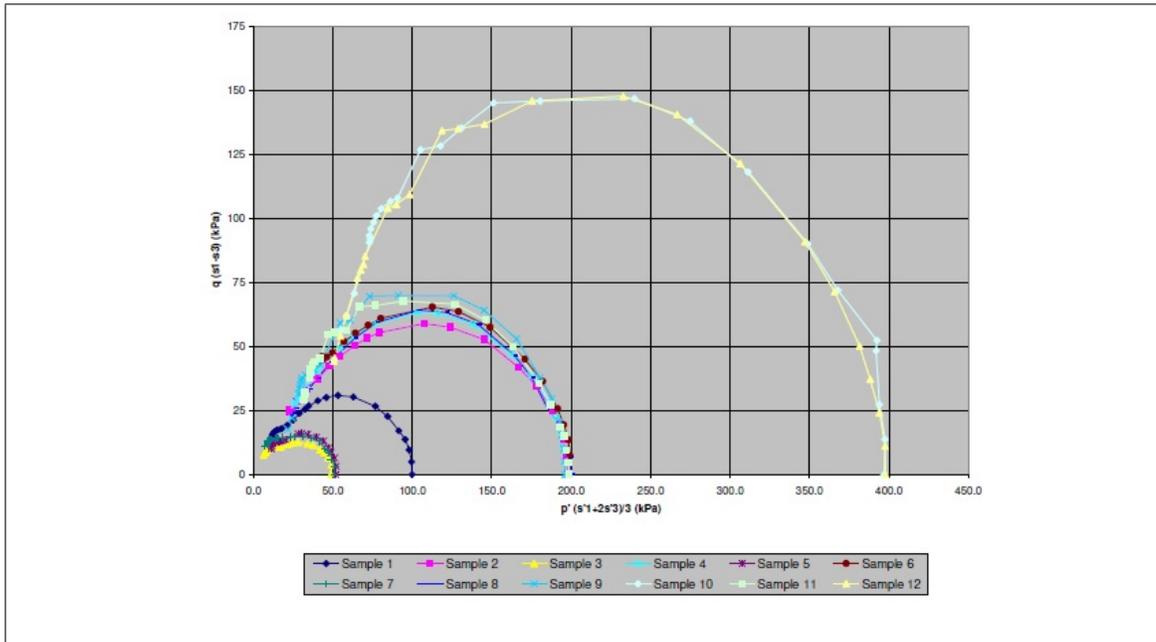


Figura 3.10. Resultados ensayos triaxiales CIU relaves espesados densidad "suelta" (McPhail et al, 2004)

## 4. COMPORTAMIENTO CÍCLICO NO-DRENADO RELAVES ESPESADOS

### 4.1. Definiciones preliminares, licuación, falla de flujo y movilidad cíclica

El término licuación o *licuefacción*, ha sido históricamente usado en conjunto con una gran variedad de fenómenos que involucran deformaciones del suelo causadas por sollicitaciones monotónicas, transientes o repetitivas de suelos saturados no plásticos bajo condiciones no-drenadas. La generación de exceso de presión de poros bajo cargas en condición no-drenada es la marca de todo fenómeno de licuación. La tendencia a densificar de un suelo seco relativamente suelto bajo condiciones de carga estática o cíclica es bien sabida. Cuando los suelos están saturados, la sollicitaciones dinámicas ocurren bajo condiciones no drenadas, lo que produce que la tendencia a densificar del suelo genere un exceso de presión de poros y subsecuentemente disminuyan las tensiones efectivas (Kramer, 1996).

Ishihara (1996) menciona que el fenómeno de licuación puede ser estudiado en una serie de aparatos que permiten representar una sollicitación dinámica en una masa de suelo. Estos equipos son:

- Aparato de ensayo triaxial.
- Aparato de corte simple.
- Aparato de corte torsional.

En la actualidad, la mayor cantidad de estudios sobre licuación se han efectuado usando el equipo de ensayo triaxial. Fueron Seed y Lee (1966) quienes comenzaron con los estudios de licuación en arenas usando un aparato triaxial dinámico. Estos primeros trabajos consistieron en ensayos de probetas de arena isotrópicamente consolidadas y ensayadas en condiciones no-drenadas con ciclos de carga-descarga constantes. Esto crea un esfuerzo de corte que cambia de dirección en el plano de  $45^\circ$  de la probeta, simulando los cambios de dirección sucesivos que sufre el suelo en un movimiento sísmico (Santos,

2011). La siguiente Figura 4.1 muestra un esquema de los estados tensionales de una probeta en un ensayo triaxial cíclico.

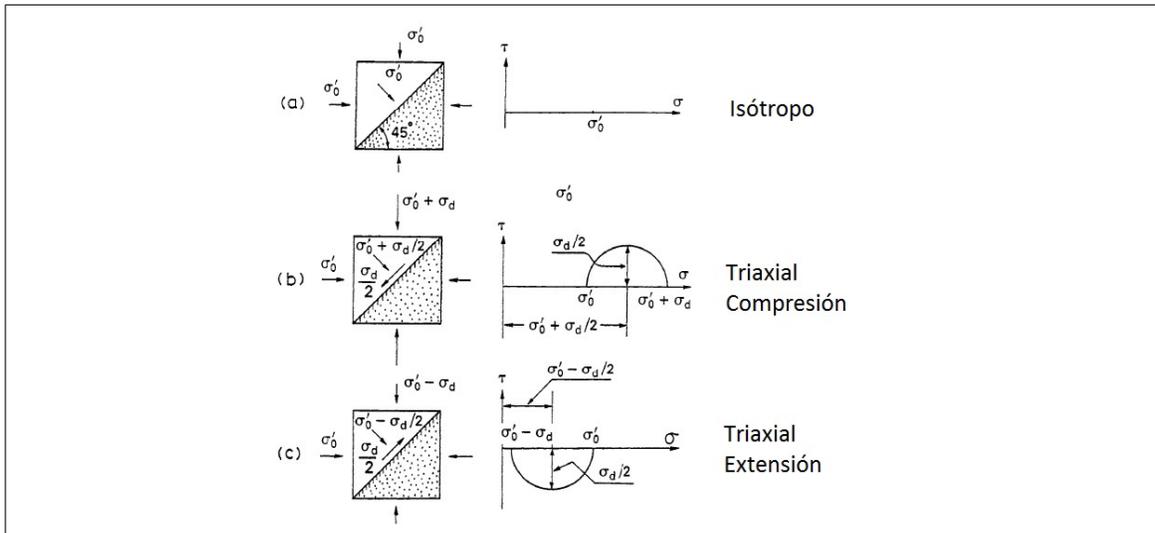


Figura 4.1. Estados tensionales en una probeta durante un ensayo triaxial cíclico (Ishihara, 1996)

Durante un ensayo triaxial, la "falla por licuación" se define usualmente como el punto en que el exceso de presión de poros se iguala al confinamiento efectivo de la probeta, o cuando la amplitud de deformación axial por carga cíclica llega a un valor límite, usualmente de 5% ó 10% en doble amplitud.

Los ensayos de laboratorio muestran el número de ciclos de carga que se requieren para la falla de licuación. El número de ciclos disminuye a medida que aumenta la razón de corte cíclico y la densidad de preparación disminuye. Mientras la falla de licuación puede ocurrir sólo con unos pocos ciclos de gran amplitud en probetas sueltas, cientos de ciclos de baja amplitud pueden ser necesarios para que una probeta densa licúe. La relación entre densidad, ciclos para licuar y razón de la corte cíclico se pueden observar en las curvas de resistencia cíclica de laboratorio. La Figura 4.2 muestra una curva típica de resistencia cíclica de una arena (Kramer, 1996).

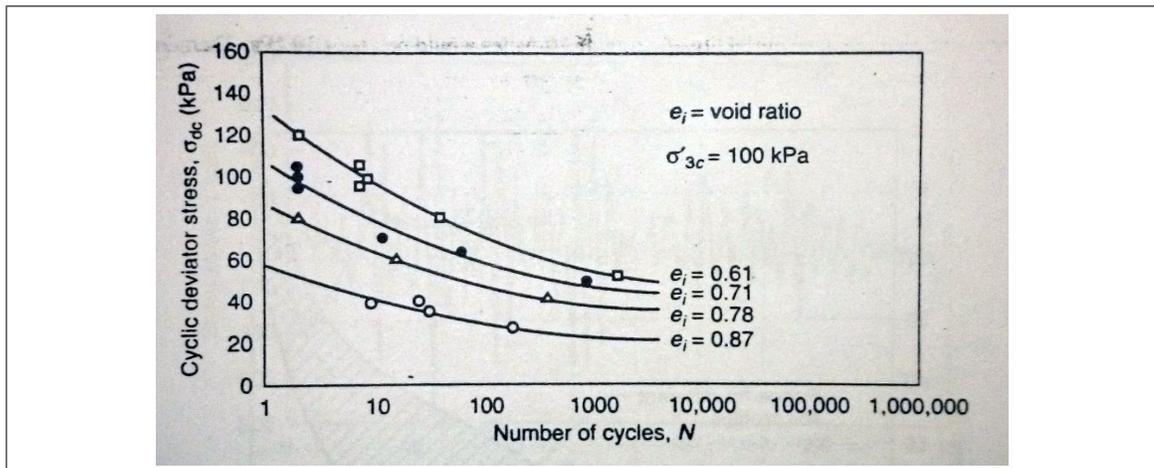


Figura 4.2. Resistencia cíclica arena del río San Francisco (Kramer, 1996)

Un elemento de suelo frente a un carga sísmica puede producir dos comportamientos en condición no-drenada: movilidad cíclica o falla de flujo (Casagrande, 1975).

La movilidad cíclica corresponde a una disminución de rigidez, pero no de resistencia. Se alcanza la condición de 100% de exceso de presión de poros puntualmente, pero luego el suelo dilata y recupera su resistencia, permitiendo grandes deformaciones.

Por otro lado, la falla de flujo puede producir los más dramáticos efectos y severas inestabilidades relacionados con el fenómeno de licuación (Kramer, 1996). Este fenómeno se refiere a una pérdida de la resistencia del material. Para que ocurra, debe pasar que la resistencia no drenada  $S_{us}$  sea mayor que el corte estático, que se define como el esfuerzo de corte in-situ en la masa de suelo posterior a la sollicitación sísmica. Si este esfuerzo es mayor que la resistencia  $S_{us}$ , se pierde el equilibrio de la masa de suelo y se genera un deslizamiento.

#### 4.2. Revisión información publicada sobre comportamiento cíclico no-drenado relaves espesados

Numerosos autores han estudiado los factores que afectan la resistencia a la licuación de una masa de suelo. Entre estos factores se encuentran:

- Presión de confinamiento (Vaid et al, 2001).
- Grado de consolidación anisotrópica del suelo (Seed et al, 1983).
- Densidad relativa (Viertel, 2003).
- Cantidad de finos y plasticidad (Troncoso & Verdugo, 1985).
- Entre otros.

De igual forma que lo indicado en el apartado 3.2, no existen a la fecha ensayos efectuados en muestras inalteradas obtenidas de depósitos de relaves espesados; solamente se han efectuado ensayos sobre probetas reconstituidas mediante compactación o simulando la depositación en recipientes drenantes.

Palma (2007) efectuó ensayos triaxiales cíclicos no-drenados a muestras de relave secadas y resaturadas con porcentaje de sólidos de 67% mediante el procedimiento explicado en el apartado 3.2 y de propiedades indicadas en la Tabla 3.1. Estos ensayos se efectuaron a confinamientos efectivos de 1 kg/cm<sup>2</sup> y 5 kg/cm<sup>2</sup> y en condiciones isotrópicas y anisotrópicas con un factor de  $k_c$  de 1.5. Los resultados de estos ensayos se observan en la Figura 4.3.

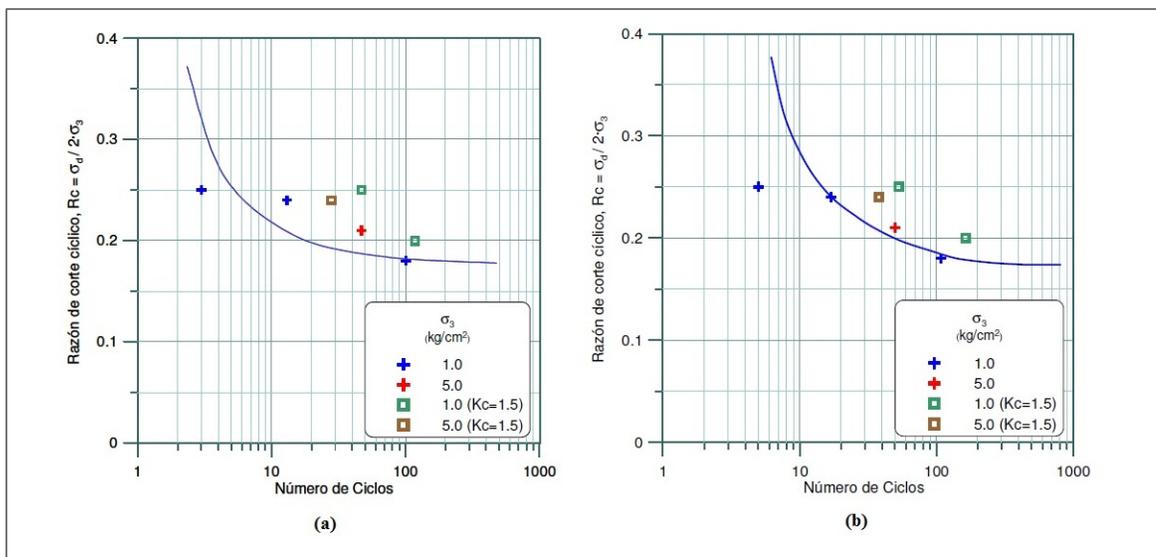


Figura 4.3. Resistencia cíclica relaves espesados: (a) Resistencia considerando D.A 5% - (b) Resistencia considerando D.A 10% (et al., 2007)

De los resultados se desprende que para los rangos de presiones ensayadas, no existe diferencias en la resistencia cíclica por una variación en la presión de confinamiento, pero que, en presencia de anisotropía (corte estático inicial), la resistencia cíclica aumenta.

Considerando un número de ciclos equivalentes de 30 y considerando el criterio de licuación de 10% de deformación axial en doble amplitud (D.A.), se observa que la resistencia cíclica, o razón de corte cíclico en inglés *cyclic stress ratio CSR* =  $\sigma_d/2\sigma'_3$ , corresponde a 0.23.

Santos (2011) efectuó ensayos triaxiales cíclicos no-drenados a los relaves espesados (porcentaje de sólidos 70%) indicados en el apartado 3.2 y con las propiedades indicadas en la Tabla 3.2 y la Figura 3.3. Santos (2011) estudió la resistencia cíclica de las probetas secas y resaturadas en un rango de presiones de confinamiento entre 1 kg/cm<sup>2</sup> y 30 kg/cm<sup>2</sup>, y la resistencia de las probetas tipo *slurry* a presiones de confinamiento de 1 kg/cm<sup>2</sup> y 5 kg/cm<sup>2</sup>. Los resultados de estos ensayos se observan en las siguientes Figura 4.4 y Figura 4.5.

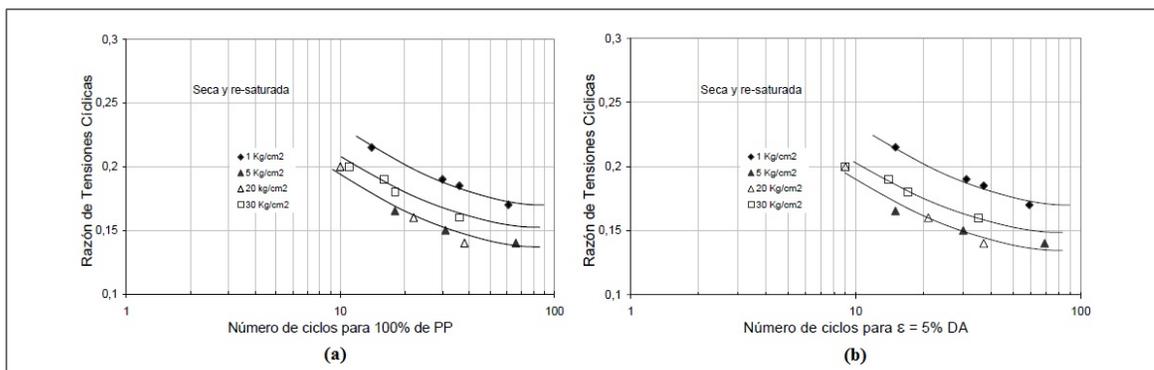


Figura 4.4. Resistencia cíclica relaves espesados probetas secadas: (a) Resistencia considerando 100 % presión de poros - (b) Resistencia considerando D.A 5% (Santos, 2011)

Los resultados mostraron que a diferencia de lo publicado para arenas (Ishihara, 1996), la resistencia cíclica no disminuye a medida que la presión de confinamiento aumenta a partir de cierto rango de confinamiento (aprox. 5 kg/cm<sup>2</sup> para los datos de Santos), aún cuando algo se recupera para 30 kg/cm<sup>2</sup>; y que comparando los dos tipos de preparación

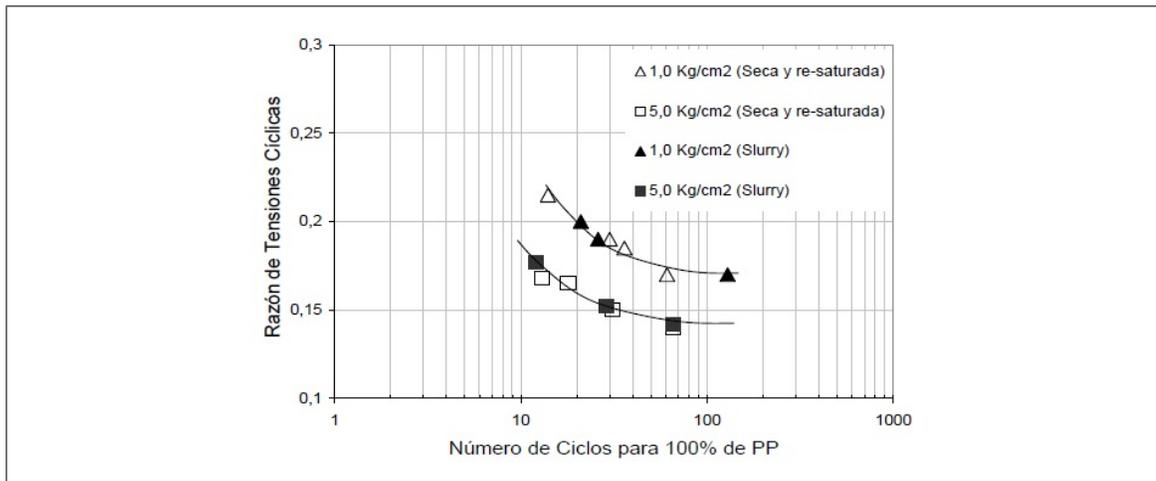


Figura 4.5. Resistencia cíclica relaves espesados probetas secadas y slurry (Santos, 2011)

de probetas de relave espesado, secadas y *slurry*, no existen diferencias en la resistencia cíclica no drenada al  $\sigma'_3$  usado.

Sedalinova (2014) efectuó ensayos de corte simple cíclico no drenado a probetas tipo *slurry* de relave espesado con un porcentaje de sólidos de 70% y propiedades según se indica en la Tabla 3.3. Sedalinova (2014) ensayó estas probetas a una misma presión de confinamiento efectivo de 50 kPa, y estudió el efecto la razón de sobreconsolidación sobre la resistencia cíclica no drenada del relave. Los resultados de estos ensayos se observan la Figura 4.6 y la Figura 4.7.

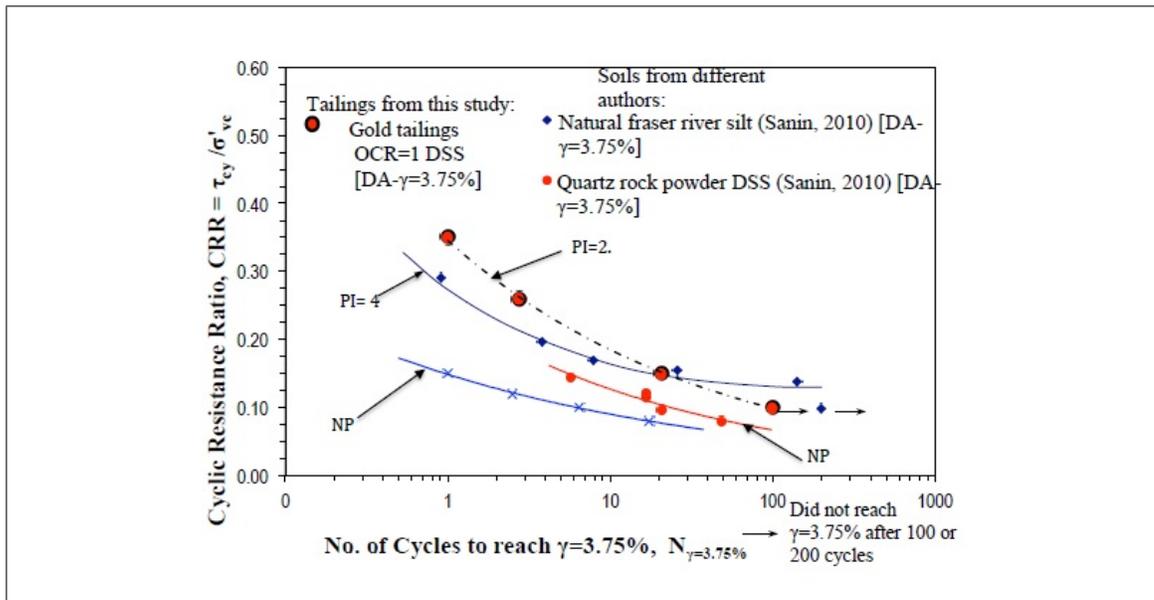


Figura 4.6. Resistencia cíclica relaves espesados probetas slurry considerando un confinamiento efectivo de 50 kPa (Seidalinova, 2014)

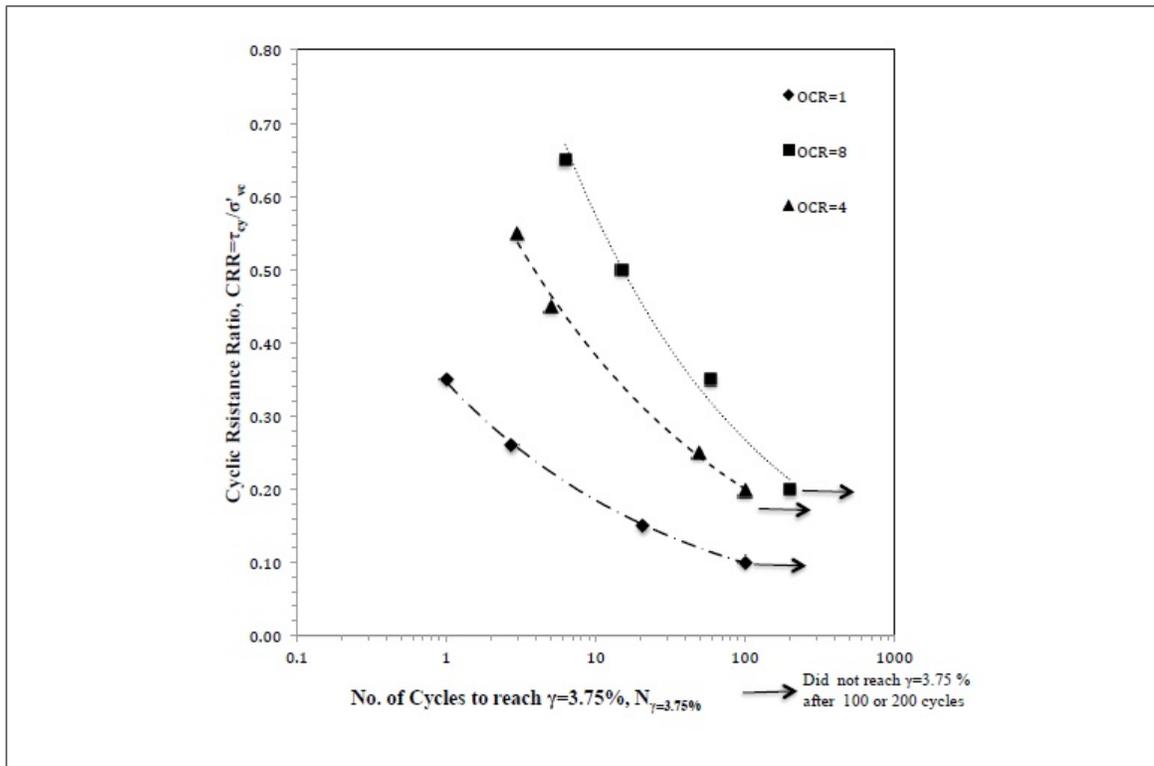


Figura 4.7. Resistencia cíclica relaves espesados probetas slurry según OCR (Seidalinova, 2014)

De los resultados se desprende que para un confinamiento efectivo de 50 kPa y un criterio de deformación angular admisible de 3.75% en doble amplitud, la razón de corte cíclico *CSR* equivalente a 30 ciclos corresponde a 0.27. Además se puede observar que a medida que aumenta la razón de sobreconsolidación *OCR*, la resistencia cíclica aumenta.

## 5. COMPORTAMIENTO CÍCLICO DRENADO RELAVES ESPESADOS

### 5.1. Definiciones preliminares, modelo lineal equivalente, módulo de corte y amortiguamiento

La naturaleza y el daño debido a un movimiento sísmico está ampliamente influenciado por la respuesta del suelo a cargas sísmicas (Seed & Idriss, 1970). Se han desarrollado modelos que tratan de ser simples y racionales y que puedan explicar el comportamiento cíclico del suelo (Kramer, 1996).

El modelo más sencillo de usar corresponde al modelo visco-elástico. Un depósito de suelo sujeto a cargas cíclicas simétricas y lejos de estructuras que puedan generar interferencias, puede exhibir un ciclo histerético como se observa en la siguiente Figura 5.1 (Kramer, 1996).

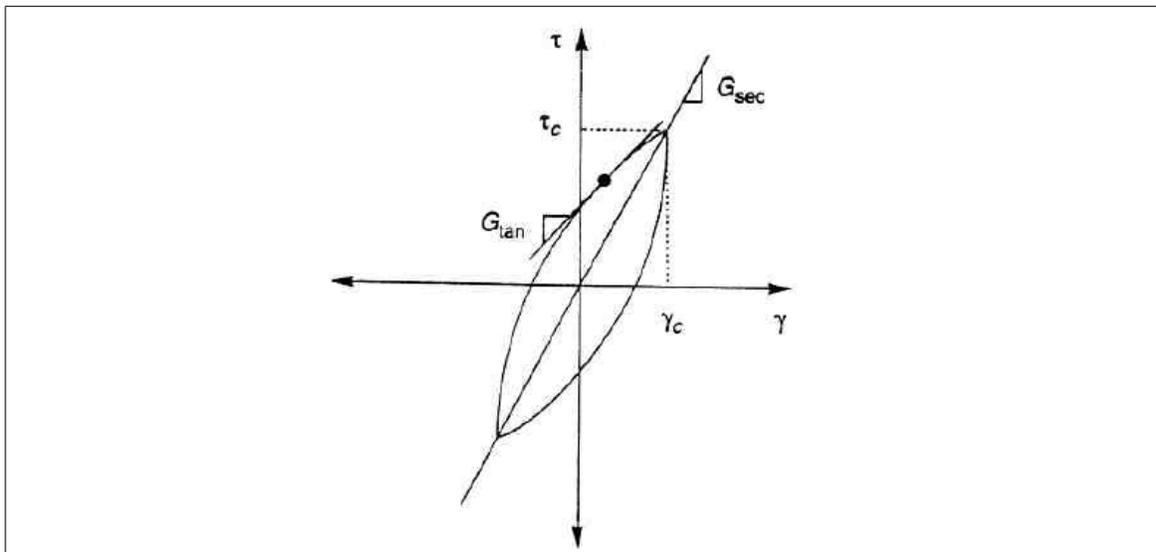


Figura 5.1. Ciclo de histéresis de un suelo (Kramer, 1996)

En términos generales, las dos características más importantes del ciclo son su inclinación y su amplitud. La inclinación del ciclo depende de la rigidez del suelo, la cual puede ser descrita en cualquier punto del ciclo de carga por el *módulo de corte tangente*

$G_{tan}$ . Si bien el valor de  $G_{tan}$  varía a lo largo del ciclo de carga, el valor del módulo de corte que puede representar a un ciclo es el *módulo de corte secante*  $G_{sec}$ , el cual se determina considerando los puntos extremos del ciclo histerético, como se indica en la Ecuación (5.1) y en la Figura 5.1.

$$G_{sec} = \frac{\tau_c}{\gamma_c} \quad (5.1)$$

En donde  $\tau_c$  son  $\gamma_c$  son las amplitudes de esfuerzo de corte y deformación angular respectivamente (Kramer, 1996).

La amplitud del ciclo histerético se refiere al área, la cual es una medida de la disipación de energía, definida como razón de amortiguamiento  $\xi$  (Ecuación (5.2)).

$$\xi = \frac{\text{Area ciclo histeretico}}{2\pi G_{sec} \gamma_c^2} \quad (5.2)$$

Si bien el modelo visco-elástico combinado con el método lineal equivalente (Schnabel et al, 1972) es el más comunmente usado para los análisis dinámicos de respuesta de suelo debido a que computacionalmente la linealidad permite cálculos estables y rápidos, es importante conocer sus limitaciones. Debido a que se asume un comportamiento visco-elástico y que el material no tiene una resistencia límite, este modelo por sí solo no puede ser ocupado para problemas que impliquen fallas o deformaciones permanentes.

## 5.2. Métodos para determinar el módulo de corte y el amortiguamiento de un suelo

Seed e Idriss (1970) y Kramer (1996) mencionan una gran variedad de métodos tanto de laboratorio como de terreno que permiten obtener los parámetros de módulo de corte y amortiguamiento de un suelo, los cuales pueden clasificarse como se indica a continuación.

### 5.2.1. Determinación directa de las relaciones tensión deformación

Un ciclo de histéresis, como el observado en la Figura 5.1, puede ser determinado para niveles de deformación angular moderados a altos ( $10^{-2}$  % a 5%) (Seed & Idriss, 1970) y con ensayos cuyo control de carga y deformación sean del tipo servoneumáticos o hidráulicos. Entre estos ensayos podemos listar:

- **Ensayo triaxial cíclico.** En este ensayo varía la tensión vertical, generando un cambio de dirección de la tensión principal simulando un esfuerzo de corte cíclico en el plano de  $45^\circ$  como se indica en la Figura 4.1.
- **Ensayo de corte simple cíclico.** En este ensayo se impone un esfuerzo de corte cíclico en la base o el tope de muestra, lo cual simula de mejor forma las condiciones de esfuerzo de corte que induce un movimiento sísmico que un ensayo triaxial cíclico.
- **Ensayo de torsión cíclica.** En este ensayo se genera un torque cíclico en el tope de la muestra, lo genera un esfuerzo de corte cíclico que va en aumento desde el centro de la probeta hasta los extremos, en donde es máximo.

La definición de bajo, moderado y alto en términos de deformación angular se observa en la Figura 5.2 (Ishihara, 1996).

Shear strain	$10^{-6}$	$10^{-5}$	$10^{-4}$	$10^{-3}$	$10^{-2}$	$10^{-1}$
	Small strain	Medium strain		Large strain	Failure strain	
Elastic	[Shaded area]					
Elasto-plastic		[Shaded area]				
Failure					[Shaded area]	
Effect of load repetition				[Shaded area]		
Effect of loading rate				[Shaded area]		
Model	Linear elastic model		Visco-elastic model		Load history tracing type model	
Method of response analysis	Linear method		Equivalent linear method		Step-by-step integration method	

Figura 5.2. Rangos deformación angular (Ishihara, 1996)

### 5.2.2. Ensayos de vibración forzada

Estos ensayos consisten en probar distintas frecuencias de excitación de una probeta de suelo y medir su comportamiento durante esta carga, con un énfasis en determinar la frecuencia de resonancia entre el sistema montaje-probeta y la excitación, lo cual se usa para determinar los parámetros de módulo de corte y amortiguamiento en forma indirecta. Estos ensayos pueden determinar los parámetros dinámicos en un rango de deformación angular bajo a moderado ( $10^{-4} \%$  a  $10^{-2} \%$ ) (Seed & Idriss, 1970). Ensayos de este tipo podemos listar:

- Columna resonante.
- Masa de suelo instrumentada sobre una mesa vibradora.

### **5.2.3. Ensayos de vibración libre**

Estos ensayos consisten en medir el comportamiento del decaimiento de una propiedad del suelo desde el fin de una excitación hasta el fin de la respuesta. El método de excitación es similar a los de ensayos de vibración forzada (Seed & Idriss, 1970), pero estos ensayos pueden medir las propiedades dinámicas en un rango de deformación angular moderado a alto ( $10^{-4}$  % a 1 %). Entre estos ensayos se encuentran:

- Decaimiento logarítmico a partir de la frecuencia de resonancia.
- Masa de suelos sobre una mesa vibradora.

### **5.2.4. Ensayos de medición de ondas**

La medición de la velocidad de propagación de ondas de compresión, de corte o de ondas Rayleigh en una masa de suelo permite obtener el módulo de Corte o de Young a muy bajas deformaciones ( $5 \times 10^{-4}$  %), más no la razón de amortiguamiento (Seed & Idriss, 1970). Entre estos ensayos podemos listar:

- Ensayo de elementos bender (laboratorio).
- Ensayo cross-hole sísmico.
- Ensayo down-hole sísmico.
- Métodos basados en la dispersión de ondas de superficie.

## **5.3. Valores de módulo de corte y razón de amortiguamiento para distintos tipos de suelo**

Numerosos son los estudios que hablan sobre el comportamiento de los distintos tipos de suelos frente a cargas sísmicas. Seed e Idriss (1970) crean un compendio de la información disponible tanto para arcillas, arenas y gravas. Seed menciona que las propiedades de los suelos más determinantes en sus de módulo de corte y amortiguamiento son:

- Amplitud de la deformación angular  $\gamma$ .
- Esfuerzo efectivo promedio principal  $\sigma_m$ .
- Índice de vacíos  $e$ .
- Número de ciclos de carga  $N$ .
- Grado de saturación del suelo.

Y las menos importantes las siguientes:

- Esfuerzo de corte octahédrico.
- Razón de sobreconsolidación  $OCR$ .
- Parámetros de resistencia efectiva,  $c'$  y  $\phi'$ .
- Efectos de tiempo.

Para arenas, Seed e Idris (1970) proponen la siguiente expresión para el módulo de corte para un confinamiento  $\sigma_m$  en unidades de  $psf$ .

$$G = 100K_2\sigma_m^{0.5} \quad (5.3)$$

$K_2$  varía según los parámetros determinantes en el módulo de corte y el amortiguamiento. Combinando todas las variaciones de este parámetro y parametrizando el módulo de corte considerando una deformación angular de  $10^{-4}$  %, se puede obtener un rango bien definido para la curva de degradación de arenas, la cual se observa en la Figura 5.3.

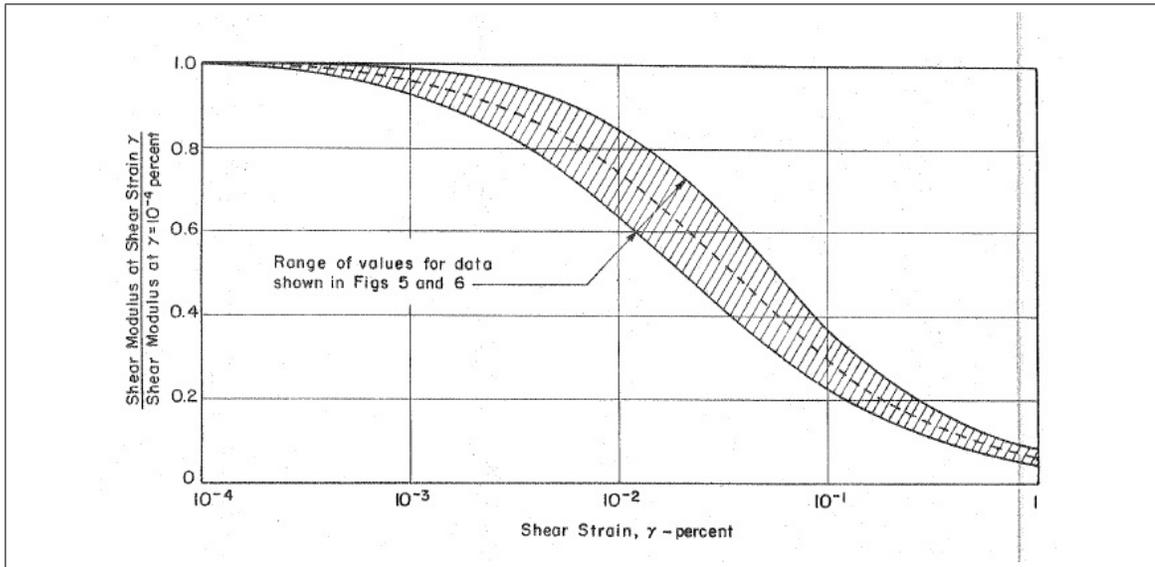


Figura 5.3. Módulo de corte para arenas (Seed & Idriss, 1970)

Para la razón de amortiguamiento, Seed e Idriss (1970) agrupan los resultados hasta la fecha y proponen el siguiente rango, el cual se indica en la Figura 5.4:

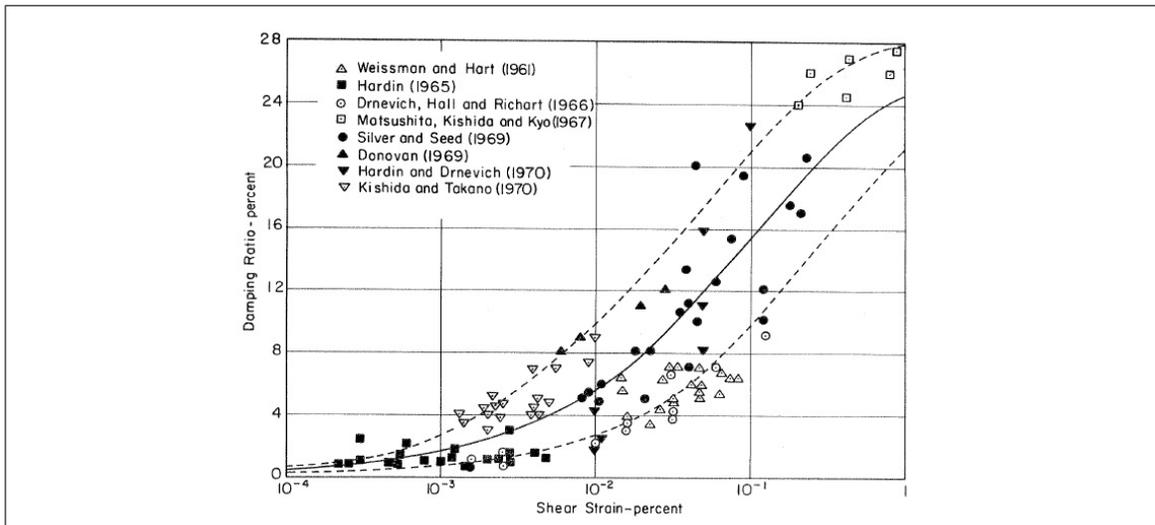


Figura 5.4. Razón de amortiguamiento de para arenas (Seed & Idriss, 1970)

Respecto al efecto de la tensión de confinamiento efectiva  $\sigma_3'$  y el índice de vacíos inicial sobre la el módulo de corte en arenas, Iwasaki y Tatsuoka (1977) efectuaron ensayos de columna resonante a distintas muestras de arenas limpias. Los resultados muestran que el módulo de corte para rangos de deformación angular entre  $10^{-6}$  y  $10^{-4}$  y distintos valores de índice de vacíos inicial, se ajustan a las tendencias que se muestran en la Figura 5.5.

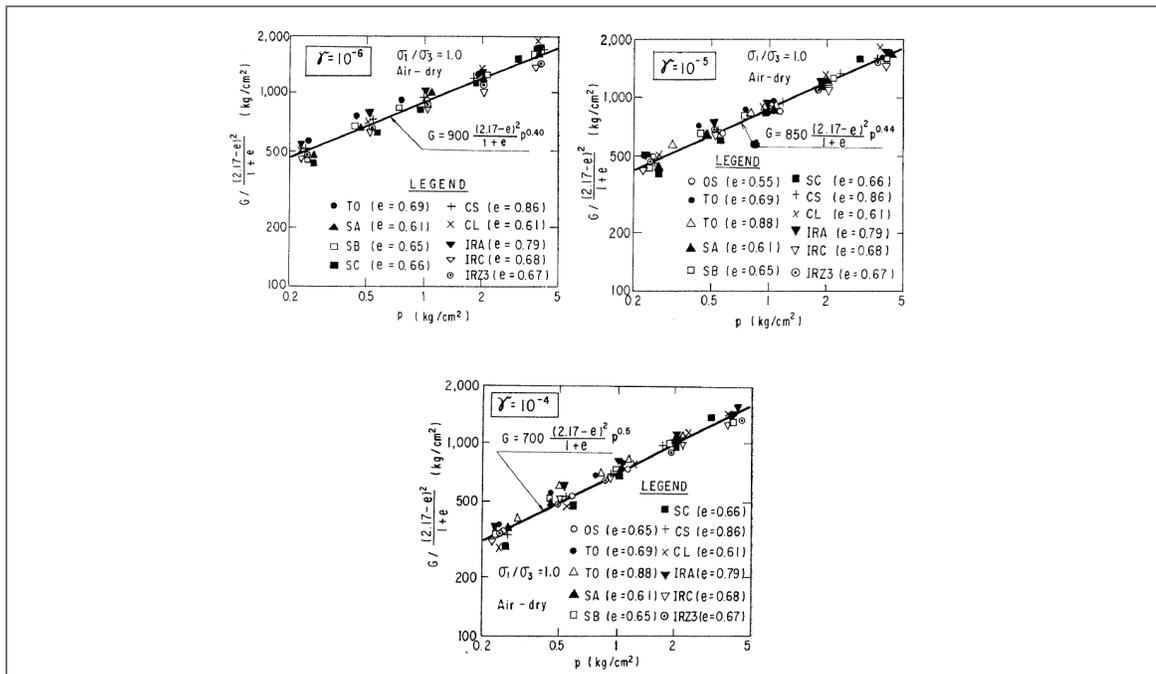


Figura 5.5. Módulo de corte para arenas limpias (Iwasaki & Tatsuoka, 1977)

Respecto a arcillas saturadas, Seed e Idriss recalcan la gran variabilidad que la medición del módulo de corte puede tener si esta es obtenida in-situ o de una muestra inalterada, debido a la perturbación que las muestras pueden tener en el transporte desde terreno al laboratorio. Considerando la información a la fecha, Seed e Idris recomendaron la siguientes curvas para el módulo de corte de arcillas saturadas, una para el módulo de corte normalizado a la resistencia no drenada  $S_u$  (Figura 5.6), y la otra considerando la curva promedio de esta figura anterior y normalizando el módulo de corte a una deformación angular de  $3 \times 10^{-4}\%$  (Figura 5.7).

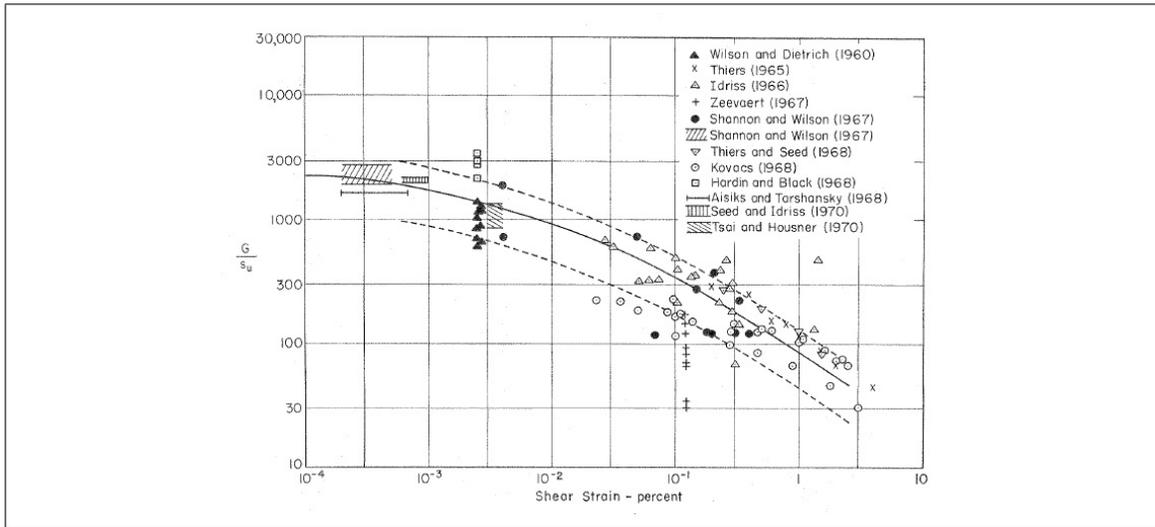


Figura 5.6. Módulo de corte para arcillas saturadas según  $S_u$  (Seed & Idriss, 1970)

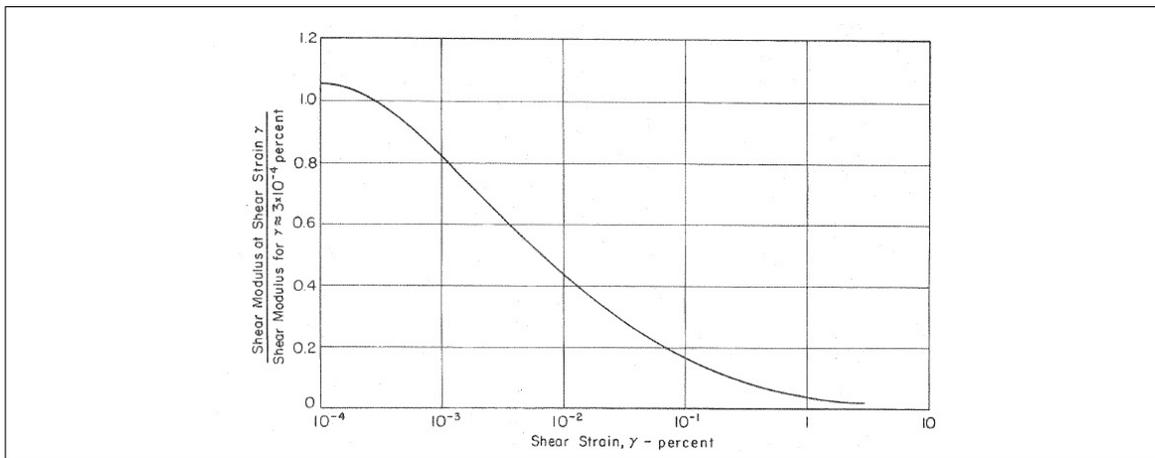


Figura 5.7. Módulo de corte para arcillas saturadas (Seed & Idriss, 1970)

Para la razón de amortiguamiento, Seed e Idriss recomiendan la siguiente curva para arcillas (Figura 5.8).

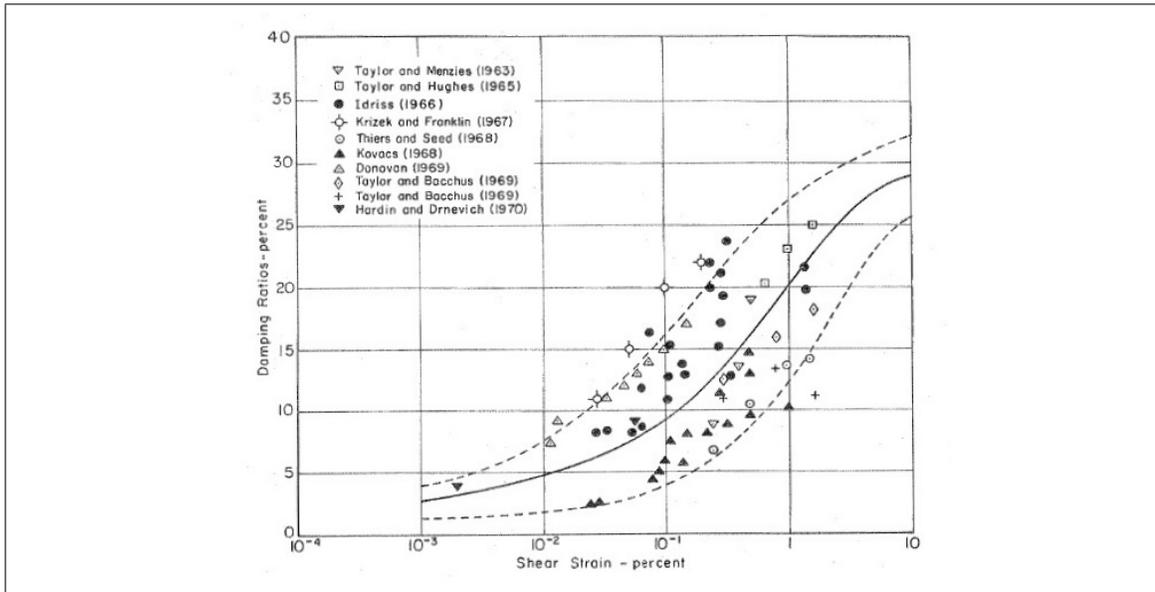


Figura 5.8. Razón de amortiguamiento arcillas saturadas (Seed & Idriss, 1970)

Para gravas, no existían a la fecha resultados debido a las dimensiones de los equipos de ensayos necesarias para ensayar estos materiales, por lo que Seed e Idriss recomiendan efectuar mediciones in-situ del módulo de corte y ajustar según las curvas de arenas.

Tatsuoka (1978) efectuó ensayos de columna resonante y torsión cíclica a muestras de arena limpia a varios índices de vacíos iniciales, en condiciones secas y saturadas y a tensiones de confinamiento hasta  $2 \text{ kg/cm}^2$ . Tatsuoka indica que existe un rango cercano a  $10^{-2} \%$  de deformación angular, que el amortiguamiento calculado según columna resonante es menor que el calculado por torsión cíclica, mostrando un "salto" de la curva de amortiguamiento. Esto se puede observar en la siguiente Figura 5.9.

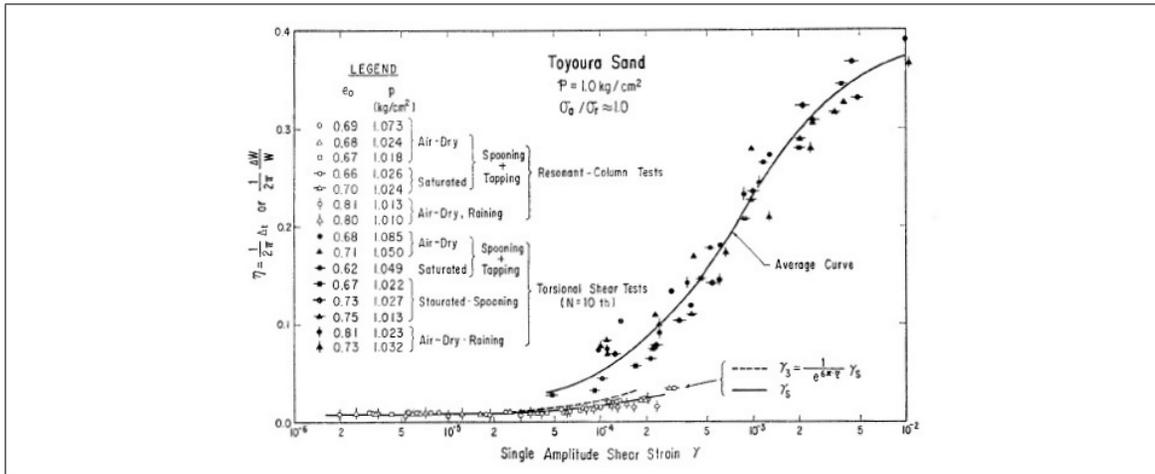


Figura 5.9. Razón de amortiguamiento para arenas, columna resonante y torsión cíclica (Tatsuoka et al, 1978)

Adicionalmente, Tatsuoka muestra que a una misma deformación angular, el amortiguamiento disminuye a medida que aumenta el número de ciclos del ensayo (Figura 5.10) o la presión de confinamiento aumenta (Figura 5.11).

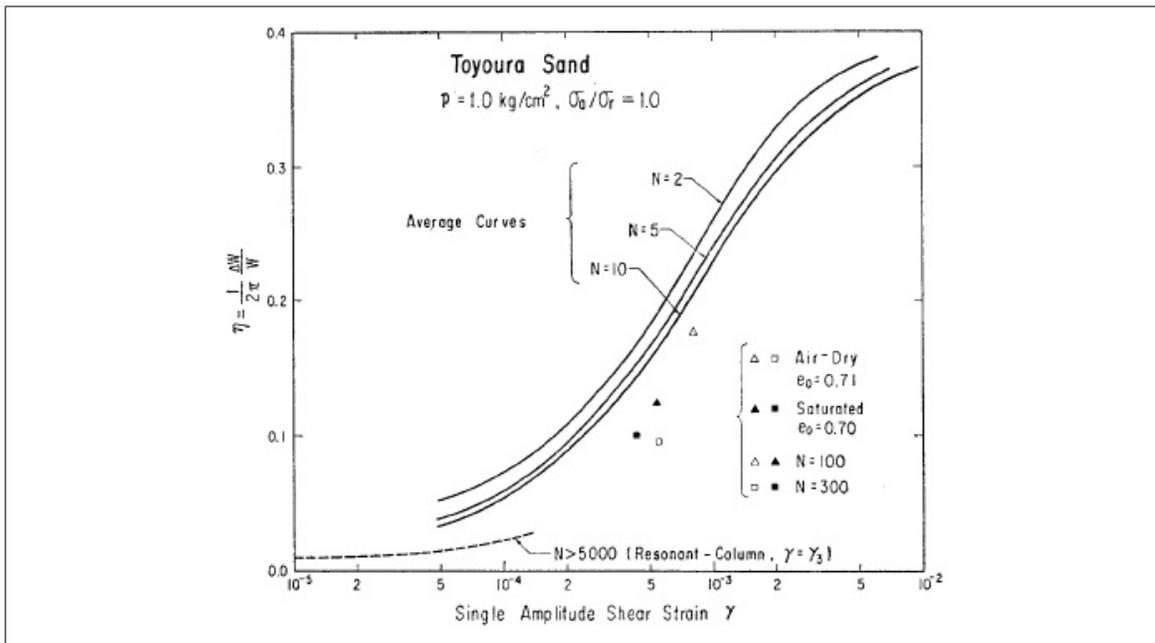


Figura 5.10. Razón de amortiguamiento para arenas según número de ciclos (Tatsuoka et al, 1978)

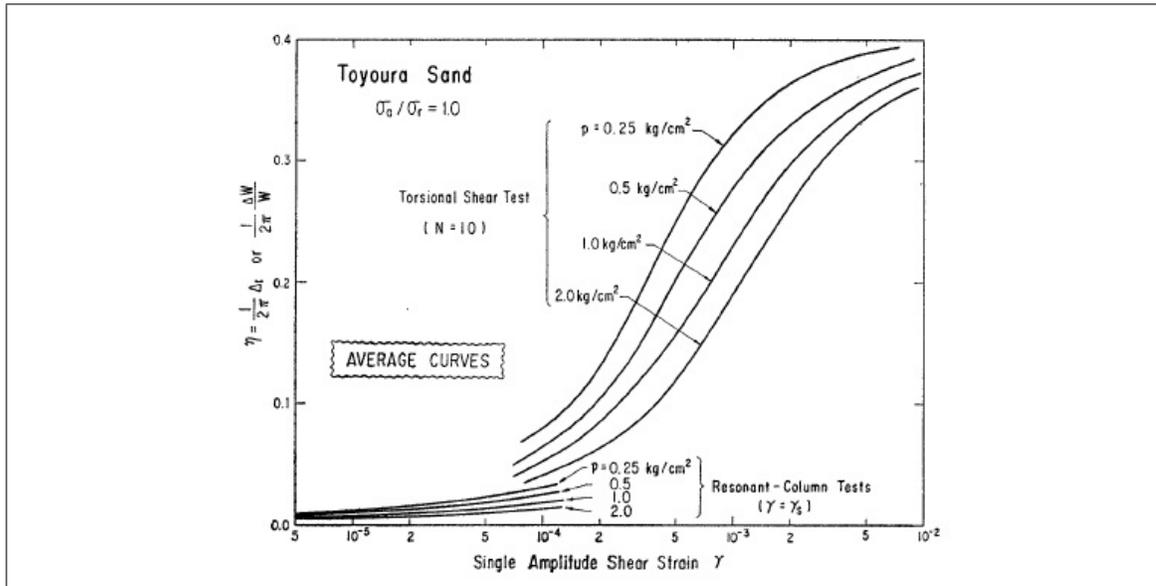


Figura 5.11. Razón de amortiguamiento para arenas según presión de confinamiento (Tatsuoka et al, 1978)

Vucetic y Dobry (1991) indican que el parámetro más relevante en las curvas de degradación del módulo de corte y de amortiguamiento en arcillas es el índice de plasticidad  $IP$ . Vucetic resume las investigaciones previas considerando distintos tipos de ensayos dinámicos (triaxial cíclico, columna resonante, corte simple cíclico), y varias razones de sobre consolidación y número de ciclos de ensayos. Los resultados de este estudio pueden observarse en la Figura 5.12 y la Figura 5.13.

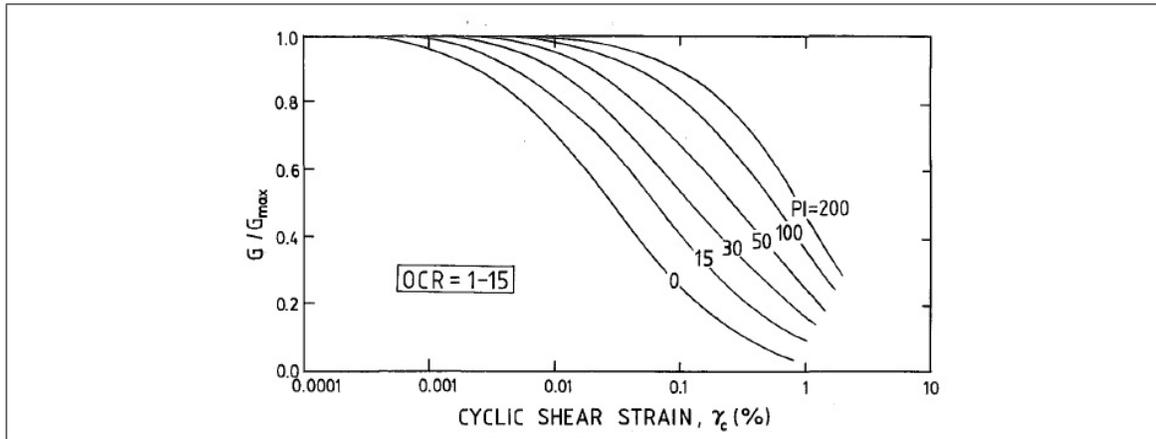


Figura 5.12. Módulo de corte para arcillas saturadas (Vucetic & Dobry, 1991)

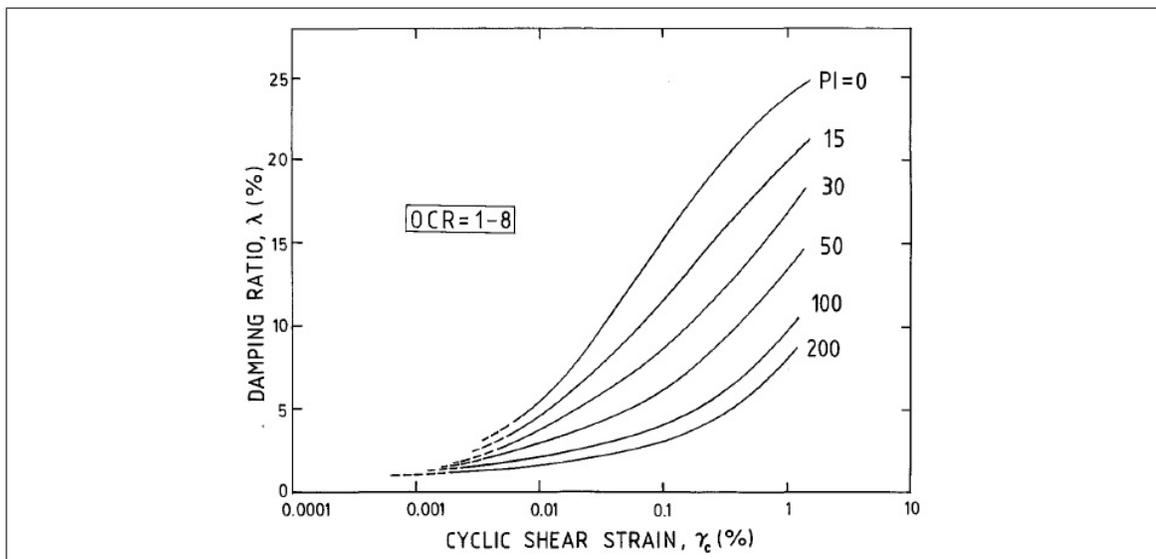


Figura 5.13. Razón de amortiguamiento para arcillas (Vucetic & Dobry, 1991)

#### 5.4. Revisión información publicada sobre comportamiento cíclico drenado relaves espesados

Troncoso (1992) publicó curvas de degradación del módulo de corte y de amortiguamiento (Figura 5.14). Los resultados muestran que las curvas no se ven afectadas en gran forma por la densidad relativa.

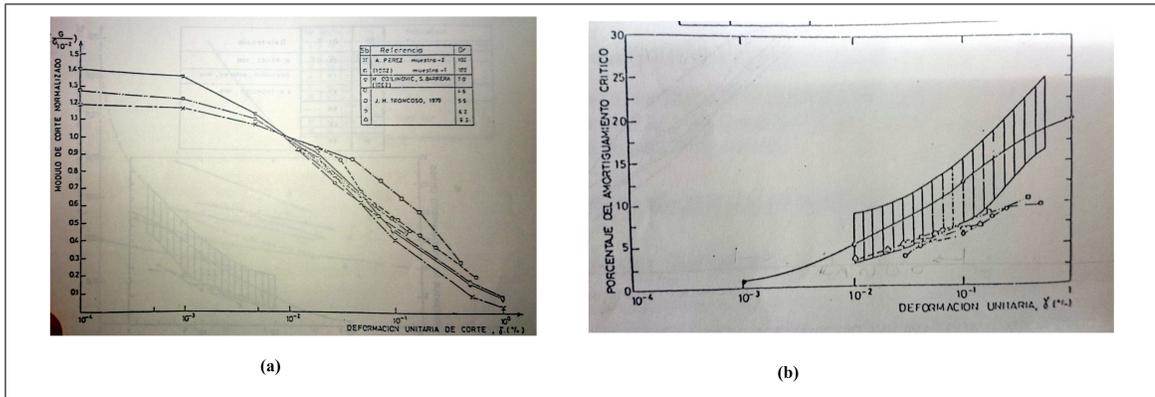


Figura 5.14. (a) Curva de degradación del módulo de corte - (b) Curvas de amortiguamiento arenas de relaves chilenos (Troncoso, 1992)

Troncoso y Verdugo (1985) estudiaron el efecto de la cantidad de finos de arenas de relave en el módulo de corte en un rango de deformación angular entre  $10^{-2}$  % y  $5 \times 10^{-1}$  %. Los resultados indican que a mayor cantidad de finos, el módulo de corte disminuye en el rango de deformación cercano a  $10^{-2}$  %, haciéndose esta diferencia menor a medida que la deformación angular aumenta (Figura 5.15).

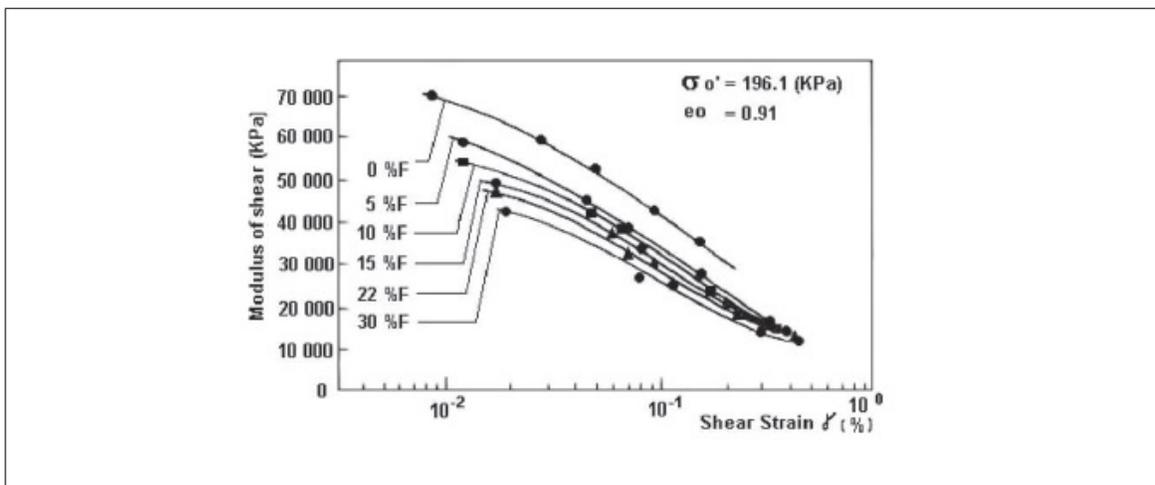


Figura 5.15. Curva de degradación del módulo de corte de arenas de relaves de cobre según contenido de finos (Troncoso & Verdugo, 1985)

Rojas-Gonzalez (1985) efectuó ensayos de columna resonante a densidades relativas de 50 %, 70 % y 90% a muestras de arenas de relaves de minas de cobre de Chile, en condiciones saturadas y no saturadas. Sus resultados indican que para arenas de relave el módulo de corte es mayor a una misma deformación angular que para las arenas naturales indicadas por Seed e Idriss (1970); y para esa misma deformación angular, el amortiguamiento es menor. No se observan mayores diferencias entre los resultados de las probetas secas o saturadas (Figura 5.16).

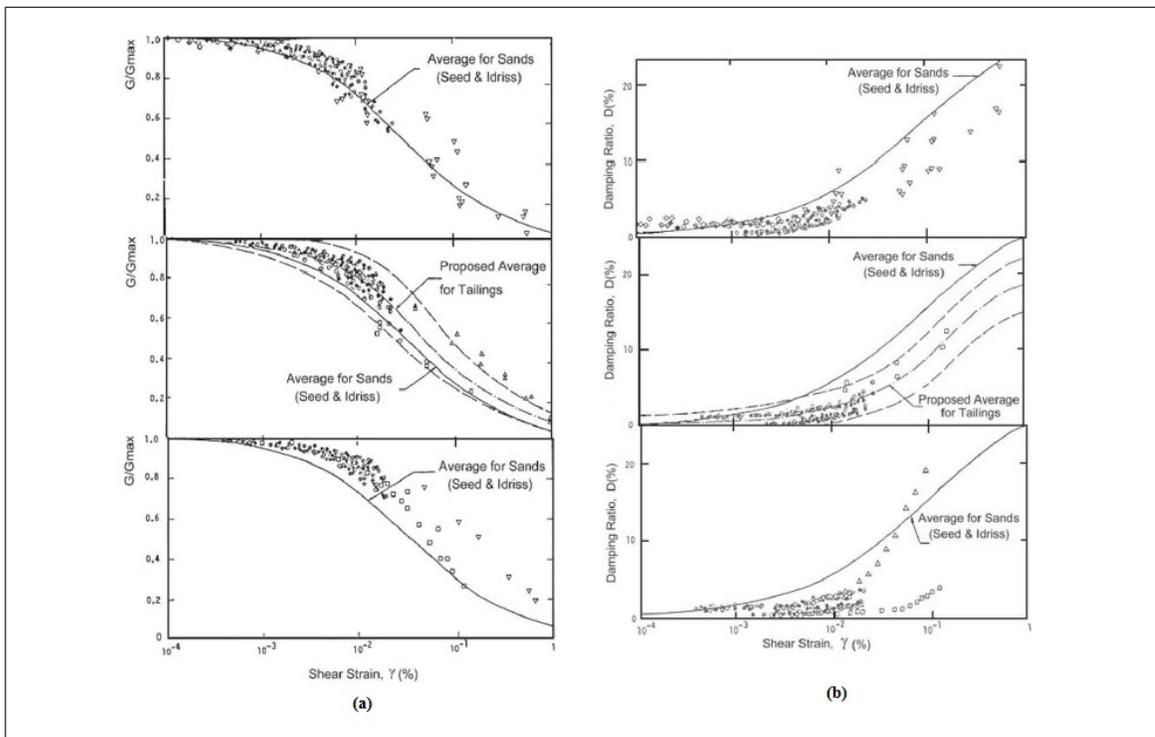


Figura 5.16. Curvas de degradación del módulo de corte y amortiguamiento arenas de relaves chilenos (Rojas-Gonzalez et al, 1985)

Una experiencia reciente sobre relaves integrales fue la efectuada por Zhang (2006). Zhang efectuó ensayos de columna resonante y triaxial cíclico drenado a muestras de relave de cobre integral resaturado. La siguiente Tabla 5.1 muestra las propiedades índice del relave ensayado.

Tabla 5.1. Propiedades índice relaves (Zhang et al, 2006)

Tamaño máximo de partículas	1.00 mm
Porcentaje de finos (< 0.074 mm)	30%
$D_{50}$	0.1 mm
Porcentaje material bajo 0.005 mm	< 2%
Peso específico	2.92

Los ensayos de columna resonante se efectuaron en probetas resaturadas y consolidadas isotrópicamente a tensiones de confinamiento de 100 kPa y 400 kPa, a una densidad relativa de confección de 70%. Los resultados indicaron una leve variación de las curvas de degradación del módulo de corte para ambas tensiones de confinamiento, y un amortiguamiento menor a mayor tensión de confinamiento para un mismo nivel de deformación angular (Figura 5.17)

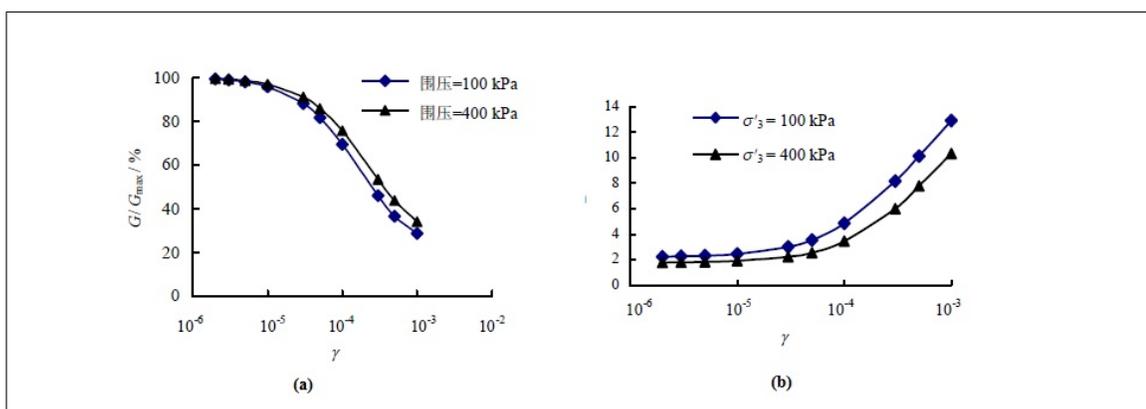


Figura 5.17. Curvas de degradación del módulo de corte y amortiguamiento relave de cobre integral (Zhang et al, 2006)

Cabe señalar que durante la presente revisión bibliográfica no fue posible encontrar material sobre curvas de degradación del módulo de corte y curvas de amortiguamiento de relaves espesados.

Considerando toda la información citada en el presente capítulo, respecto al módulo de corte y amortiguamiento, es posible comentar lo siguiente:

Para arenas:

- El módulo de corte aumenta a medida que la tensión de confinamiento efectiva  $\sigma_3'$  aumenta, pero su respectivo amortiguamiento a ese nivel de deformación angular disminuye.
- El módulo de corte se ve afectado respecto al índice de vacíos inicial, de acuerdo a las tendencias indicadas por Iwasaki (1977).
- El amortiguamiento disminuye para una misma deformación angular dependiendo del número de ciclos del respectivo ensayo dinámico.

Para arcillas:

- El índice de plasticidad es la variable clave para el módulo de corte y el amortiguamiento en arcillas; para una misma deformación angular, una arcilla con mayor IP presenta un módulo de corte mayor y un amortiguamiento menor que una con un IP más bajo.
- Las variables de índice de vacíos, razón de sobreconsolidación y tensión de confinamiento no presentan una influencia tan fuerte como el IP en las curvas de degradación del módulo de corte y amortiguamiento.

Respecto a los tipos de ensayos usados para obtener el módulo de corte y el amortiguamiento de un suelo, los más usados en la actualidad son los siguientes:

- Ensayos geofísicos (solo rigidez in-situ).
- Columna resonante en inglés *Resonance Column RC*.
- Corte simple cíclico en inglés *Cyclic simple shear CSS*.
- Torsión cíclica en inglés *Cyclic torsional shear CTS*.
- Triaxial cíclico.

El uso de cada uno de estos ensayos está supeditado a los rangos de deformación angular en los cuales estos ensayos son capaces de medir la tensión-deformación de una probeta de suelo. Considerando todo lo anterior, la presente investigación busca encontrar la curva de degradación y amortiguamiento de un relave espesado considerando varios de estos ensayos, con el fin de obtener estas curvas en un amplio rango de deformación angular. También es importante mencionar que cada uno de estos ensayos impone un campo de deformación distinto al interior de cada probeta, algunos más uniformes que otros, lo que puede influir en la interpretación de los resultados.

## 6. ENSAYOS DE LABORATORIO

### 6.1. Metodología de muestreo relave integral en terreno

Las muestras ensayadas en esta investigación corresponden a muestras de relave espesado integral extraído inmediatamente al lado del punto de descarga (en inglés *spigot*) hacia el depósito de relaves espesados en donde se deposita, con fecha septiembre de 2013.

Información entregada por personal de la empresa minera propietaria del depósito de relaves indica que dicho relave al momento de depositarse contaba con una concentración de sólidos  $C_p$  entre un 60% y un 64%, y que la densidad seca del relave depositado en superficie era cercana a 1.55 ton/m<sup>3</sup>. Este valor de densidad in-situ corresponde al promedio de más de 20 puntos superficiales dentro de la cubeta del depósito de relaves, puntos en donde se efectuaron ensayos de densidad in-situ mediante el método cono de arena según la norma ASTM D1556 - 15. La extracción de las muestras se produjo mediante un recipiente especial para toma de muestra de relave, y depositado en un total de 8 baldes de 25 lt, los cuales fueron transportados al laboratorio. Una vez dentro, los 8 baldes se mezclaron para homogeneizar el material a ensayar.

La Figura 6.1 muestra la metodología de extracción del relave desde el punto de deposición en el depósito.



Figura 6.1. Toma de muestra relave espesado septiembre de 2013

## 6.2. Programa de laboratorio

Se efectuaron ensayos de caracterización geotécnica básica del relave. Esta caracterización incluyó los siguientes ensayos:

- **Ensayos de clasificación completa:** Estos ensayos incluyeron una distribución granulométrica completa (tamaños inferiores hasta 0.002 mm), límites de Atterberg, peso específico y clasificación USCS.
- **Ensayo de compactación.** Este ensayo constó de un ensayo de compactación Proctor estándar.
- **Ensayo de contracción.** Se efectuó un ensayo de límite de contracción para definir la humedad residual y la densidad seca obtenida mediante contracción por secado.

La Tabla 6.1 muestra los métodos y el total de ensayos de caracterización geotécnica básica mencionados.

Tabla 6.1. Ensayos de caracterización geotécnica básica

Ensayo	Método	Total
Granulometría (hasta 0.002 mm)	ASTM D422-63	4
Límites de Atterberg	ASTM D4318-05	4
Peso específico	ASTM D894-06	4
Proctor estándar	ASTM D698-00	1
Consolidación edométrica	ASTM D2435-11	1
Límite de contracción	ASTM D427-93	2

Se efectuaron ensayos triaxiales monótonos CIU y CID de compresión y extensión, triaxiales cíclicos en condiciones drenadas y no-drenadas con consolidación isótropa, además de ensayos de columna resonante y torsión cíclica en condiciones drenadas con consolidación isótropa. Los ensayos se realizaron con el método de preparación de probetas *wet tamping*.

Esta metodología consistió en reconstituir la densidad de la probeta de un ensayo a la densidad seca del relave medida en terreno,  $\gamma_d = 1.55 \text{ ton/m}^3$ . Para esto, el relave se mezcló con agua desmineralizada hasta tener una humedad de confección de 18%. Luego se ingresó esta masa en un molde para fabricar probetas cilíndricas y se compactó el material en 5 capas. Luego, gracias a la cohesión aparente del relave compactado, fue posible colocar manualmente las probetas fabricadas en los equipos triaxiales o columna resonante. La siguiente Figura 6.2 muestra el molde usado, los materiales para compactar la probeta, el relave humedo y un montaje.

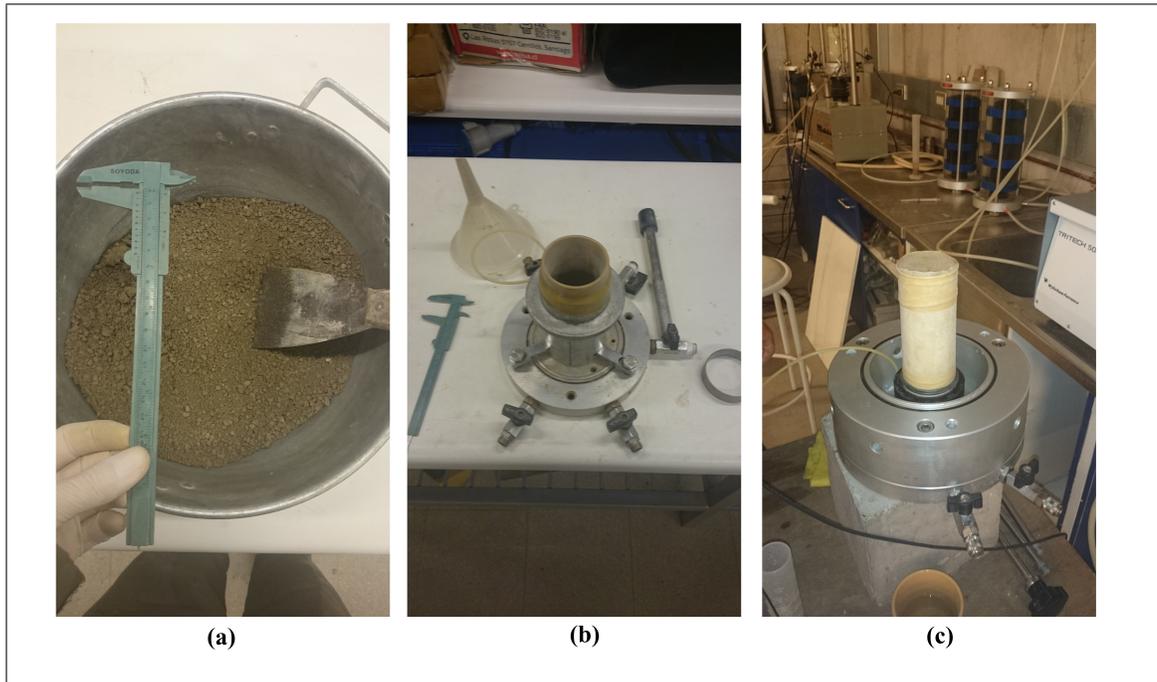


Figura 6.2. Preparación probeta de relave: (a) Relave húmedo para preparación de probeta - (b) Molde para preparar probetas cilíndricas y materiales para compactar - (c) Montaje de una probeta de relave en forma manual

El programa de ensayos triaxiales, de columna resonante y de torsión cíclica se presenta en la Tabla 6.2.

Tabla 6.2. Ensayos triaxiales, columna resonante y torsión cíclica - consolidación isótropa

Ensayo	Método	Conf. efectivo (kPa)	Nº Ensayos
Triaxial CIU monótono compresión	ASTM D4767-04	100-300-500	3
Triaxial CID monótono compresión	ASTM D7181-11	100-300-500	3
Triaxial CIU monótono extensión	Procedimiento propio	100-300	2
Triaxial CID monótono extensión	Procedimiento propio	100-300	2
Triaxial cíclico no drenado	ASTM D5311-92	100-300	11
Triaxial cíclico drenado	ASTM D3999-91	100-300	12
Columna resonante drenada	ASTM D4015-07	100-300	24
Torsión cíclica drenada	Procedimiento propio	100-300	55

Los procedimientos propios considerados para los ensayos de extensión básicamente consisten en usar como base sus respectivas normas ASTM para los ensayos CIU y CID en compresión, pero generando una extensión del actuador del equipo triaxial. Respecto a la torsión cíclica drenada, el procedimiento se detalla en el apartado 6.4.3.

A continuación se describen los equipos utilizados para los ensayos anteriores.

### 6.3. Equipos utilizados

#### 6.3.1. Equipo triaxial monótono

Este equipo permitió efectuar los ensayos triaxiales CIU-CID monótonos en compresión. Los componentes básicos del equipo son los siguientes:

- Marco metálico de reacción vertical con una prensa triaxial de capacidad máxima de 25 kN.

- Cámara triaxial con transductores de deformación vertical (LVTD), presión de poros, contrapresión y presión de cámara. El transductor de deformación tiene una capacidad de medida máxima de 25 mm, y los transductores de presión una presión límite de 1000 kPa.
- Pedestal y cabezal para probetas cilíndricas de 50/100 mm.
- Pipeta para medir el volumen que ingresa o sale de una probeta con capacidad de 90 cc.
- Panel de aplicación de presión de cámara y contrapresión, con una capacidad máxima de 800 kpa.
- Celda de carga con una capacidad máxima de 5 kN.
- Unidad controladora digitalizadora de los múltiples transductores del equipo.
- Compresor de aire con 15 bares de presión máxima.

Debido al límite de carga o presión de los transductores que este equipo permite, fue posible ensayar probetas hasta una presión de cámara efectiva de 500 kPa. La siguiente Figura 6.3 muestra el equipo descrito.

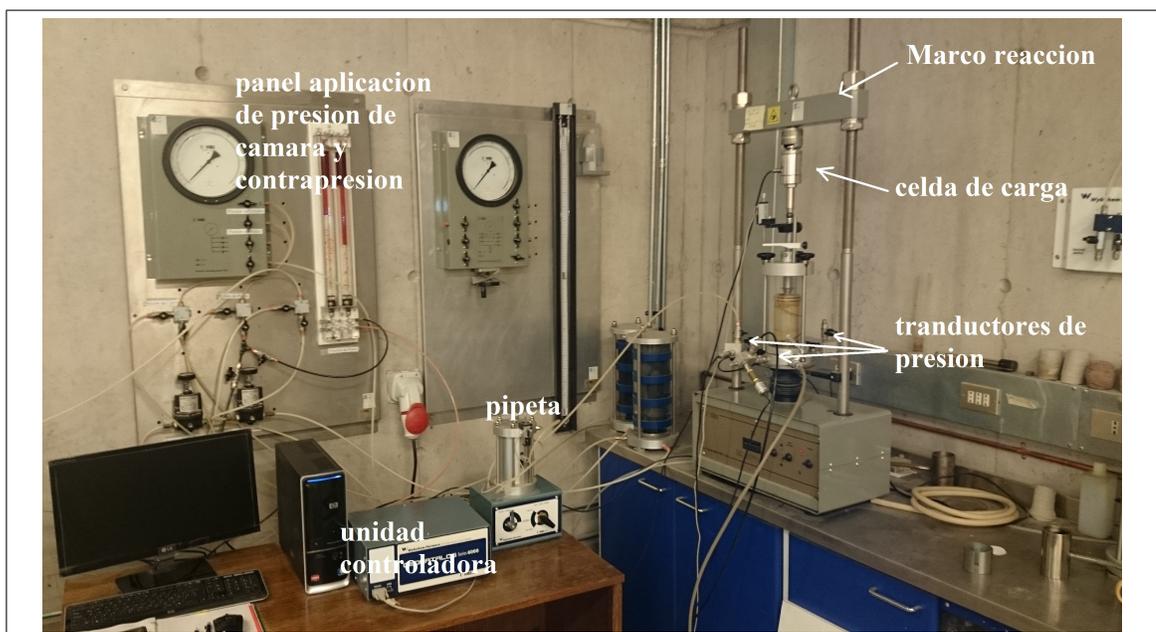


Figura 6.3. Equipo triaxial monótono

### 6.3.2. Equipo triaxial cíclico

Este equipo permitió efectuar los ensayos triaxiales cíclicos drenados y no drenados, además de los ensayos triaxiales CIU-CID monótonos de extensión. Los componentes básicos del equipo son los siguientes:

- Marco metálico de reacción vertical con una prensa triaxial de capacidad máxima de 50 kN.
- Actuador triaxial vertical de capacidad máxima de 5 kN.
- Cámara triaxial con transductores de deformación vertical, presión de poros, contrapresión y presión de cámara. El transductor de deformación tiene una capacidad de medida máxima de 50 mm, y los transductores de presión una presión límite de 1000 kPa. La cámara cuenta con una fijaciones adicionales entre ella y la prensa triaxial, lo que permite efectuar los ensayos de extensión.
- Pedestal y cabezal para probetas cilíndricas de 50/100 mm y 70/140 mm.
- Pipeta automática para medir el volumen que ingresa o sale de una probeta con capacidad de 90 cc.
- Celda de carga con una capacidad máxima de 25 kN.
- Unidad controladora digitalizadora de los múltiples transductores del equipo.
- Compresor de aire con 15 bares de presión máxima.

Durante la realización del plan de ensayos descrito, este equipo contaba solamente con la cámara triaxial para probetas cilíndricas de 7 cm x 14 cm. Esto último, y considerando las limitantes de presiones máximas de los transductores, fue posible ensayar probetas hasta una presión de confinamiento efectivo máxima de 500 kPa. La siguiente Figura 6.4 muestra el equipo descrito.

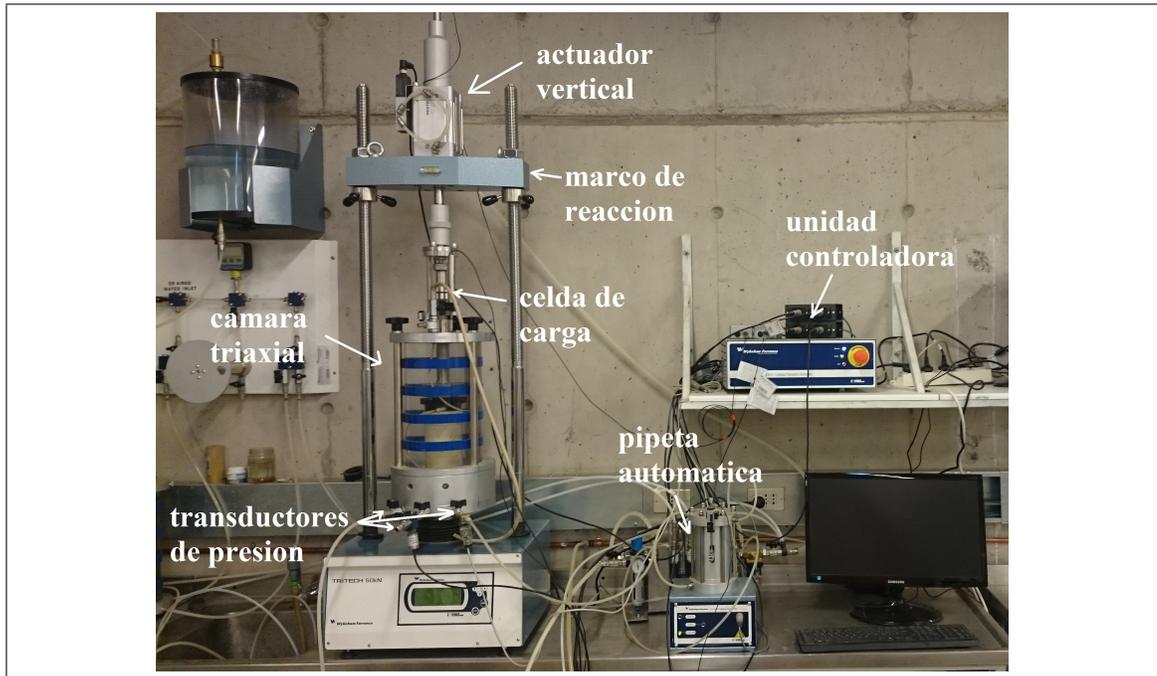


Figura 6.4. Equipo triaxial cíclico

### 6.3.3. Equipo columna resonante combinado con torsión cíclica

Este equipo permitió efectuar los ensayos de columna resonante y torsión cíclica, ambos en condiciones drenadas. Este equipo consiste básicamente en un actuador electromagnético que permite generar torsiones sinusoidales en la parte superior de una probeta de suelo (parte inferior fija), y los respectivos transductores de presión, deformación axiales y torsionales. Los componentes básicos del equipo son los siguientes:

- Actuador electromagnético de torsión, el cual puede aplicar un torque de hasta 1 Nm.
- Transductores de contrapresión y presión de poros, los cuales tienen una presión límite de 1000 kPa.
- Pipeta automática para medir el volumen que ingresa o sale de la probeta con capacidad de 36 cc.

- Transductores de deformación axial y torsional, los cuales tienen una deformación máxima de 12.5 mm en axial y 5 mm para el medidor de deformación torsional (más de 5 grados).
- Celda de doble cámara. La presión de cámara se aplica mediante aire a presión en la cámara externa, la cual está en contacto con los transductores de deformación y el actuador electromagnético de torsión; la cámara interna, la cual está en contacto solamente con la probeta de suelo, se llena de agua desmineralizada, lo que transmite la presión de cámara desde el aire de la cámara externa al agua en la cámara interna, aplicándola de manera uniforme en la probeta. La celda de doble cámara admite una presión interna de hasta 1000 kPa.
- Unidad de control. Esta unidad aplica en forma de aire comprimido la presión de cámara y la contrapresión, además de digitalizar los datos de presión y deformación de los transductores del ensayo.
- Compresor de aire con 15 bares de presión máxima.

Durante la realización del plan de ensayos descrito, este equipo contaba solamente con la doble cámara para probetas cilíndricas de 5 cm x 10 cm. Considerando que en este equipo la saturación de la probeta solamente puede efectuarse cambiando la presión de cámara y la contrapresión, y considerando las presiones máximas de trabajo de la doble cámara y los transductores de presión; con esto, solamente pudieron efectuarse ensayos con una presión de confinamiento efectivo de hasta 300 kPa. La siguiente Figura 6.5 muestra el equipo descrito.

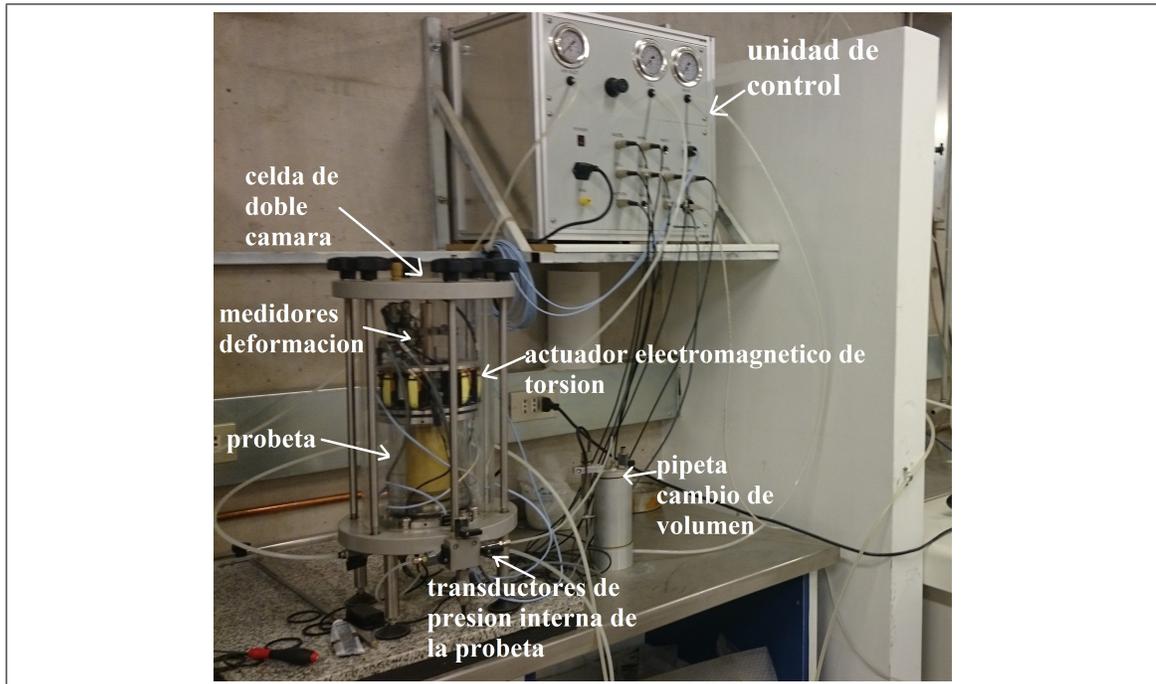


Figura 6.5. Equipo columna resonante

## 6.4. Metodología de ensayos

### 6.4.1. Ensayos de caracterización básica

Los ensayos de caracterización básica se efectuaron siguiendo las metodologías indicadas en la Tabla 6.1, usadas ampliamente en la actualidad, por lo que no se detallan en la presente investigación.

### 6.4.2. Ensayos triaxiales monótonos, cíclicos drenados y cíclicos no drenados

Los ensayos triaxiales fueron efectuados en probetas preparadas mediante la metodología de *wet tamping* a una densidad seca  $\gamma_d = 1.55 \text{ ton/m}^3$  y una humedad de confección de 18%, tal como fue explicado en la sección 6.2.

Para el proceso de saturación de las probetas, se aplicó una presión de cámara de 15 kPa, para luego aplicar un flujo de gas CO<sub>2</sub> por la entrada inferior de la probeta dejando una salida por la parte superior de esta. El tiempo de aplicación de CO<sub>2</sub> en probetas de 5 cm x 10 cm fue de 2 horas, y para probetas de 7 cm x 14 cm, de 4.5 horas.

Luego de la inyección de CO<sub>2</sub>, por la misma entrada inferior se conectaba a un estanque de agua desmineralizada y desaireada que se encontraba a 1.2 m sobre los equipos triaxiales. Esta conexión genera el paso de agua a un gradiente bajo, todo esto con el fin de evitar alteraciones de la densidad seca durante este proceso. La cantidad de agua que se pasó a las probetas fue el equivalente a por lo menos 1 vez su volumen, lo que en tiempo equivalía a 10 horas para la probeta de 5 cm x 10 cm y de 24 hrs para la probeta de 7 cm x 14 cm.

Posterior a esto, se medía el parámetro  $B$  de Skempton para chequear el grado de saturación. Para las probetas de 5 cm x 10 cm solamente con pasar CO<sub>2</sub> y agua se alcanzaba un valor de  $B = 95\%$ . En el caso de las probetas de 7 cm x 14 cm fue necesario subir las presiones de cámara y de contrapresión al menos 200 kPa para alcanzar un valor de  $B$  de 95%.

Luego de alcanzar la saturación, se procedió con la consolidación isotrópica a los confinamientos estipulados. El volumen de consolidación de las probetas se estabilizaba para ambas probetas después de al menos 20 horas. Fue este volumen post consolidación el usado para obtener el índice de vacíos inicial de cada ensayo.

Los elevados tiempos de saturación y consolidación para estas probetas de relave se explican por el elevado porcentaje de finos y la presencia de arcillas, lo que genera un relave de baja permeabilidad dificultando el paso de agua a través de la probeta, aumentando los tiempos de consolidación.

Una vez saturadas y consolidadas las probetas, se efectuaron los ensayos triaxiales indicados en la Tabla 6.2. Estos ensayos se efectuaron en las siguientes condiciones:

- **Triaxiales monótonos en compresión CID y CIU:** Estos ensayos se efectuaron sobre probetas de 5 cm x 10 cm hasta una deformación unitaria de 20% y a una velocidad de 0.15 mm/min para los ensayos CIU y de 0.05 mm/min para los ensayos CID.
- **Triaxiales monótonos de extensión CID y CIU:** Estos ensayos se efectuaron sobre probetas cilíndricas de 7 cm x 14 cm hasta una deformación unitaria de 10% y a una velocidad de 1.2 mm/min para los ensayos CIU y de 0.29 mm/min para los ensayos CID.
- **Triaxiales cíclicos no drenados:** Ensayos para la obtención de la resistencia a la licuación del material, los cuales se efectuaron sobre probetas de 7 cm x 14 cm, bajo una carga cíclica constante con una frecuencia de 0.05 Hz. El criterio de término por ensayo fue haber alcanzado el 10% de deformación unitaria de doble amplitud. Se utilizaron razones de corte cíclico *RC* (ASTM D5311-92) definidas para obtener un espectro amplio del número de ciclos en que el relave licúa que incluyera los 30 ciclos.
- **Triaxiales cíclicos drenados:** Ensayos para la obtención del módulo de corte y el amortiguamiento, los cuales se efectuaron sobre probetas de 7 cm x 14 cm, bajo una carga cíclica constante con una frecuencia de 0.005 Hz. El criterio de término por ensayo fue haber efectuado 40 ciclos (ASTM D3999-91). Un ensayo se consideraba válido si los ciclos de histéresis se estabilizaban a partir del ciclo 10 hasta el ciclo 40. Se efectuaron entre 1 y 3 ensayos por probeta, con razón de corte cíclico *RC* de hasta 0.32.

#### 6.4.3. Ensayos de columna resonante y torsión cíclica

Tanto los ensayos de columna resonante y torsión cíclica se efectuaron en probetas cilíndricas de 5 cm x 10 cm y en el equipo descrito en la sección 6.3.3, todos bajo condición drenada. Para asegurar dicha condición, se registró la presión de poros durante la excitación cíclica y se consideró un ensayo como válido siempre y cuando el exceso de presión de poros no excediera más de 2% el confinamiento efectivo inicial, y cuando

los ciclos de histéresis durante un ensayo de torsión cíclica fueran relativamente similares entre sí. Todos los ensayos comenzaron con un nulo exceso de presión de poros.

Debido a que el equipo no cuenta con una salida en la parte superior de la probeta, la saturación se efectuó realizando incrementos de presión de cámara y contrapresión con una diferencia entre ambas de 20 kPa. Este proceso limitó la tensión de confinamiento efectiva a un máximo de 300 kPa y a valores del parámetro  $B$  del orden de 85%.

El ensayo de columna resonante consiste en aplicar una vibración torsional sinusoidal de frecuencia variable y amplitud constante en la cara superior de la probeta. Considerando que la probeta se encuentra fija en su cara inferior y que el material presenta una respuesta elástica, homogénea e isotrópica a pequeñas deformaciones ( $\gamma < 10^{-3}$ ), la solución de este modo de vibración corresponde a la siguiente expresión (Richart et al, 1970):

$$\frac{I}{I_0} = \frac{2\pi f_r L}{V_s} \tan \frac{2\pi f_r L}{V_s} \quad (6.1)$$

Donde  $I$  es el momento de masa polar de inercia de la probeta,  $I_0$  es momento de masa polar de inercia del actuador electromagnético,  $f_r$  es la frecuencia de resonancia,  $L$  es el largo de la probeta y  $V_s$  es la velocidad de propagación de onda de corte del suelo.

La aplicación de esta carga sinusoidal sobre la probeta genera deformación angular  $\gamma$  dependiendo de la frecuencia de excitación. Esta respuesta puede verse en el gráfico frecuencia v/s deformación angular (Figura 6.6).

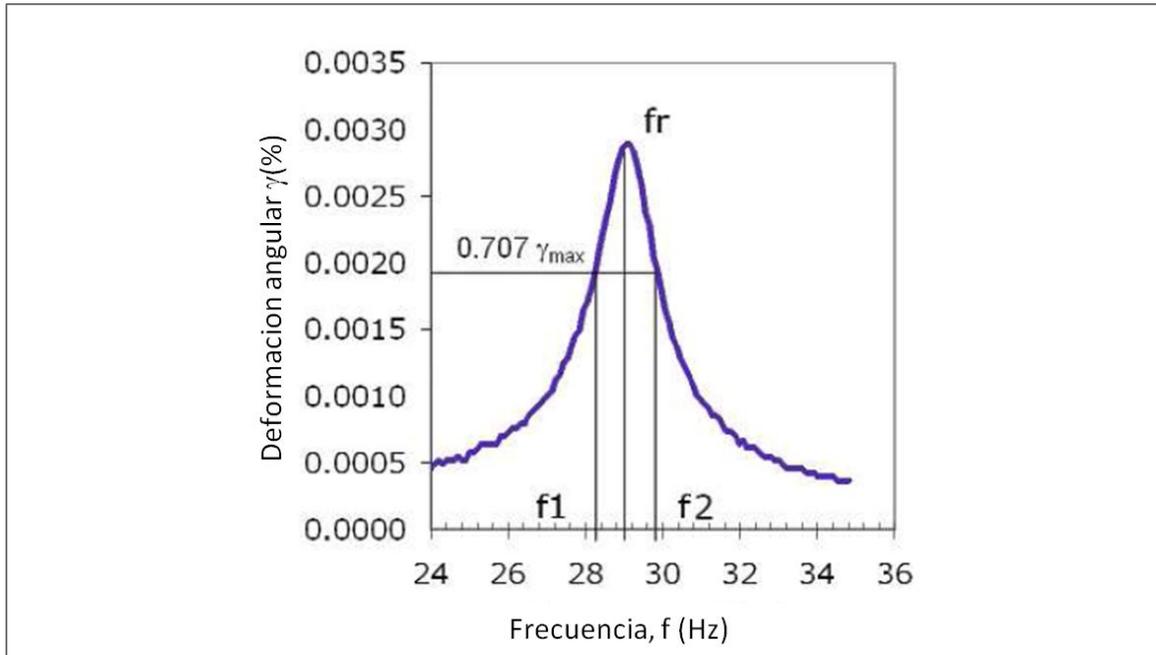


Figura 6.6. Gráfico frecuencia excitación versus deformación angular ensayo columna resonante

Una vez identificado el peak de deformación angular, se determina la frecuencia de resonancia y las frecuencia  $f_1$  y  $f_2$  indicadas en la Figura 6.6, el módulo de corte  $G$  y el amortiguamiento  $\xi$  pueden calcularse mediante las siguientes expresiones (Stokoe et al, 1999):

$$G = \rho V_s^2 \quad (6.2)$$

$$\xi(\%) = \frac{f_2 - f_1}{2f_r} \quad (6.3)$$

En donde  $\rho$  es la densidad de masa de la probeta de suelo,  $V_s$  viene de la solución de la ecuación 6.1, y  $f_r$ ,  $f_1$  y  $f_2$  provienen de la curva de respuesta (Figura 6.6).

Considerando el método de cálculo de los parámetros dinámicos, el procedimiento del ensayo de columna resonante utilizado en la presente investigación es el siguiente:

- **Paso 1:** Se selecciona una frecuencia inicial, una frecuencia final, un intervalo de muestreo y una amplitud de vibración torsional sinusoidal que permita observar la respuesta de la probeta en un rango amplio de frecuencias. La amplitud en el equipo se ingresa como un voltaje, el cual comienza desde 0.01 V para deformaciones angulares  $\gamma$  del orden de  $5 \times 10^{-4} \%$  y puede aumentar hasta 2.5 V para deformaciones angulares  $\gamma$  cercanas a  $5 \times 10^{-2} \%$ . De todas formas, el valor de las deformaciones obtenidas depende de la rigidez del material y el confinamiento efectivo.
- **Paso 2:** Se mantiene fija la amplitud de la vibración y se ajustan las frecuencias inicial y final de muestreo para obtener una mejor definición de la curva de respuesta, de tal manera que el peak quede centrado en el rango del ensayo.
- **Paso 3:** Cuando se obtiene una curva definida como la observada en la Figura 6.6, se registran los valores de módulo de corte, amortiguamiento y deformación angular, los cuales son calculados con el software de interfaz del equipo, resolviendo las ecuaciones 6.2 y 6.3 antes descritas.
- **Paso 4:** Se aumenta el voltaje de vibración torsional sinusoidal como máximo al doble de la amplitud anterior y se repiten los pasos anteriores hasta que esté bien definida la curva de respuesta para la nueva amplitud de vibración definida.

Una vez terminado el muestreo de puntos de módulo de corte y amortiguamiento mediante el ensayo de columna resonante (todos sobre una misma probeta), se continúa con los ensayos de torsión cíclica.

El ensayo de torsión cíclica consiste en definir una amplitud de torque que se aplica en la cara superior libre de la probeta de suelo. La amplitud de esta torsión se ingresa al software que controla el equipo mediante un voltaje que va desde 0.15 V para deformaciones del orden de  $5 \times 10^{-4} \%$  y puede aumentar hasta 10 V. La deformación angular que genera

este torque sobre la probeta de suelo depende de la presión de confinamiento efectivo del ensayo, siendo una deformación angular menor a medida que aumenta el confinamiento bajo un mismo voltaje.

El proceso del ensayo usado en la presente investigación es el siguiente:

- **Paso 1:** Una vez terminado el muestreo del módulo de corte y del amortiguamiento de la probeta mediante ensayos de columna resonante, se efectúa el primer ensayo de torsión cíclica a una amplitud baja (0.15 V con deformaciones cercanas a  $5 \times 10^{-4}$ ). Se realizan 20 ciclos a una frecuencia 0.1 Hz.
- **Paso 2:** Se calcula el módulo de corte y el amortiguamiento considerando los ciclos de histéresis que presenta la probeta a dicha amplitud de torsión cíclica y las definiciones indicadas en el apartado 5.1.
- **Paso 3:** Se aumenta la amplitud de la torsión cíclica en un voltaje al doble del anterior con un límite del aumento de 0.5 V. Se repite el paso 2 y el paso 3 hasta el límite de 10 V o que los ciclos de histéresis no sean estables.

## 7. RESULTADOS Y ANÁLISIS ENSAYOS DE LABORATORIO

En el presente capítulo se presentan los resultados obtenidos en el programa de ensayos. Adicionalmente se presenta una comparación de estos con resultados de la bibliografía citada.

### 7.1. Ensayos de caracterización, descripción del relave espesado

En la Figura 7.1 se muestra la curva granulométrica del relave espesado usado en esta investigación. Se efectuaron 4 ensayos; M-1, M-2 y M-3 a recipientes distintos de transporte del relave desde terreno, y M-4 a una mezcla completa de todos los recipientes de relave, para limitar la dispersión de los resultados. Para confeccionar esta curva, se usaron las metodologías indicadas en el capítulo 6; análisis con tamices para los tamaños sobre malla N°200 (0.074 mm) y análisis con hidrómetro para tamaños bajo esta malla.

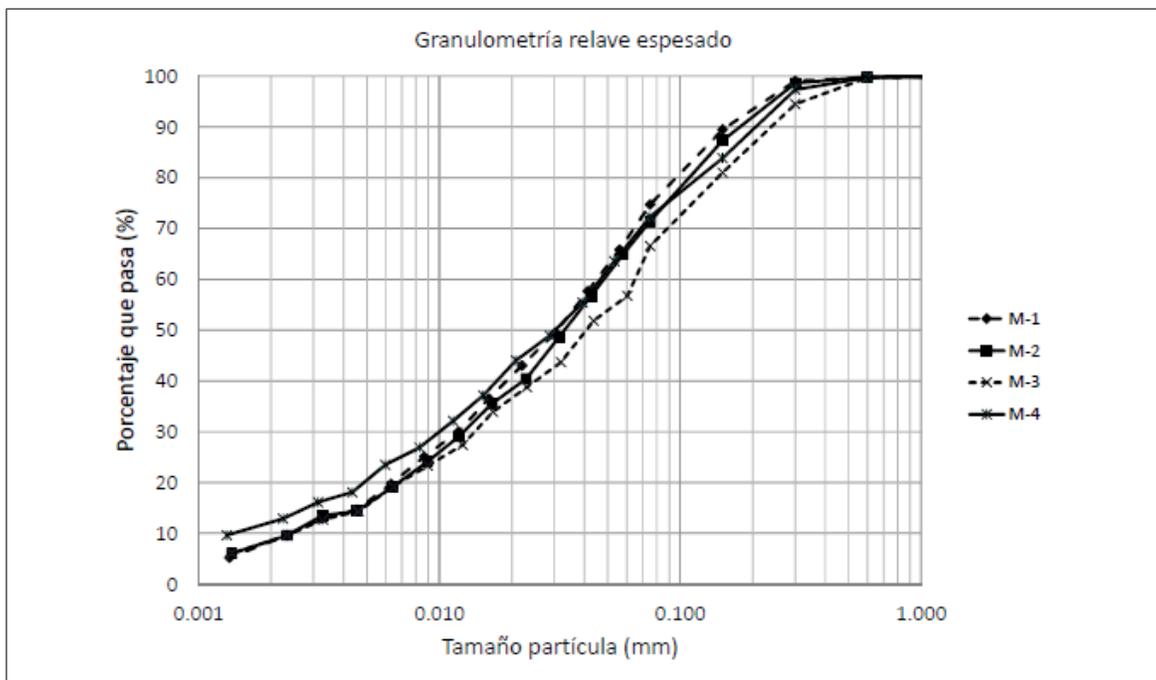


Figura 7.1. Granulometría completa muestra de relave espesado

Se observa que existe poca variación entre las curvas. Para todas las muestras el tamaño máximo corresponde a la malla N°16 (1.18 mm). El porcentaje de material bajo la malla N°200 para la muestra M-4 es de 72%, lo que corresponde a un relave integral con alto porcentaje de finos si se compara con la literatura citada, lo cual puede ser explicado posiblemente a una combinación entre el efecto de la molienda del mineral y la mineralogía del yacimiento. El  $D_{50}$  de la muestra M-4 corresponde a 0.03 mm y el porcentaje bajo el tamaño arcilla 0.002 mm es del 12%.

La siguiente Figura 7.2 muestra la curva densidad seca - porcentaje de humedad del ensayo Proctor estándar de una muestra de relave M-4, junto con los resultados del ensayo de consolidación edométrica en la Figura 7.3. La Tabla 7.1 resume los resultados de los ensayos de clasificación.

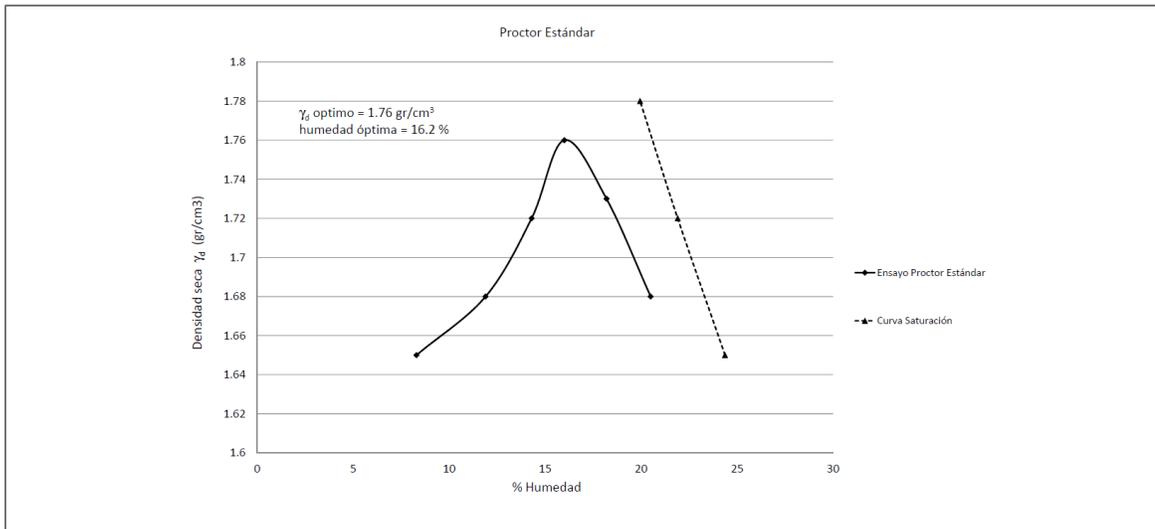


Figura 7.2. Ensayo Proctor estándar relave espesado

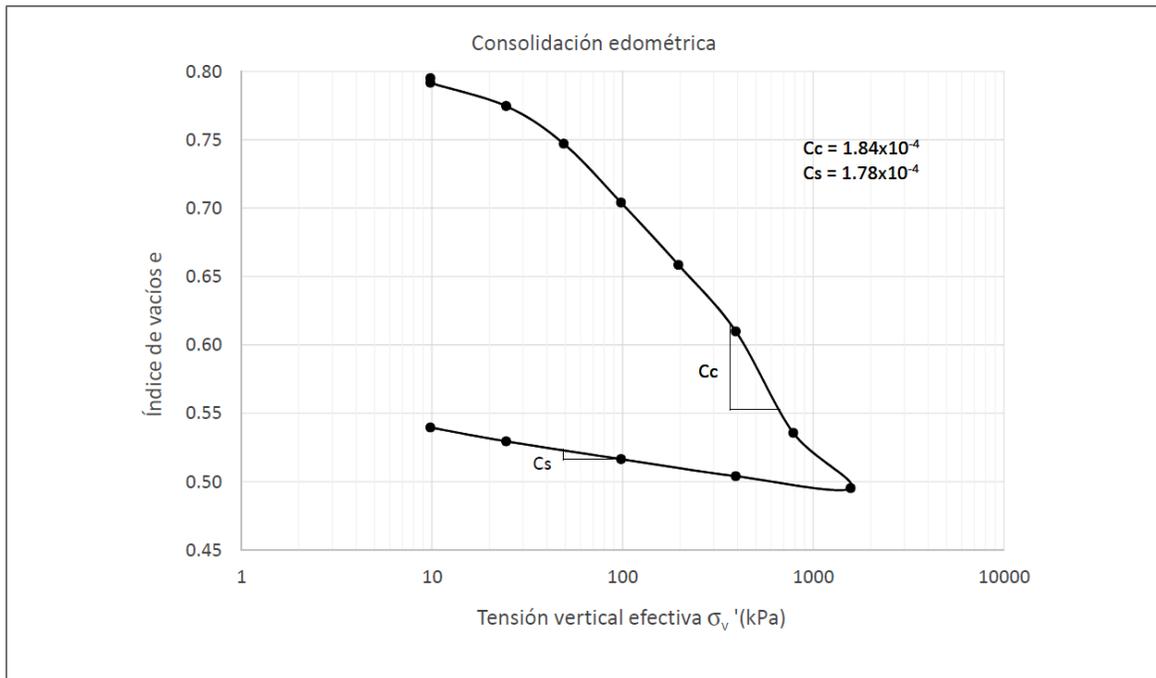


Figura 7.3. Ensayo consolidación edométrica relave espesado - índice de vacíos vs tensión vertical

Tabla 7.1. Propiedades índice relaves espesados

Tamaño máximo de partículas	1.18 mm
Porcentaje de finos (< 0.074 mm)	72%
$D_{50}$	0.03 mm
Porcentaje material bajo 0.002 mm	< 12%
Peso específico	2.76
$\gamma_{dmax}$ Proctor estándar	1.77 ton/m <sup>3</sup>
$\omega_{optimo}$ Proctor estándar	16.2%
$\gamma_d$ límite de contracción	1.78 ton/m <sup>3</sup>
$\omega$ límite de contracción	20%
Límite líquido	24
Índice de plasticidad	6
Clasificación USCS	CL-ML (limo arcilloso)

De los resultados de los ensayos de clasificación, se observa que el relave ensayado presenta un mayor porcentaje de finos que cualquiera de los relaves mencionados en el apartado 3.2, además de presentar una menor densidad al límite de contracción. Importante es notar que el relave ensayado es el único que presenta cierto grado de plasticidad (IP=6) y que clasifica como CL-ML de todos los relaves mencionados en la presente investigación. Se observa además que la densidad seca de confección de la probeta  $\gamma_d = 1.55 \text{ ton/m}^3$  corresponde a un 88% de la densidad máxima de compactación obtenida del ensayo Proctor estándar.

## 7.2. Ensayos triaxiales monótonos

A continuación se presentan los resultados de ensayos triaxiales monótonos CIU y CID ejecutados sobre muestras de relave espesado hasta presiones 500 kPa de confinamiento efectivo.

### 7.2.1. Ensayo triaxial en compresión

Los resultados de los ensayos triaxiales CIU y CID en compresión pueden observarse desde la Figura 7.4 hasta la Figura 7.10.

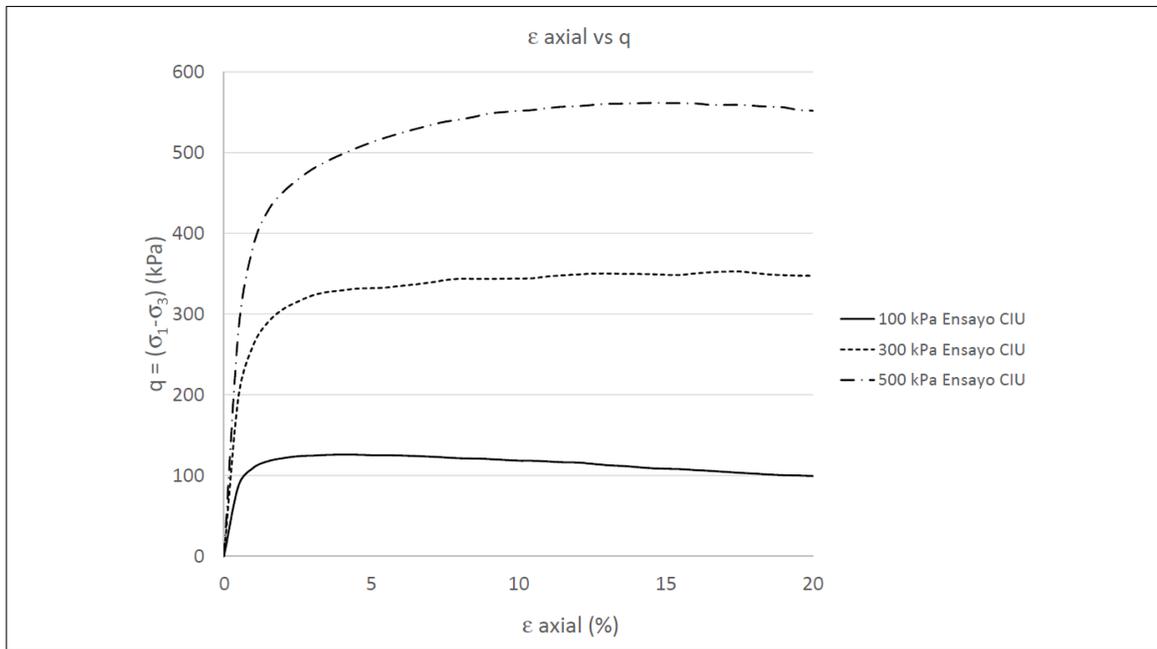


Figura 7.4. Ensayo triaxial CIU monótono de compresión - deformación axial unitaria vs q

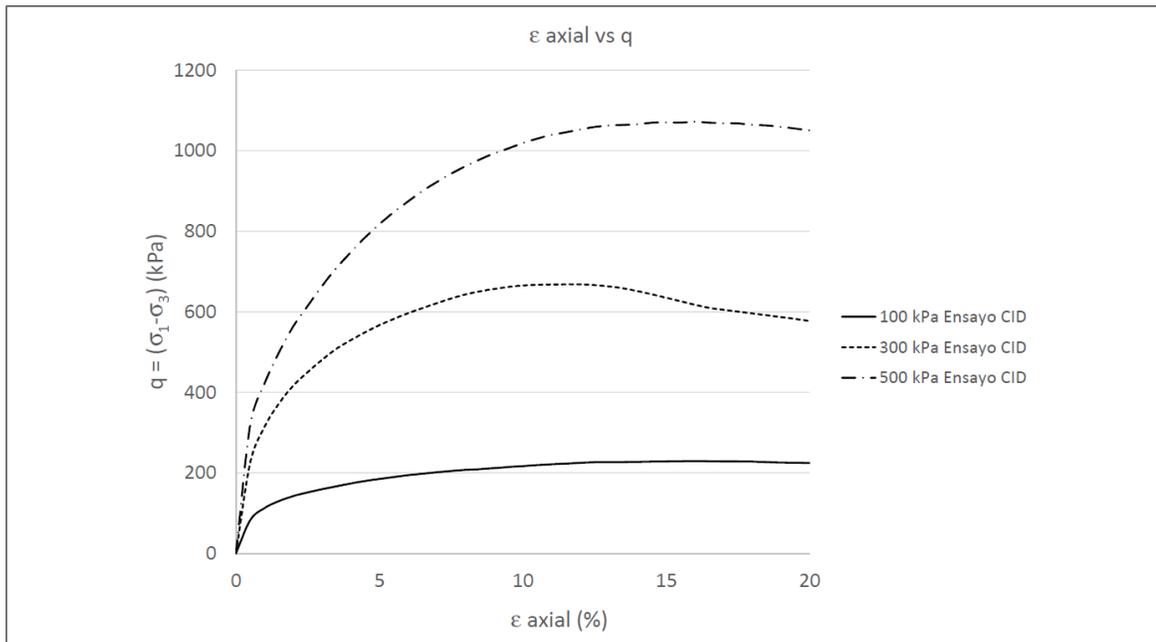


Figura 7.5. Ensayo triaxial CID monótono de compresión - deformación axial unitaria vs q

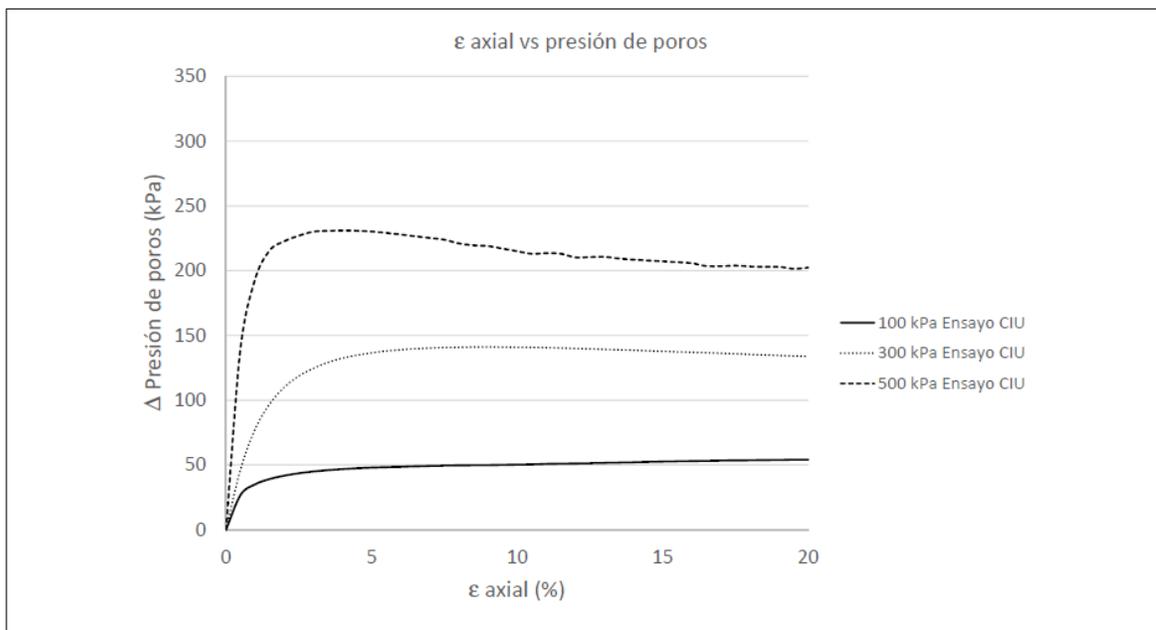


Figura 7.6. Ensayo triaxial CIU monótono en compresión - deformación axial unitaria vs presión de poros

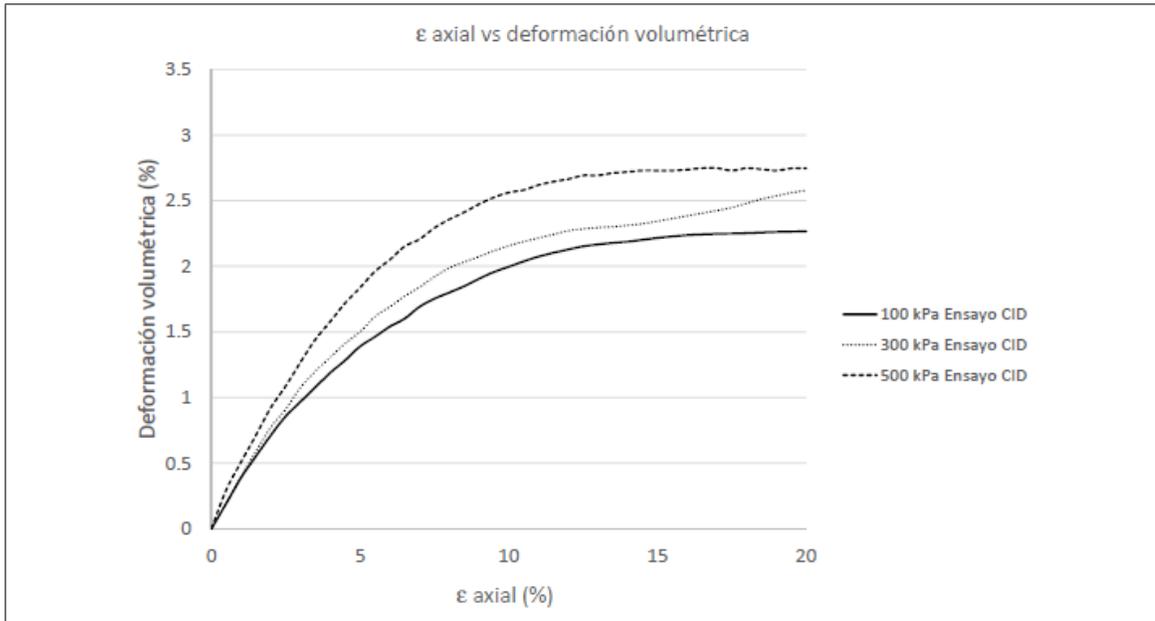


Figura 7.7. Ensayo triaxial CID monótono en compresión - deformación axial unitaria vs deformación volumétrica

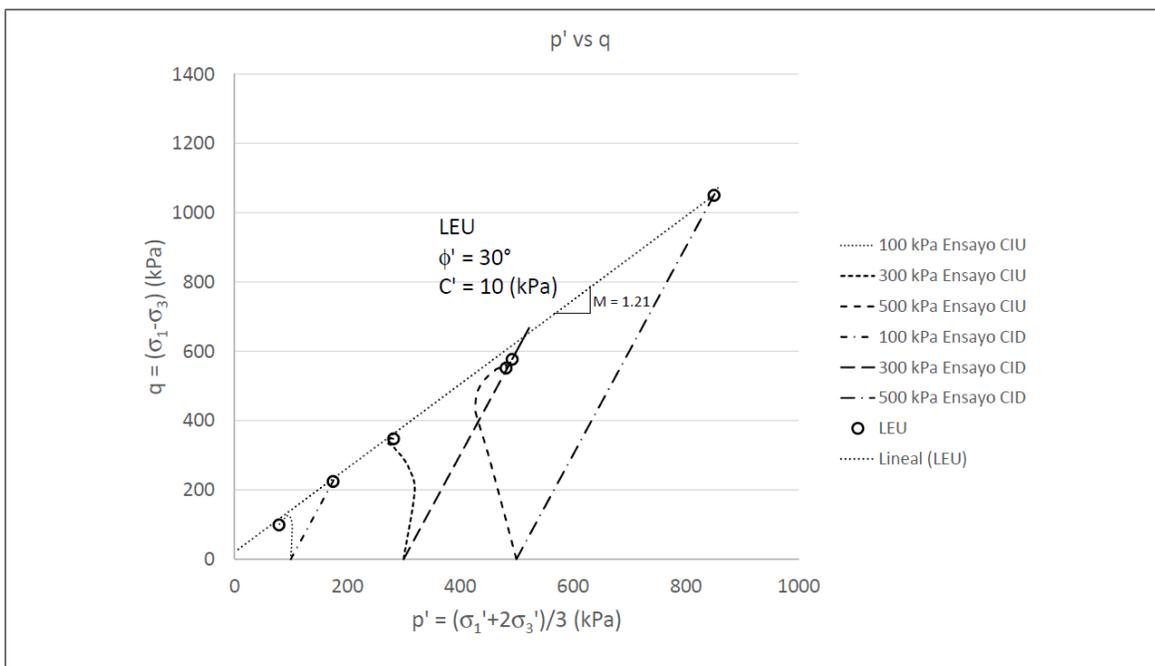


Figura 7.8. Ensayos triaxiales monótonos en compresión -  $p'$  vs  $q$

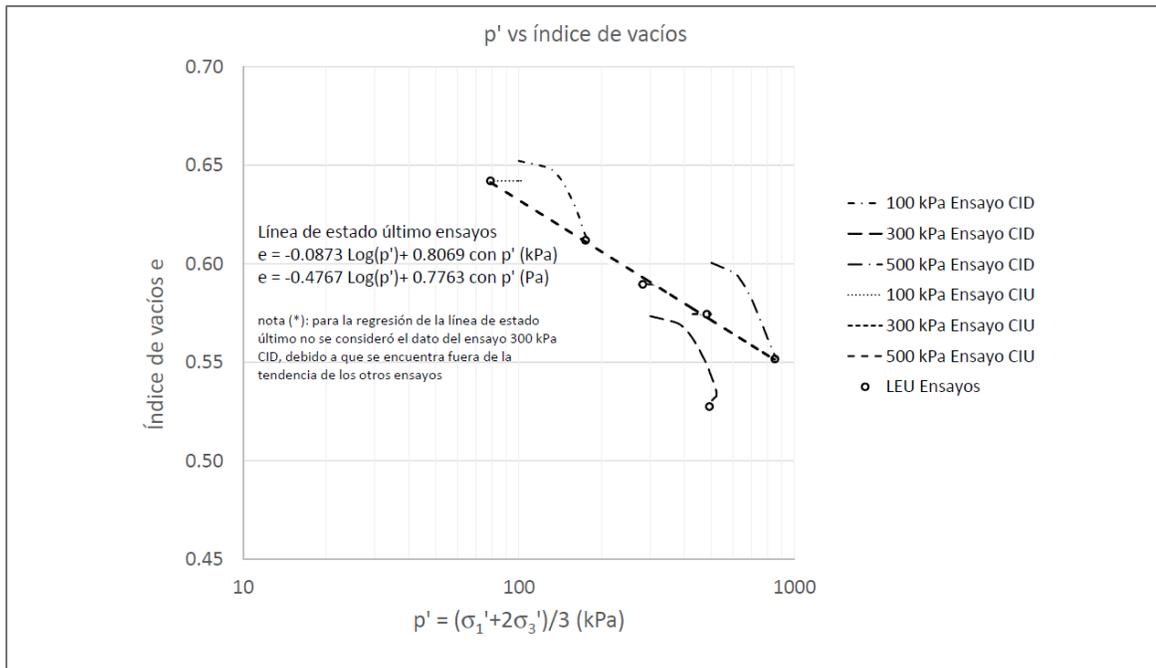


Figura 7.9. Ensayos triaxiales monótonos en compresión - log p' vs e

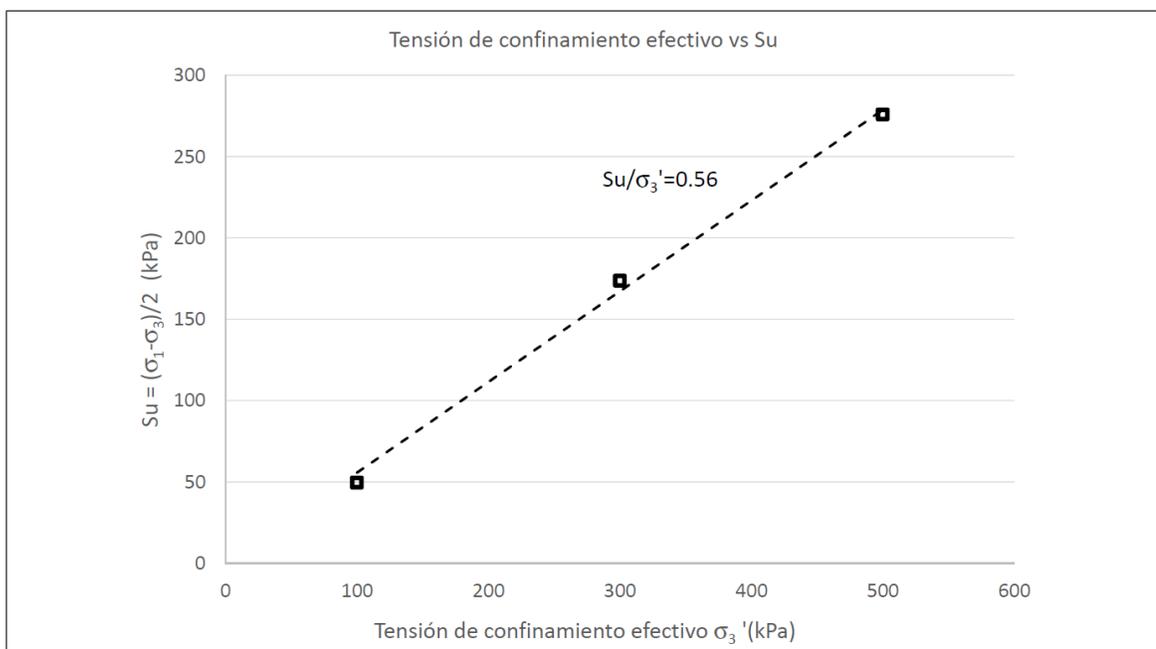


Figura 7.10. Ensayo triaxial monótono en compresión - resistencia no drenada vs presión de confinamiento efectivo

En los resultados se observa que para la curva  $\varepsilon_{axial}$  versus  $q$ , el relave desarrolla un comportamiento aproximadamente monótonamente creciente tanto para el comportamiento drenado como para el no drenado. En la curva de  $\varepsilon_{axial}$  versus presión de poros en los ensayos CIU se observa una presión máxima constante para las presiones de confinamiento de 100 y 300 kPa, pero se observa un peak en la presión de 500 kPa. Respecto a la deformación volumétrica en los ensayos CID, se observa que esta deformación se estabiliza cercana al 10% de deformación axial unitaria.

En la curva  $p'$  versus  $q$ , se puede observar que para las tensiones de confinamiento de 300 y 500 kPa el relave en condición no drenada comienza contrayendo para luego dilatar levemente (Figura 7.6) hasta llegar a la línea de estado último *LEU*, la cual está definida por una cohesión  $c' = 10$  kPa y un ángulo de fricción interna  $\phi' = 30^\circ$  y por la siguiente expresión 7.1 en el plano  $e - \log(p')$  con  $p'$  en unidades de kPa.

$$e = -0.0873\log(p') + 0.8069 \quad (7.1)$$

La Figura 7.10 muestra un valor de resistencia no drenada normalizada a la presión de confinamiento efectivo  $S_u/\sigma_3' = 0.56$ , lo que es mayor a cualquiera de las resistencias de los relaves citados en el apartado 3.2. Esto se explica a que el relave ensayado no presenta un fuerte comportamiento contractivo como los relaves citados en el apartado 3.2.

### 7.2.2. Ensayo triaxial en extensión

Los resultados de los ensayos triaxiales CIU y CID en extensión pueden observarse desde la Figura 7.11 hasta la Figura 7.15.

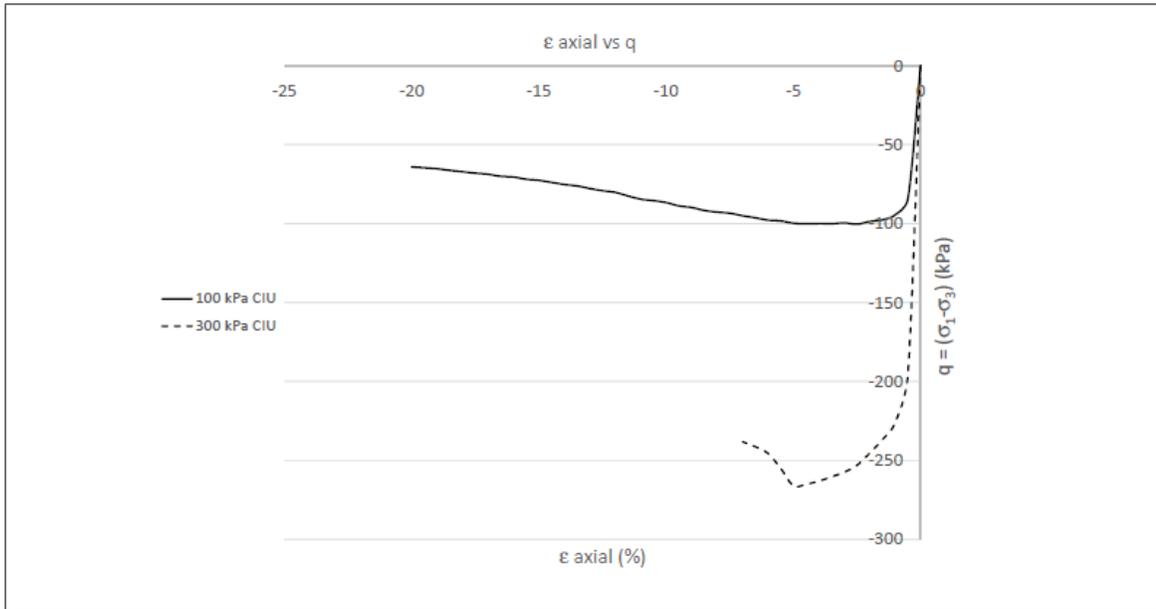


Figura 7.11. Ensayo triaxial CIU monótono en extensión - deformación axial unitaria vs q

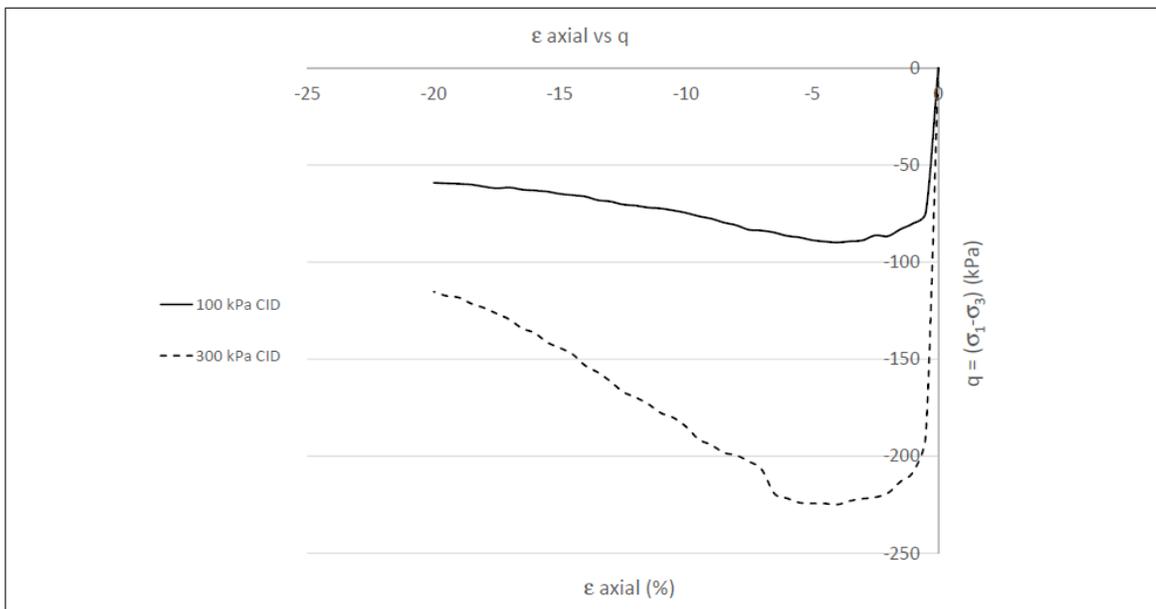


Figura 7.12. Ensayo triaxial CID monótono en extensión - deformación axial unitaria vs q

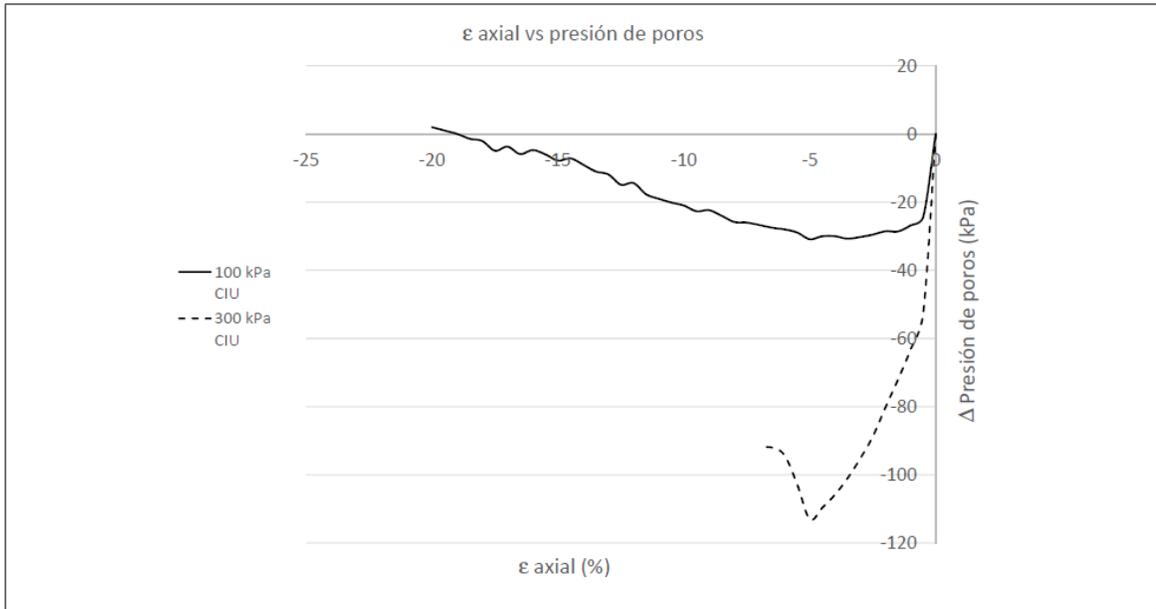


Figura 7.13. Ensayo triaxial CIU monótono en extensión - deformación axial unitaria vs presión de poros

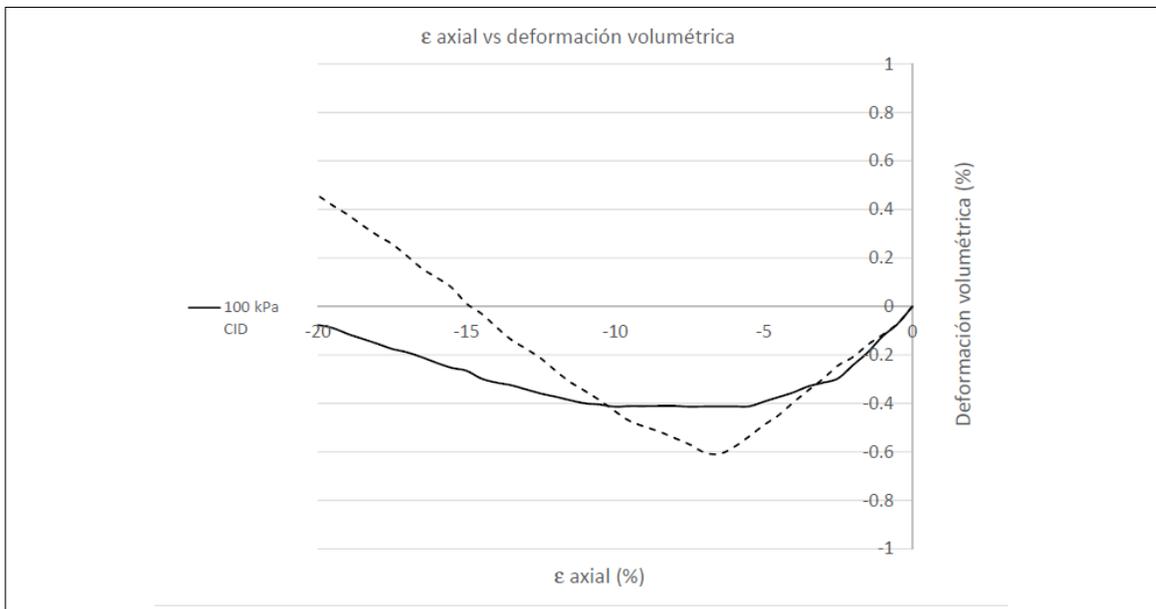


Figura 7.14. Ensayo triaxial CID monótono en extensión - deformación axial unitaria vs deformación volumétrica

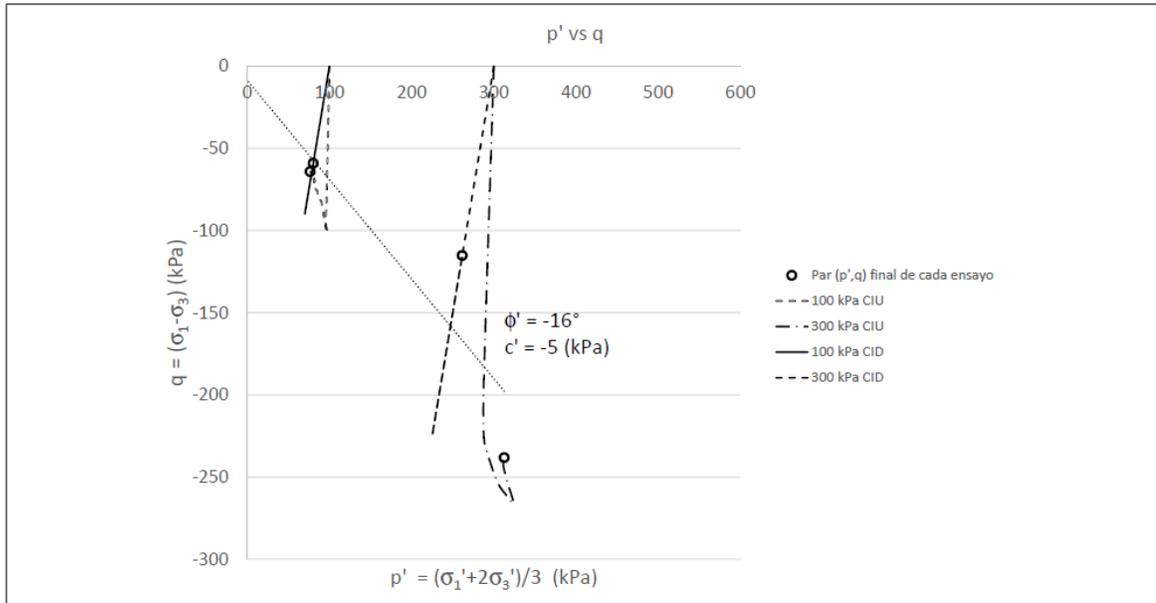


Figura 7.15. Ensayo triaxial monótono de extensión -  $p'$  vs  $q$

Los resultados de los ensayos indican que la cohesión y ángulo de fricción interna para la extensión ( $c = -5$  kPa y  $\phi' = -16^\circ$ ) son menores que para la compresión para el relave ensayado.

La envolvente de falla mostrada en la Figura 7.15 muestra una mayor dispersión de los datos de resistencia última si se compara con la envolvente de los ensayos triaxiales monótonos de compresión. Este fenómeno se explica por la rápida constricción que la probeta sufre en este ensayo lo que genera a la vez acumulación de tensiones sólo en una sección limitada de la probeta (Figura 7.16), constricción que puede explicar además la baja deformación volumétrica que muestra el relave en los ensayos CID de extensión y que no se genere estado último durante la extensión triaxial (Figura 7.14).



Figura 7.16. Constricción durante un ensayos triaxial monótono en extensión

### **7.3. Ensayo de resistencia cíclica no drenada**

Las curvas de resistencia cíclica no drenada del relave ensayado pueden observarse en las Figuras 7.17, 7.18 y 7.19, las cuales muestran el número de ciclos necesario para la licuación para distintas razones de corte cíclico, considerando los criterios de falla de: 5% de deformación axial unitaria en doble amplitud, 10% de deformación axial unitaria en doble amplitud y generación de un exceso de presión de poros de un 100% del confinamiento efectivo.

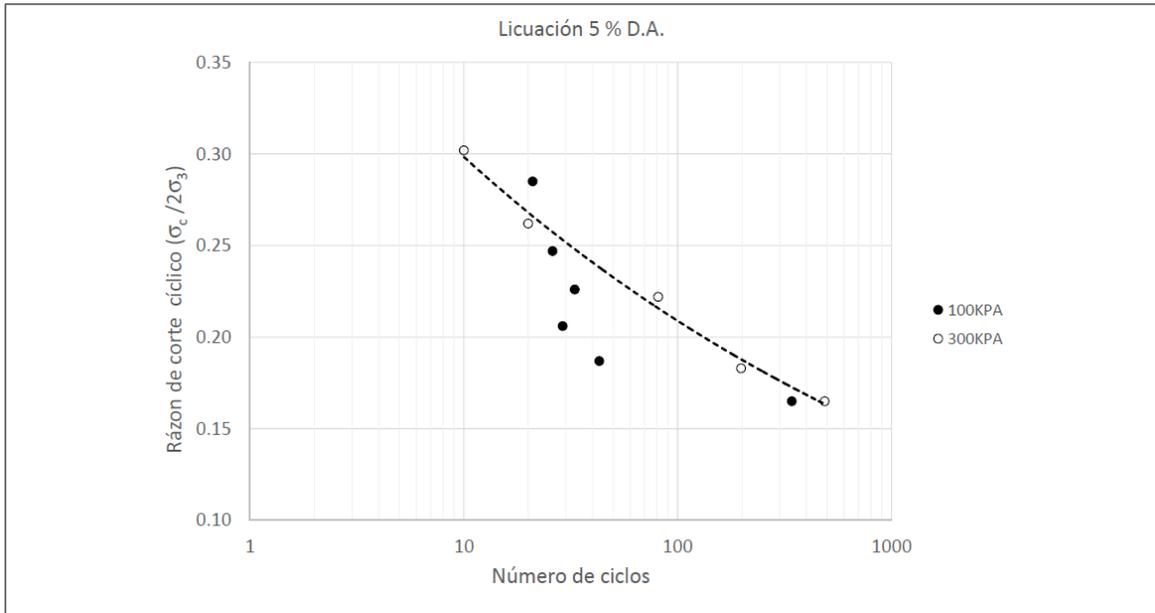


Figura 7.17. Resistencia cíclica no drenada relave ensayado - criterio 5% de deformación axial unitaria en doble amplitud

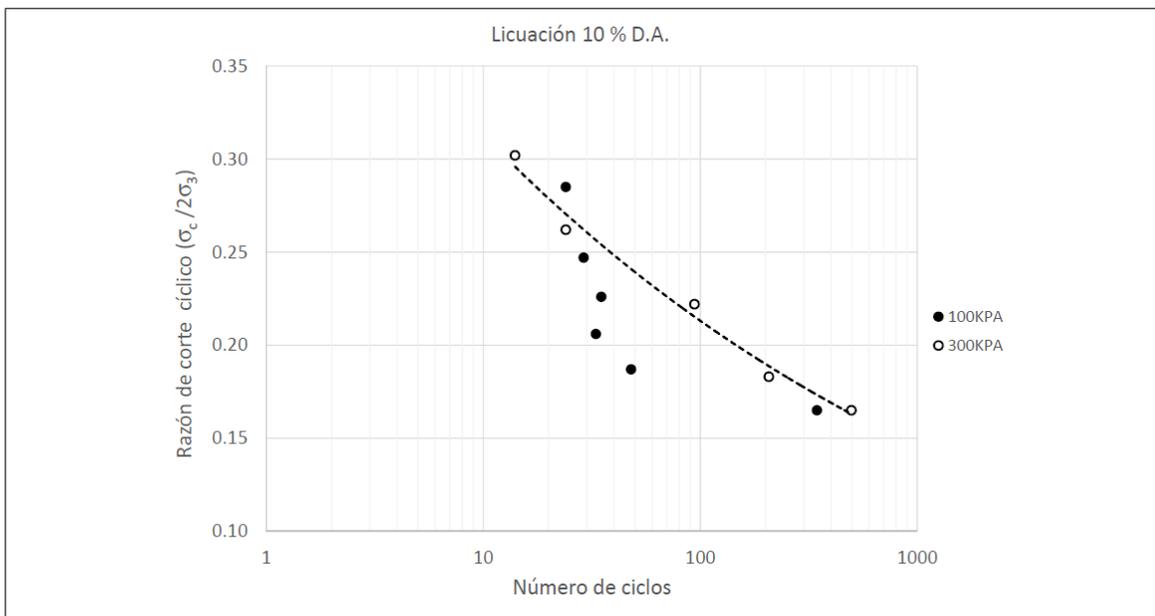


Figura 7.18. Resistencia cíclica no drenada relave ensayado - criterio 10% de deformación axial unitaria en doble amplitud

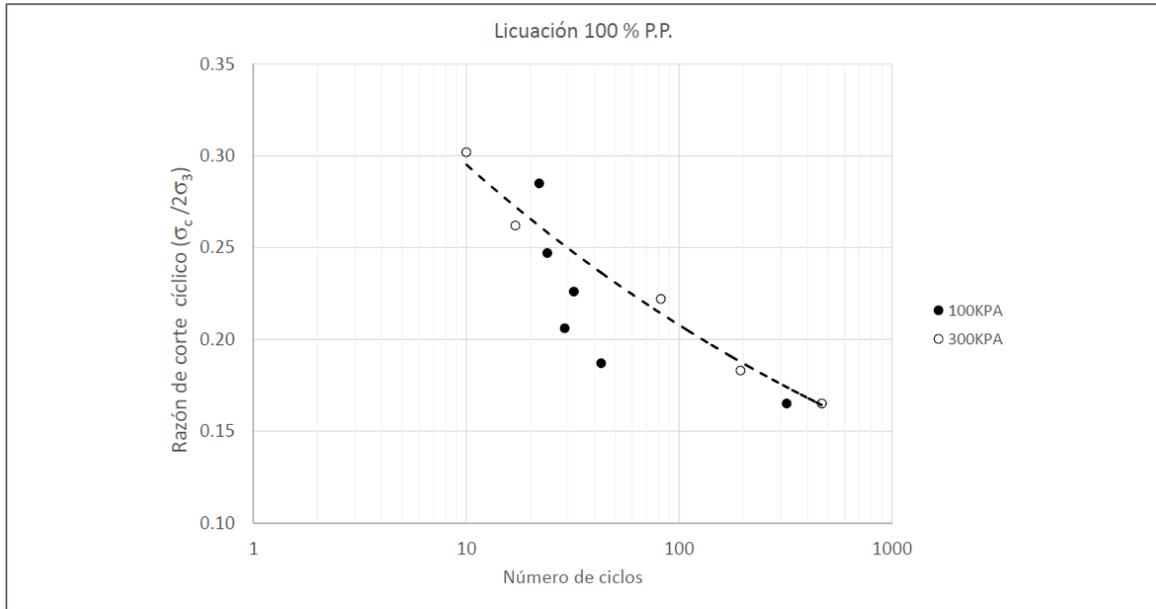


Figura 7.19. Resistencia cíclica no drenada - criterio 100%  $\sigma_3'$  de exceso de presión de poros

Los resultados muestran que para un confinamiento efectivo  $\sigma_3'$  de 300 kPa se obtiene un ajuste con buena correlación, pero para  $\sigma_3'$  de 100 kPa existe mayor dispersión. Se observa además que, para este tipo de relave, y para un confinamiento efectivo  $\sigma_3'$  de 100 kPa y 300 kPa, a un mayor confinamiento efectivo la resistencia a la licuación crece ligeramente, lo que es contrario a lo publicado anteriormente para arenas (Ishihara, 1996). Esto puede explicarse debido a que para suelos finos durante un ensayo triaxial el grado de densificación que sufre la muestra durante la consolidación isotrópica es mucho mayor que la que sufre una arena durante el mismo proceso, por lo que el índice de vacíos  $e$  al que efectivamente se conduce el ensayo es bastante menor, lo que observa en la Tabla 7.2.

Tabla 7.2. Índice de vacíos de confección y post consolidación - Ensayos triaxiales no-drenados

$\sigma_3'$ consolidación	$e$ promedio confección	$e$ promedio post consolidación
100	0.78	0.69
300	0.78	0.58

#### 7.4. Ensayos de degradación del módulo de corte y amortiguamiento

##### 7.4.1. Ensayo de columna resonante

Los resultados de los ensayos de columna resonante efectuados y válidos de acuerdo al procedimiento indicado en el apartado 6.4.3, se observan en las Figuras 7.20 y 7.21.

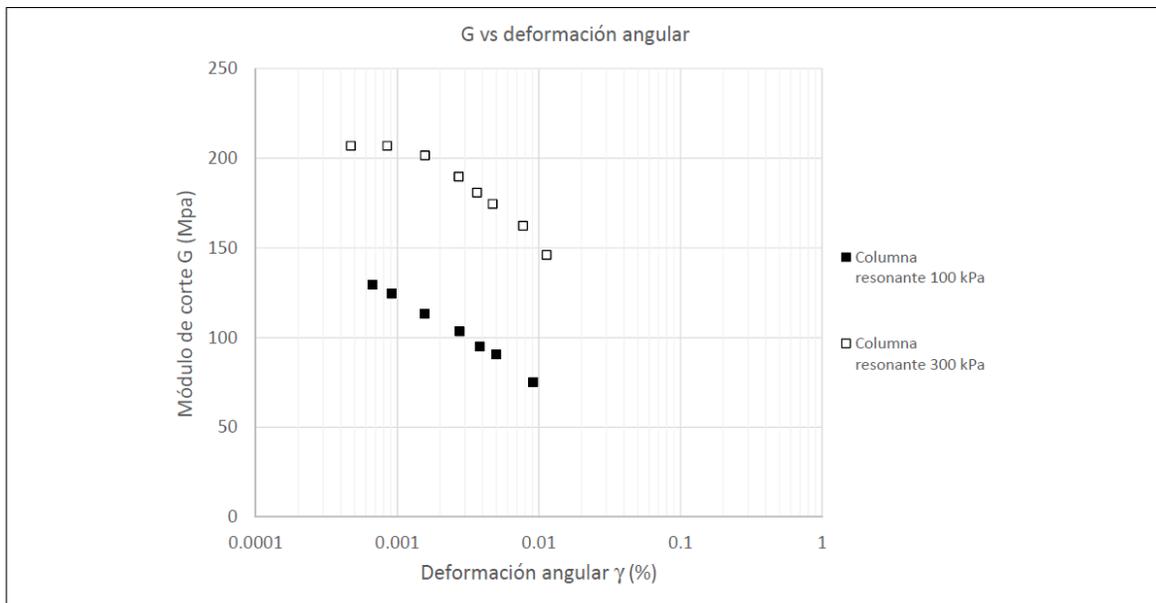


Figura 7.20. Módulo de corte ensayo columna resonante

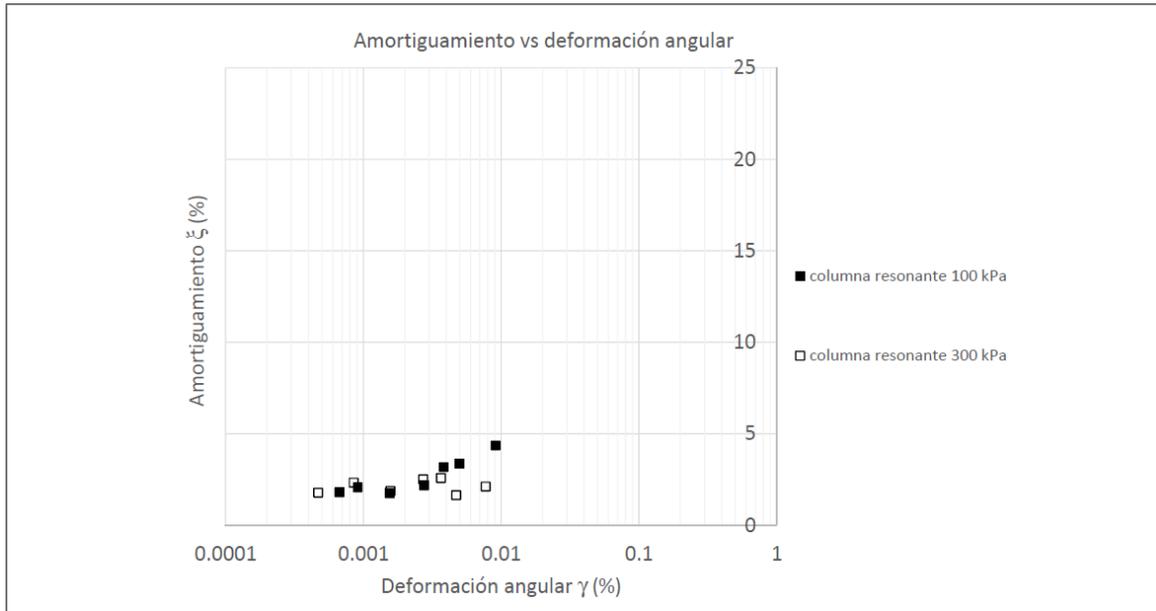


Figura 7.21. Razón de amortiguamiento ensayo columna resonante

Estos resultados muestran que, respecto a la razón de amortiguamiento, para ambos confinamientos efectivos los valores de este parámetro son similares. Los valores indicados en la siguiente Tabla 7.3 corresponden al módulo de corte para bajas deformaciones  $G_0$  y su respectiva velocidad de onda de corte  $V_s$ .

Tabla 7.3. Módulo de corte a bajas de deformaciones y velocidad de onda de corte

Confinamiento efectivo $\sigma_3'$ (kPa)	$\gamma$ (%)	$G_0$ (MPa)	$V_s$ (m/s)
100	0.0007	129.5	289.0
300	0.0005	206.9	365.3

Considerando los valores de  $G_0$  y  $\sigma_3'$  indicados en la Tabla 7.3, es posible efectuar la siguiente regresión (Ecuacion 7.2) para el módulo de corte según el confinamiento efectivo:

$$G_0 = G_{ref} \left( \frac{p'}{p'_{ref}} \right)^n \quad (7.2)$$

Con los siguientes valores para los parámetros indicados:

- $G_{ref} = 129.5$  MPa.
- $p'_{ref} = 100$  kPa.
- $n = 0.4265$ .

#### 7.4.2. Ensayo de torsión cíclica

Los resultados de los ensayos de torsión cíclica efectuados y válidos de acuerdo al procedimiento indicado en el apartado 6.4.3, se observan en las Figuras 7.22 y 7.23.

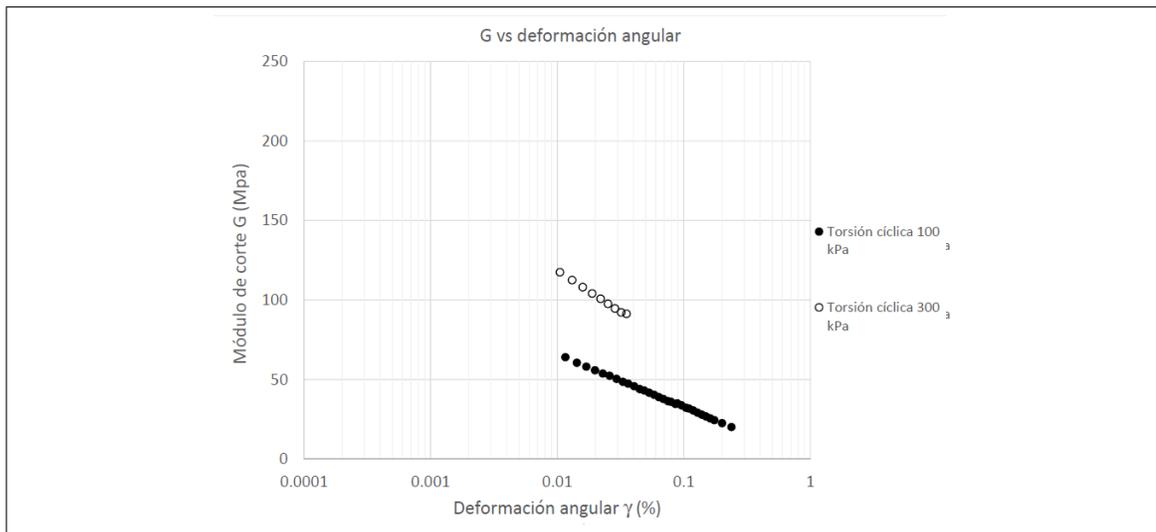


Figura 7.22. Módulo de corte - ensayo torsión cíclica

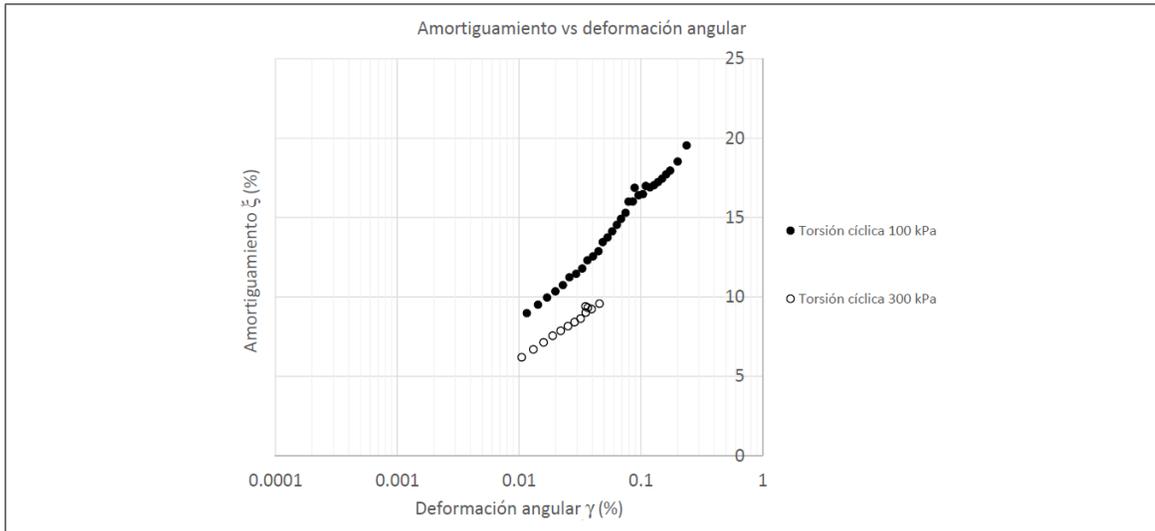


Figura 7.23. Razón de amortiguamiento - ensayo torsión cíclica

### 7.4.3. Ensayo triaxial cíclico drenado

Los resultados de los ensayos triaxiales cíclicos drenados efectuados y válidos de acuerdo al procedimiento indicado en el apartado 6.4.2, se observan la siguiente Figura 7.24 y Figura 7.25.

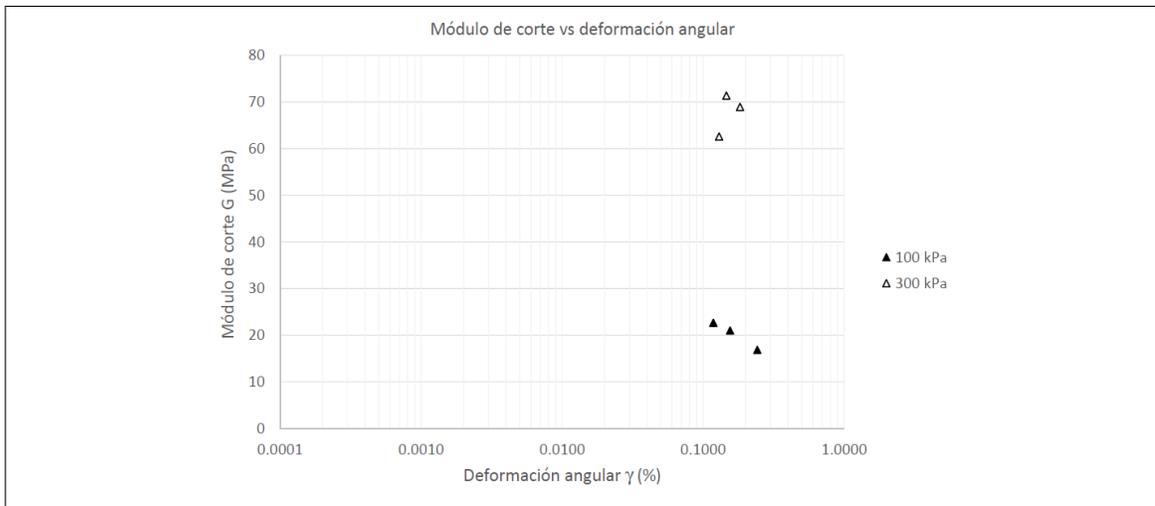


Figura 7.24. Módulo de corte - ensayo triaxial cíclico drenado

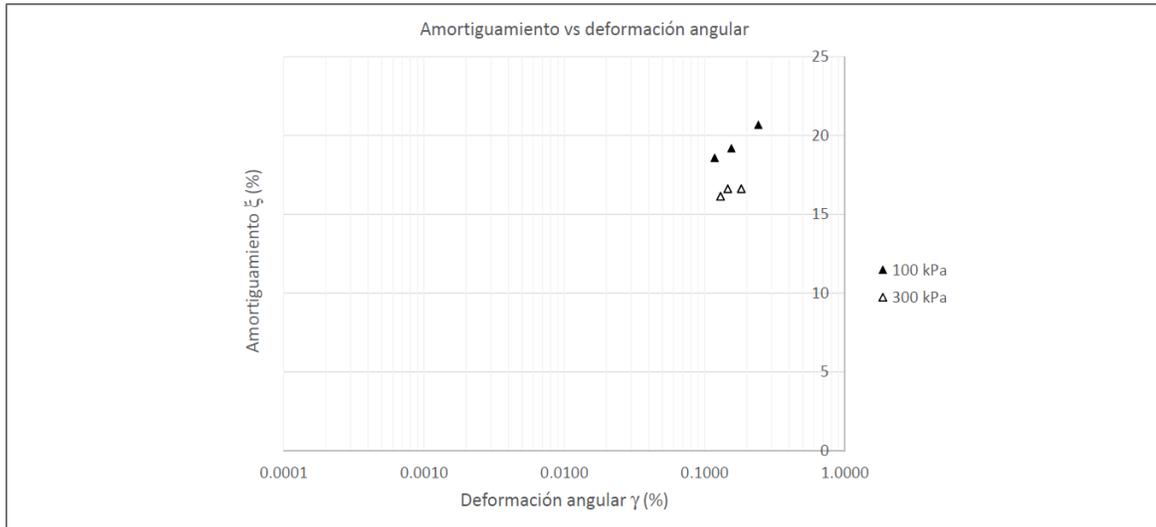


Figura 7.25. Razón de amortiguamiento - ensayo triaxial cíclico drenado

Considerando los resultados de módulo de corte y razón de amortiguamiento de los ensayos de columna resonante, torsión cíclica y triaxiales cíclicos drenados, además de las recomendaciones de Seed (Seed & Idriss, 1970) de los intervalos válidos de deformación angular para cada uno de estos ensayos, la curva de degradación del módulo de corte y razón de amortiguamiento del relave ensayado son las que se muestran en la Figura 7.26 y Figura 7.27, respectivamente.

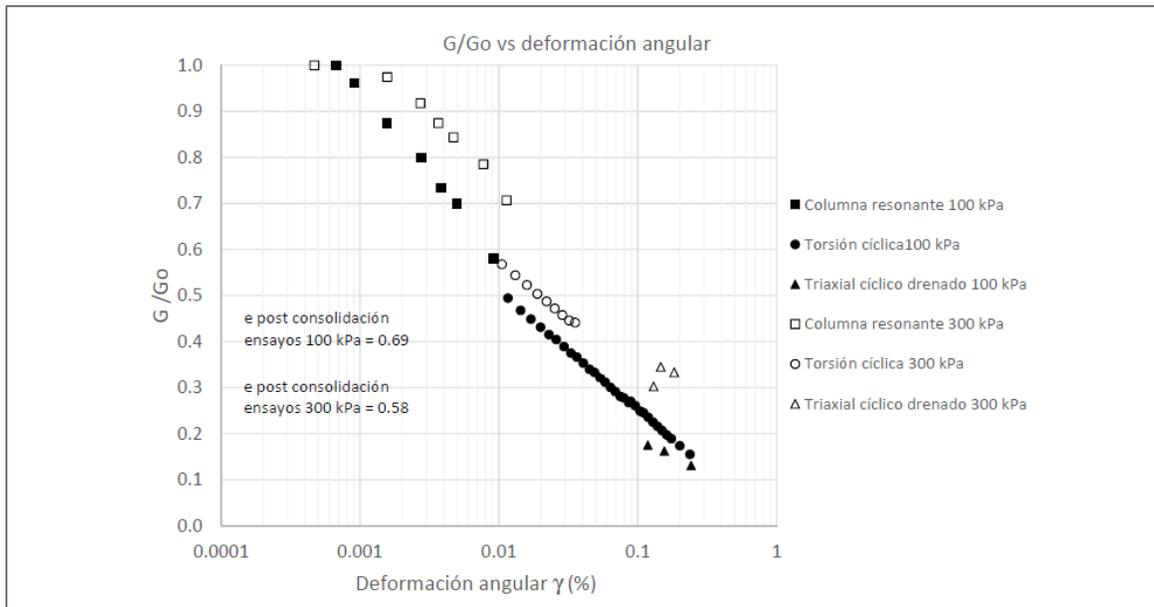


Figura 7.26. Curva de degradación módulo de corte normalizada relave espesado

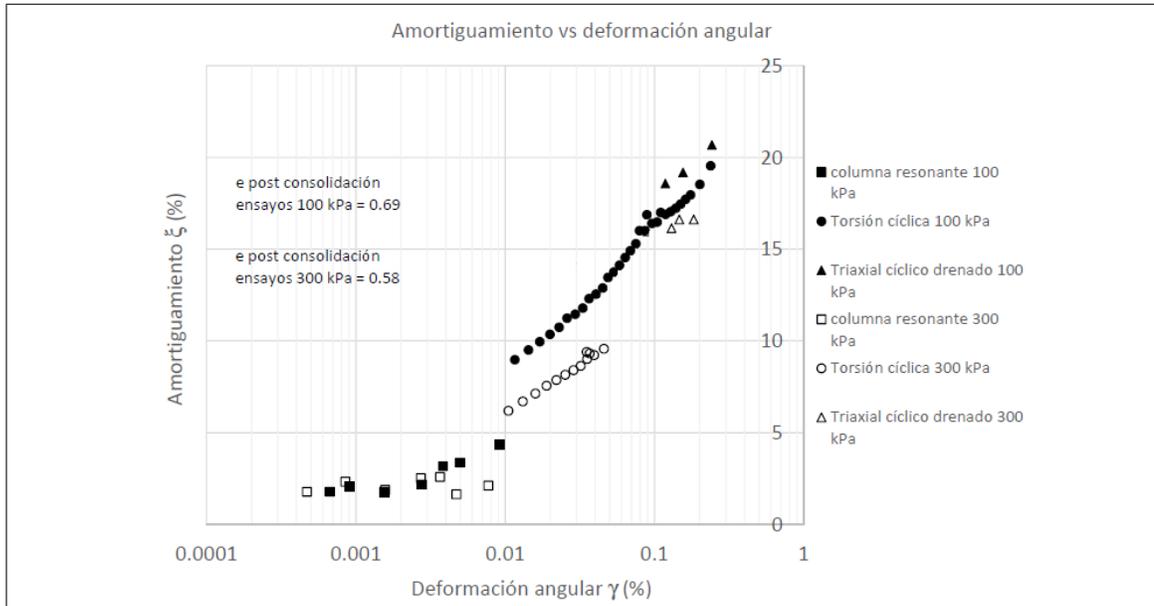


Figura 7.27. Curva de razón de amortiguamiento relave espesado

En la curva de degradación del módulo de corte se puede observar que, considerando cada ensayo individualmente, para el confinamiento de 300 kPa la degradación del módulo

de corte normalizado es menor que para 100 kPa a una misma deformación angular. También se observa que los ensayos de torsión y triaxiales cíclicos presentan valores de módulo de corte similares a igual deformación angular  $\gamma$ , por lo que se puede concluir que, pese a que el estado tensional al interior de la probeta no es idéntico en los dos ensayos, en términos de módulo de corte estos dos ensayos son equivalentes.

En la curva de razón de amortiguamiento se observa que en el rango de deformación entre  $5 \times 10^{-4}\%$  y  $10^{-2}\%$ , no hay variación entre la razón de amortiguamiento entre un confinamiento y otro. Sobre este rango de deformación, se observa que los resultados del ensayo triaxial cíclico drenado para ambos confinamientos se ajustan a la curva de amortiguamiento del ensayo de torsión cíclica a 100 kPa de confinamiento efectivo.

Al igual que los resultados de Tatsuoka (1978), en estos ensayos se observa un incremento en la curva de razón de amortiguamiento a una deformación angular  $\gamma$  de  $10^{-2}\%$ . Este salto puede explicarse debido a que el ensayo de columna resonante considera el cálculo de la razón de amortiguamiento resolviendo un modo de vibración de la probeta, método el cual no considera una medida directa de la disipación histerética de energía, como se hace en el ensayo de torsión cíclica o triaxial cíclico drenado. Además, los campos de deformaciones al interior de la probeta son muy distintos.

Se comparan estos resultados con las curvas propuestas para arenas (Seed & Idriss, 1970) y arcillas (Vucetic & Dobry, 1991).

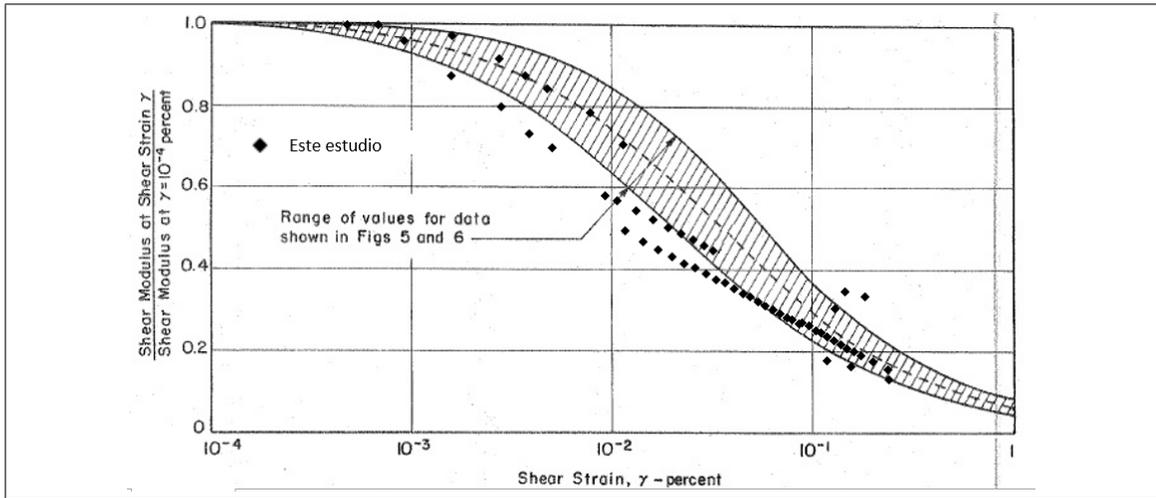


Figura 7.28. Curva degradación módulo de corte para arenas (Seed & Idriss, 1970) vs ensayos relave espesado

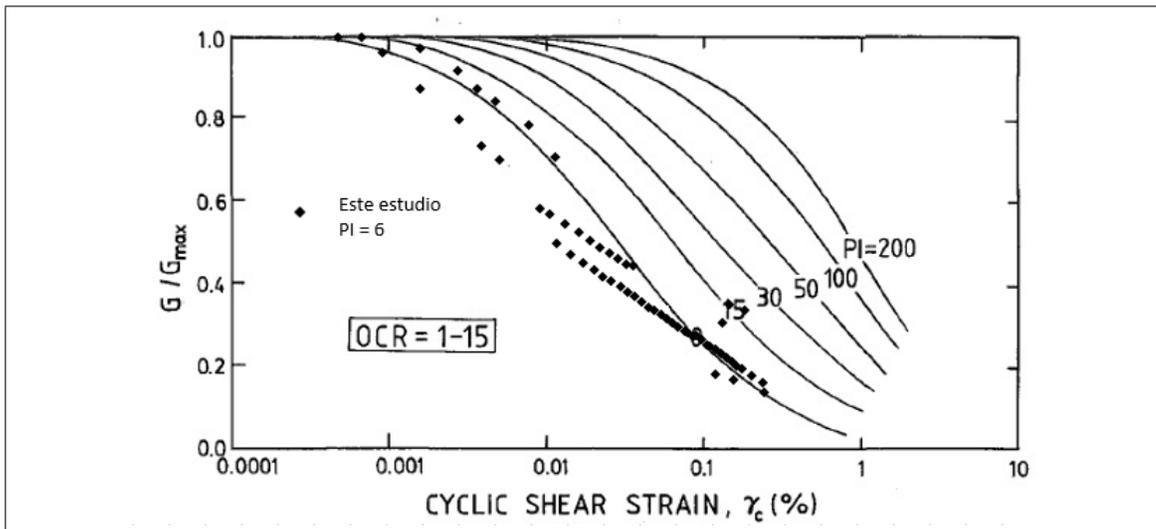


Figura 7.29. Curva degradación módulo de corte para arcillas (Vucetic & Dobry, 1991) vs ensayos relave espesado

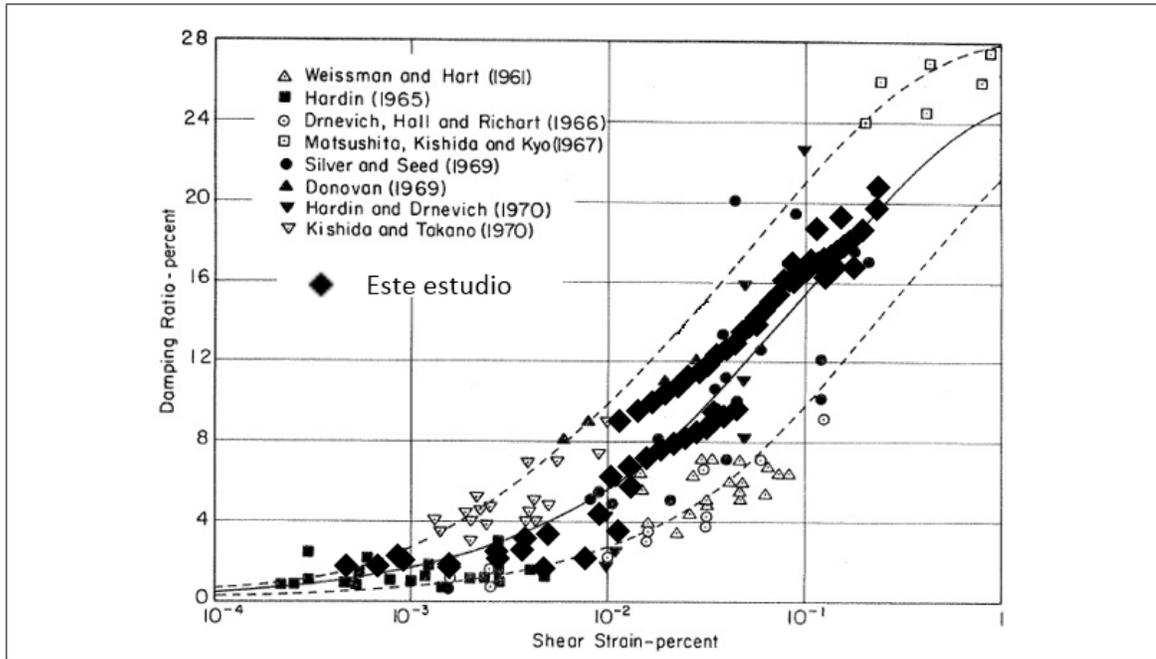


Figura 7.30. Razón de amortiguamiento para arenas (Seed & Idriss, 1970) vs ensayos relave espesado

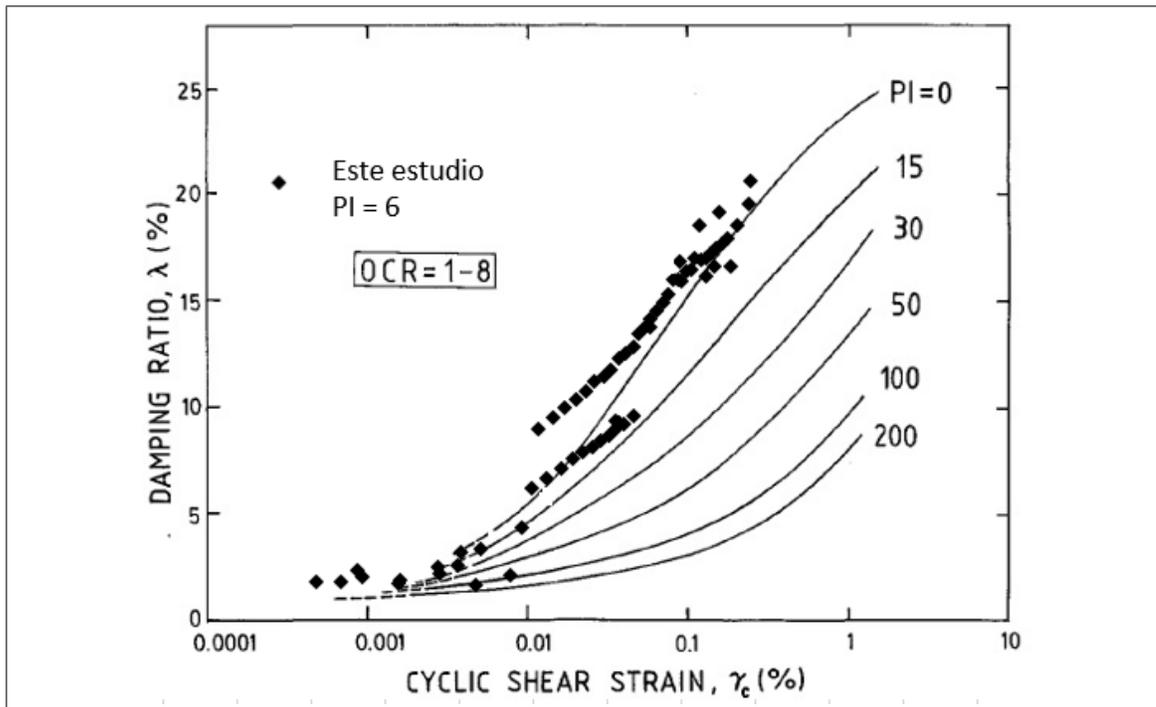


Figura 7.31. Razón de amortiguamiento para arcillas (Vucetic & Dobry, 1991) vs ensayos relave espesado

En estas figuras se observa que las curvas de degradación del módulo de corte y de razón de amortiguamiento del relave ensayado (con un  $IP = 6$ ) se ajustan a las curvas de arcillas con  $IP = 0$  de Vucetic (Vucetic & Dobry, 1991), con excepción de la razón de amortiguamiento en un rango de deformación angular entre  $2 \times 10^{-3}\%$  y  $10^{-2}\%$ . Respecto a las curvas de arena propuestas por Seed (Seed & Idriss, 1970), las curvas de los relaves ensayados se ajustan a los intervalos propuestos, fenómeno que puede ser explicado a la baja plasticidad de presenta este relave. Por lo tanto, desde el punto de vista del comportamiento dinámico drenado, el material se comporta esencialmente como una arena.

De los resultados descritos a lo largo del presente capítulo, es posible concluir que para una correcta interpretación de la curva de degradación del módulo de corte y amortiguamiento de un relave espesado, es necesario efectuar distintos tipos de ensayos y tratar de barrer el espectro completo de deformación angular  $\gamma$  al que puede llegar cada ensayo,

con el fin de evitar malinterpretaciones de los resultados en la frontera de validez que cada uno de ellos tiene. También se puede concluir que es recomendable efectuar todos los ensayos dinámicos considerando al menos dos confinamientos efectivos  $\sigma_3'$ , con el fin de acotar el efecto del confinamiento sobre los resultados obtenidos.

## **8. MODELACIÓN NUMÉRICA DE UN TRANQUE DE RELAVES**

En el presente capítulo, se abordará un problema dinámico de un depósito de relaves espesados considerando las propiedades del relave ensayado descritas en el capítulo anterior.

### **8.1. Introducción y objetivo de la modelación**

La modelación numérica de un tranque de relaves es considerado como obligatoria para cualquier proyecto de este tipo de depósitos con un muro resistente de más de 15 m de altura desde 2006 por la legislación chilena (D.S 248 del Servicio Nacional de Geología y Minería, 2007). En la actualidad el proceso para llegar a una correcta modelación numérica de este tipo consiste en muestrear en terreno los materiales involucrados en el problema (muro, fundación y relave) y ensayar dichos materiales tratando de reproducir las condiciones de humedad, densidad y fábrica que se espera que estos materiales tengan una vez construido el depósito.

Lamentablemente, en el país existe una limitada cantidad de laboratorios de geotécnica que permitan ensayar estos materiales, más aún, la posibilidad de ensayarlos de manera dinámica para encontrar las curvas de degradación del módulo de corte y el amortiguamiento, en un amplio rango de deformaciones angulares, está acotada sólo a unos pocos centros de estudio, todos con fines académicos y en proceso de mejorar los métodos de ensayo.

En la actualidad, con el fin de suplir esta y otras limitaciones de ensayos y dar correcto cumplimiento a la legislación, las empresas de consultoría que trabajan en este tipo de modelos efectúan metodologías semi-empíricas usando los ensayos disponibles en Chile, que por lo general son ensayos triaxiales monótonos y triaxiales cíclicos no drenados, en conjunto con algunos criterios de licuación o de amortiguamiento numérico, y así modelar de manera conservadora en términos de deformación, los efectos en la estabilidad sísmica de un depósito de relaves espesados.

Considerando lo anterior, el objetivo final de este capítulo es comparar dos métodos de modelación numérica a un depósito de relaves espesados; una metodología aproximada y otra que considera parámetros dinámicos de módulo de corte y amortiguamiento, usando los resultados de los ensayos del relave espesado indicados en el capítulo 7. El resultado de esta modelación es una comparación de las metodologías consideradas en términos de empuje sobre el muro del depósito y de deformaciones a lo largo de la geometría del modelo.

Para el desarrollo de esta modelación numérica, se utilizó el software PLAXIS 2D (versión 2015), el cual está basado en la discretización del continuo, planteando y resolviendo las ecuaciones de equilibrio estático/dinámico y su acoplamiento a las condiciones de flujo a través de la metodología de elementos finitos.

## **8.2. Problema a modelar**

### **8.2.1. Geometría**

En la presente investigación se consideró modelar un depósito "tipo" de relaves espesados del país. Para ambas metodologías de estudio, se consideró que el depósito consiste en un muro de material de empréstito de 25 m de altura y de 20 m de ancho de coronamiento, de pendiente de sus caras aguas arriba y abajo de 2.5:1 (H:V). Este muro se encuentra apoyado sobre una unidad de suelo arenoso poco consolidado con una pendiente de terreno de 3% y de potencia 10 m, e inmediatamente bajo esta unidad se encuentra un suelo arenoso de mejores propiedades resistentes de potencia 50 m.

Aguas arriba del muro se encuentra depositado el relave con una revancha de 2 m, el cual al ser espesado, puede considerarse que tiene una mayor pendiente de depositación que un relave convencional; para este modelo se consideró de 4% (Jewell, 2006). La Figura 8.1 y Figura 8.2 muestran el detalle de la geometría indicada.

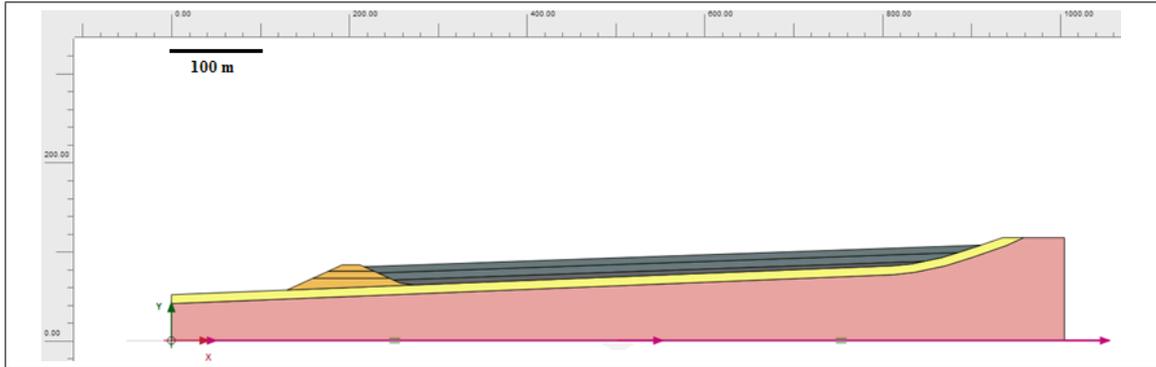


Figura 8.1. Geometría global del modelo

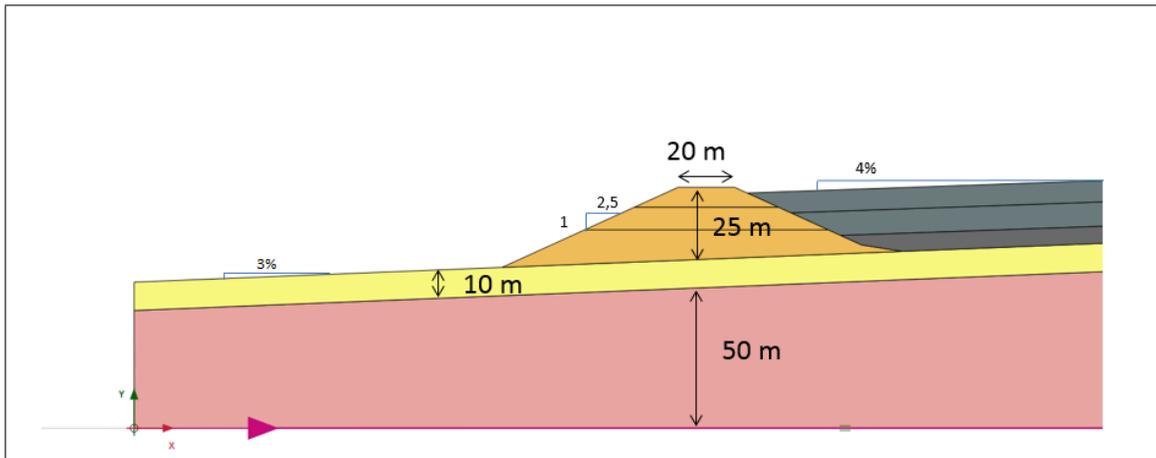


Figura 8.2. Detalle geometría del modelo

El método de construcción del muro en el modelo se asume como eje central y que el depósito de relaves cuenta con medida de impermeabilización dentro de la cubeta.

### 8.2.2. Casos de modelación estudiados y metodología

Para las dos metodologías comparadas se asumieron las siguientes unidades de suelo comunes, las cuales se muestran en la Figura 8.3:

- Unidad Suelo Profundo U1.

- Unidad Suelo de Fundación U2.
- Unidad Muro U3.

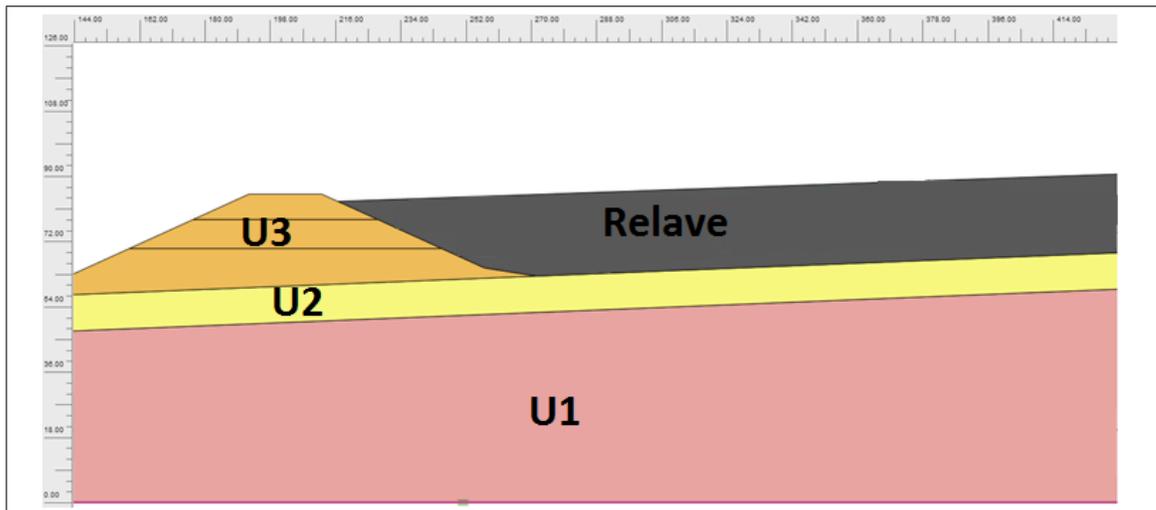


Figura 8.3. Unidades de suelo consideradas

Estas unidades fueron modeladas de acuerdo a propiedades de literatura (et al., 2007) para muros de empréstito y suelos de fundación de tipo arenoso. Para ambas metodologías se consideró el modelo constitutivo elastoplástico Mohr- Coulomb para la unidades U1, U2 y U3 mencionadas.

Respecto al relave espesado, sus propiedades fueron definidas de manera distinta para cada metodología, las cuales son detalladas a continuación.

#### 8.2.2.1. Caso 1: Método CSR

La presente metodología es similar a la efectuada por Palma (2007). Este método para modelar un depósito de relaves espesados consiste en efectuar una construcción de depósito con propiedades drenadas de los materiales involucrados. Luego, para el caso sísmico, se efectúa un chequeo de la razón de tensiones cíclica (*CSR*) solicitante en cada punto del relave, definida de la siguiente forma(Seed et al, 1983):

$$CSR = (\tau_{dinamico} - \tau_{estatico}) / \sigma_v'$$

en donde:

- $\tau_{dinamico}$  = tensión de corte horizontal máxima durante el sismo.
- $\tau_{estatico}$  = tensión de corte horizontal estática.
- $\sigma_v'$  = tensión vertical efectiva estática.

Además, se considera como razón de resistencia cíclica (*CRR*) un valor adoptado tanto por ensayos insitu o de un ensayo de laboratorio. Para esta investigación, se adoptó un valor de *CRR* de 0.15, valor mínimo observado en las curvas de resistencia cíclica no drenada del relave ensayado indicadas en el apartado 7.3.

Efectuado un modelo con propiedades drenadas de todos los materiales involucrados, se muestrea las zonas en que  $CRR < CSR$ , y para un nuevo modelo se consideran esas zonas como licuadas y con propiedades no drenadas con resistencia  $S_u$ . En resumen, la metodología "Caso 1: Método CSR" puede definirse en los siguientes pasos:

- Construcción de las etapas de crecimiento del depósito con parámetros drenados para las unidades U1, U2, y U3 y el relave.
- Corrida del modelo dinámico con parámetros drenados en las mismas unidades que para la construcción.
- Chequeo de las zonas licuadas del relave en donde, en algún momento del sismo, haya ocurrido que  $CRR < CSR$ .
- Nueva corrida del modelo dinámico, pero en la zonas detectadas como licuadas en el relave, se definen parámetros no-drenados con resistencia  $S_u$ .

Mediante este proceso, es posible definir valores de deformación en el modelo que incorporen la respuesta dinámica no drenada del relave ensayado anteriormente. Una de las ventajas de este enfoque es que evita la resolución del problema hidromecánico

acoplado en dinámica, lo que es computacionalmente caro y no está disponible en la mayor parte de los softwares comerciales.

#### **8.2.2.2. Caso 2: Método HSsmall**

Esta metodología considera el ajuste del modelo constitutivo tanto para condiciones drenadas como para no-drenadas *HS-Small* (Benz, 2006), el cual considera un comportamiento tensión-deformación del tipo hiperbólico, pero además incluye el uso de las curvas de degradación del módulo de corte y amortiguamiento ensayadas en el relave de la presente investigación. En resumen, la metodología propuesta puede definirse en los siguientes pasos

- Construcción de las etapas de crecimiento del depósito con materiales definidos con parámetros drenados U1, U2, y U3 y el relave.
- Corrida del modelo dinámico con parámetros drenados para las unidades U1, U2, y U3, pero el relave con parámetros *HS-Small* no-drenados con resistencia definida por  $\phi'$  y  $c'$ .

#### **8.2.3. Sismos considerados**

Los registros sísmicos escogidos para efectuar el análisis dinámico fueron sismos naturales de componente horizontal registrados en roca y cuya energía se encontraba de preferencia en la banda entre 1 Hz y 5 Hz, los cuales fueron sometidos a corrección de línea base. Los registros ocupados fueron los siguientes:

- Sismo Rapel: Registro de aceleración basal de componente N-S registrado durante el terremoto de 27 de febrero de 2010 cercano al lago Rapel (Figura 8.4).
- Sismo USM: Registro de aceleración basal de componente longitudinal registrado durante el terremoto de 27 de febrero de 2010 en la Universidad Santa María en Valparaíso (Figura 8.5).

- Sismo Iquique: Registro de aceleración basal de componente E-O registrado durante el terremoto de 16 de marzo de 2014 en la ciudad de Iquique (Figura 8.6).

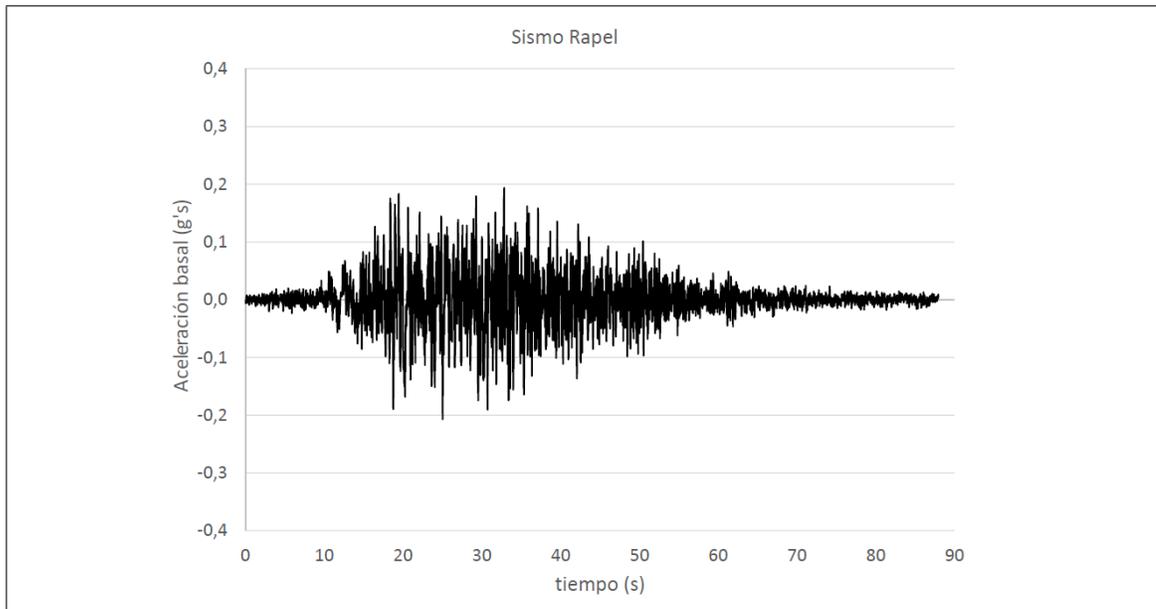


Figura 8.4. Registro de aceleración sismo Rapel

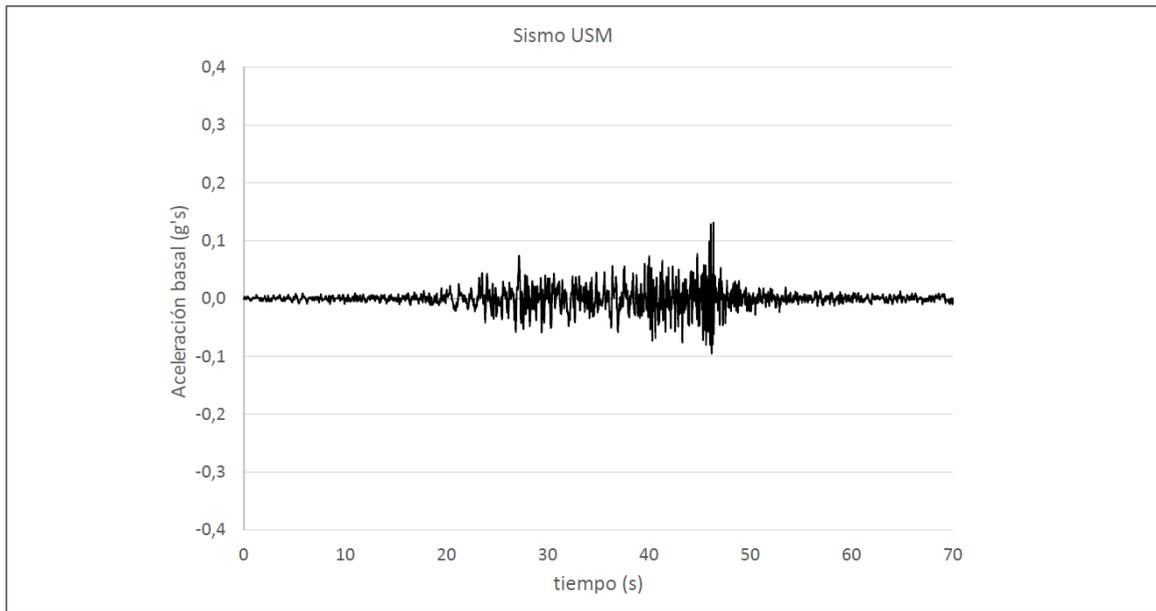


Figura 8.5. Registro de aceleración sismo USM

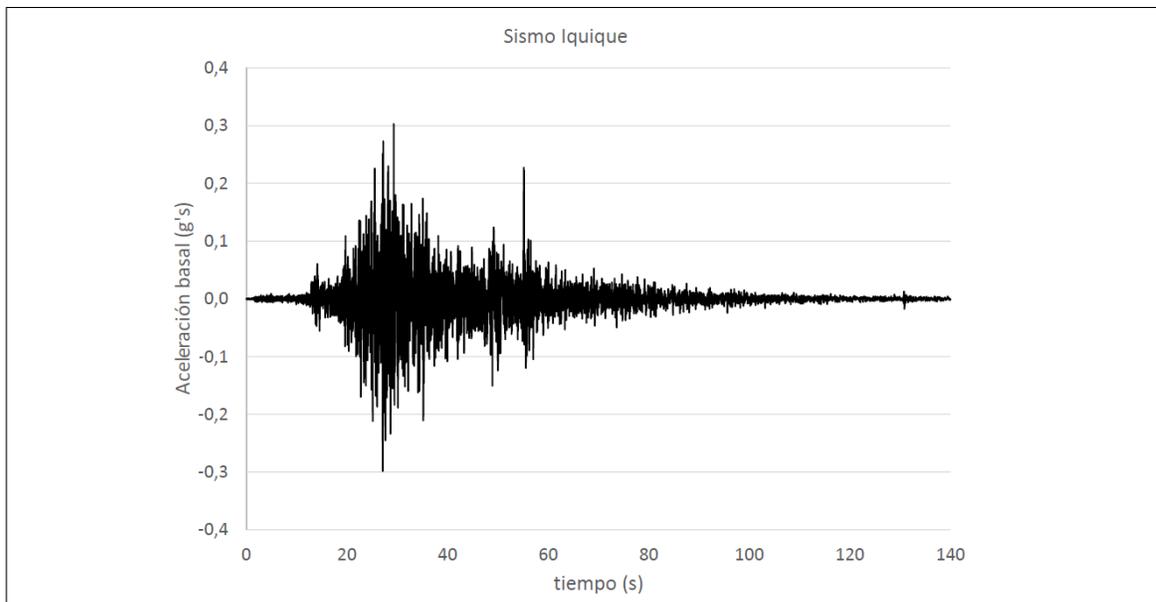


Figura 8.6. Registro de aceleración sismo Iquique

#### **8.2.4. Condiciones de borde y de flujo**

Para ambas metodologías, se consideró para la construcción del depósito en fase estática, desplazamientos fijos en el límite inferior del modelo, bordes con desplazamiento vertical libre en los extremos laterales, y borde libre en tensiones para el límite superior.

Para el modelo dinámico, se consideró para el borde inferior desplazamiento vertical restringido y horizontal como input de desplazamiento según los sismos considerados. Los bordes laterales fueron considerados como bordes absorbentes para evitar el reflejo de las ondas sísmicas y así simular el amortiguamiento radiativo. Para el borde superior, se consideró borde libre en tensiones.

Respecto a la condición de flujo, la información actual sobre los depósitos de relaves espesados (Jewell, 2006), indica que para depósitos del tamaño considerado no se ha observado una filtración de agua constante desde el relave a diferencia de los depósitos de relave convencional, debido principalmente a la mayor densidad insitu del relave depositado, lo que disminuye tanto la permeabilidad del relave como el agua disponible para filtrar.

Considerando lo anterior, se definió para ambas metodologías que las unidades U1, U2 y U3 se mantenían secas, y para el relave un nivel freático en superficie sin posibilidad de drenaje, con el fin de representar la depositación del relave en condición saturada (porcentaje de sólidos  $C_p$  en promedio 63%) y el nulo flujo desde el relave hacia el terreno natural.

#### **8.2.5. Puntos de control**

Puntos de control fueron seleccionados a lo largo de la geometría del modelo (A, B, C, D y E), con el fin de muestrear las deformaciones y aceleraciones dinámicas de ambas metodologías. Estos puntos son lo que se observan en la Figura 8.7.

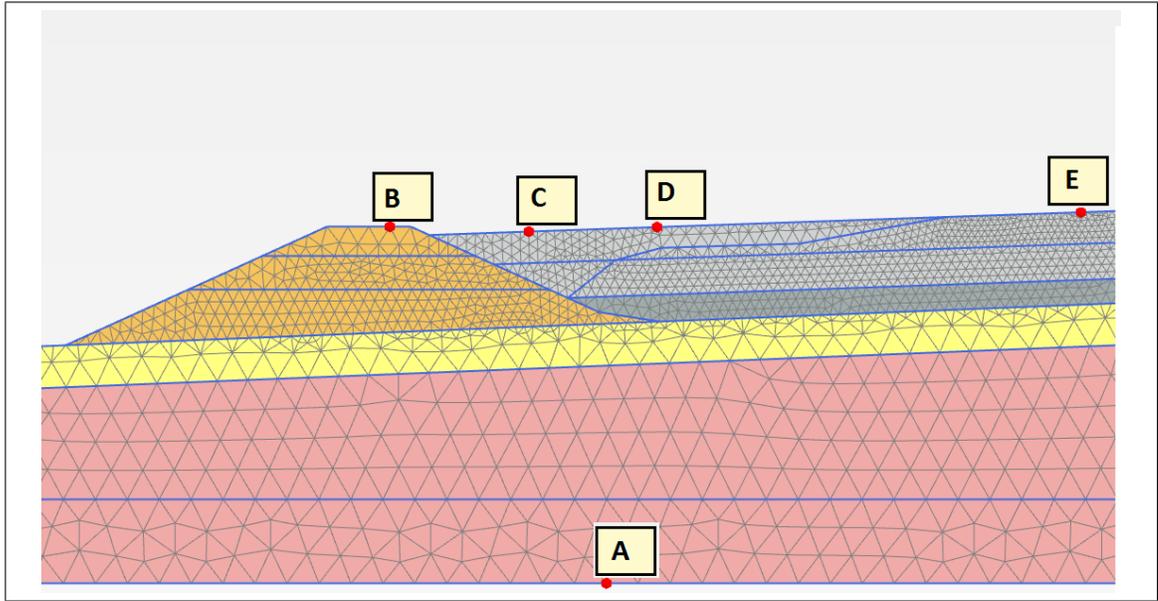


Figura 8.7. Puntos de control modelo numérico, metodologías Caso 1 y Caso 2

### 8.3. Ajuste parámetros modelos constitutivos

Las unidades U1, U2 y U3 fueron modeladas mediante el modelo constitutivo de Mohr-Coulomb con regla de tensión-deformación elastoplástica. La Tabla 8.1 muestra los parámetros usados en el modelo numérico.

Tabla 8.1. Parámetros modelo Mohr-Coulomb unidades U1, U2 y U3

Parámetro	Unidad U1	Unidad U2	Unidad U3
Módulo de elasticidad $E$ (kPa)	450000	70000	80000
Módulo de Poisson $\nu$ ( )	0.3	0.3	0.25
Cohesión $c'$ (kPa)	20	0	0
Ángulo de fricción interna $\phi$ ( °)	40	37	45
Ángulo de dilatancia $\psi$ ( °)	0	0	0
Densidad saturada $\gamma_{sat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	22	18	20
Densidad seca $\gamma_{dry}$ (kN/m <sup>3</sup> )	22	18	20
Amortiguamiento Rayleigh parámetro $\alpha$ ( )	0.5236	0.5236	0.5236
Amortiguamiento Rayleigh parámetro $\beta$ ( )	$2.653 \times 10^{-3}$	$2.653 \times 10^{-3}$	$2.653 \times 10^{-3}$

Para la metodología *Caso 1: Método CSR* el relave en cubeta de dividido en dos sub unidades, *sub unidad relave 1* (20 m desde superficie) y *sub unidad relave 2* (bajo unidad anterior); con el fin de representar correctamente el efecto del confinamiento efectivo inicial en las propiedades del material ensayado. La Tabla 8.2 muestra el ajuste efectuado.

Tabla 8.2. Parámetros modelo Mohr-Coulomb sub unidades relave superficial/profundo

Parámetro	Sub unidad relave 1	Sub unidad relave 2
Módulo de elasticidad $E$ (kPa)	8000	24000
Módulo de Poisson $\nu$ ( )	0.21	0.11
Cohesión $c'$ (kPa)	10	10
Ángulo de fricción interna $\phi$ ( °)	30	30
Ángulo de dilatación $\psi$ ( °)	0	0
Densidad saturada $\gamma_{sat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	19	19
Densidad seca $\gamma_{dry}$ (kN/m <sup>3</sup> )	15.5	15.5
Amortiguamiento Rayleigh parámetro $\alpha$ ( )	0.5236	0.5236
Amortiguamiento Rayleigh parámetro $\beta$ ( )	$2.653 \times 10^{-3}$	$2.653 \times 10^{-3}$
Resistencia no drenada normalizada $Su/\sigma_3'$ ( )	0.56	0.56

Para todas las unidades modeladas mediante el modelo constitutivo de Mohr-Coulomb, se consideró un amortiguamiento de Rayleigh bajo (5%) dentro del rango de frecuencias preferenciales de los sismos considerados en los análisis, con un valor objetivo de amortiguamiento de 5% para las frecuencias de 1 Hz y 5 Hz.

Para la metodología *Caso 2: Método HSsmall* el relave en cubeta se modeló como una sola unidad (*unidad relave*); mediante el modelo HSsmall, debido a que para este modelo constitutivo es opcional la variación de los parámetros de deformación o resistencia según el confinamiento inicial. La Tabla 8.3 muestra los parámetros usados y la Figura 8.8 el ajuste del modelo constitutivo a los parámetros de Módulo de Corte a bajas deformaciones  $G_{0ref}$  y Módulo de Elasticidad  $E_{50ref}$  en función del confinamiento efectivo  $\sigma_3'$ .

Tabla 8.3. Parámetros modelo HSsmall unidad relave

Parámetro	unidad relave
Módulo de elasticidad $E_{50ref}$ (kPa)	10000
Módulo de elasticidad edométrico $E_{eodref}$ (kPa)	7000
Módulo de elasticidad descarga $E_{urref}$ (kPa)	50000
Exponente $m$ ( )	0.7
Cohesión $c'$ (kPa)	10
Ángulo de fricción interna $\phi$ ( °)	30
Ángulo de dilatancia $\psi$ ( °)	0
Deformación angular con degradación del módulo de corte de 70% $\gamma_{0.7}$ ( )	0.000075
Módulo de Corte $G_{0ref}$ (kPa)	110000
Densidad saturada $\gamma_{sat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	19
Densidad seca $\gamma_{dry}$ (kN/m <sup>3</sup> )	15.5

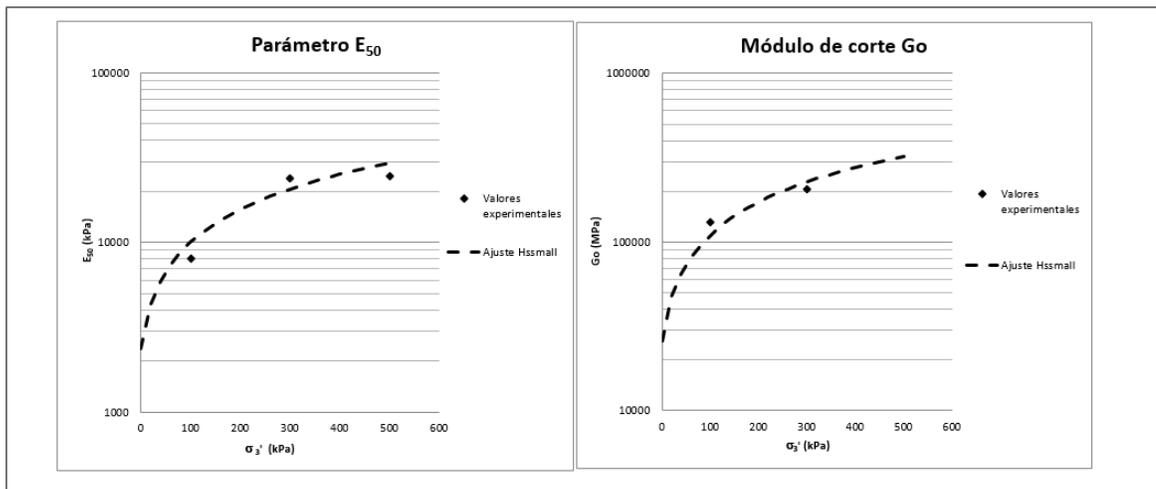


Figura 8.8. Ajuste HSsmall según parámetros de deformación experimentales

Considerando los parámetros descritos anteriormente, las Figuras 8.9 a 8.16 muestran el ajuste de los parámetros de ambos modelos constitutivos para el relave a los ensayos efectivamente realizados.

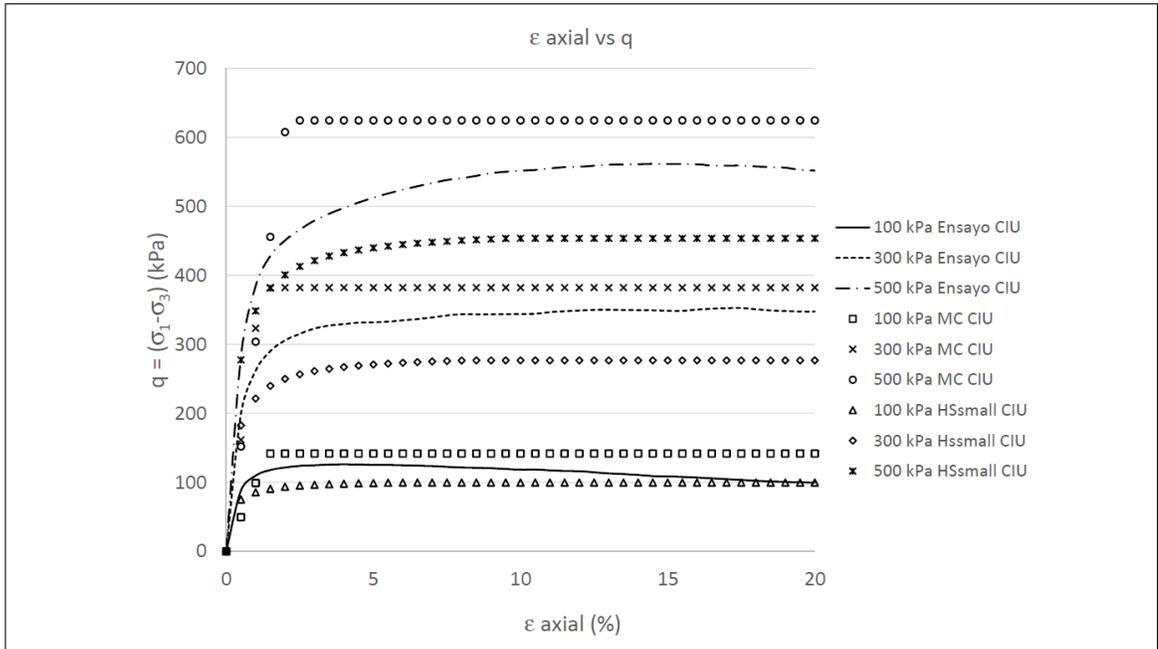


Figura 8.9. Ajuste ensayo triaxial CIU monótono en compresión - deformación axial unitaria vs q

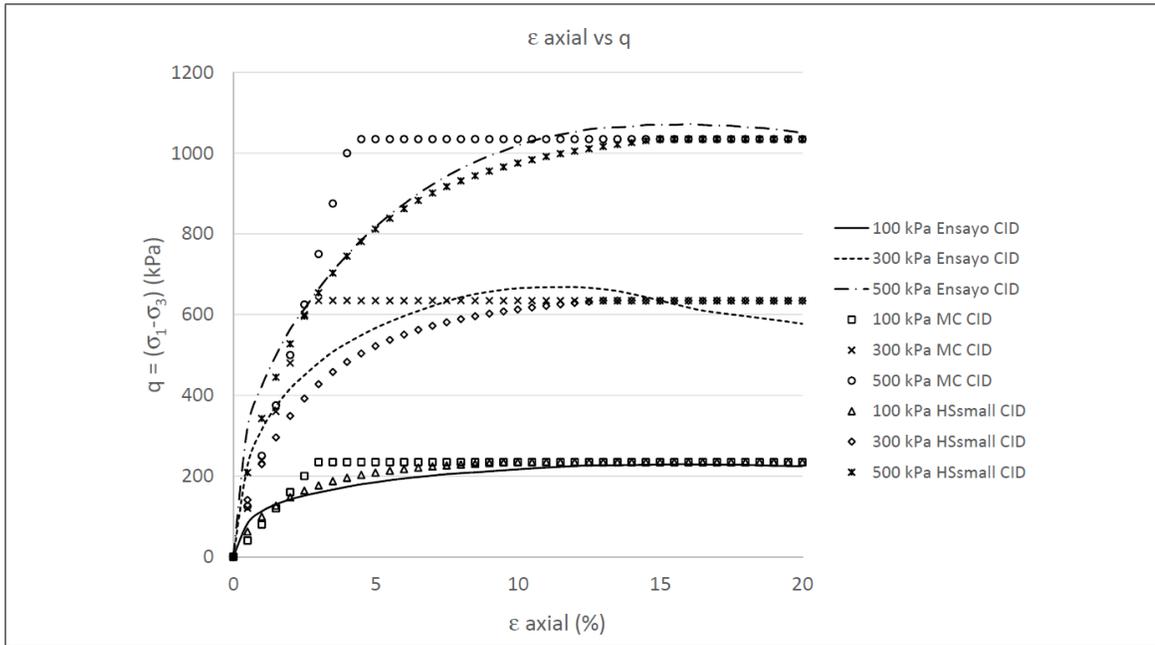


Figura 8.10. Ajuste ensayo triaxial CID monótono en compresión - deformación axial unitaria vs q

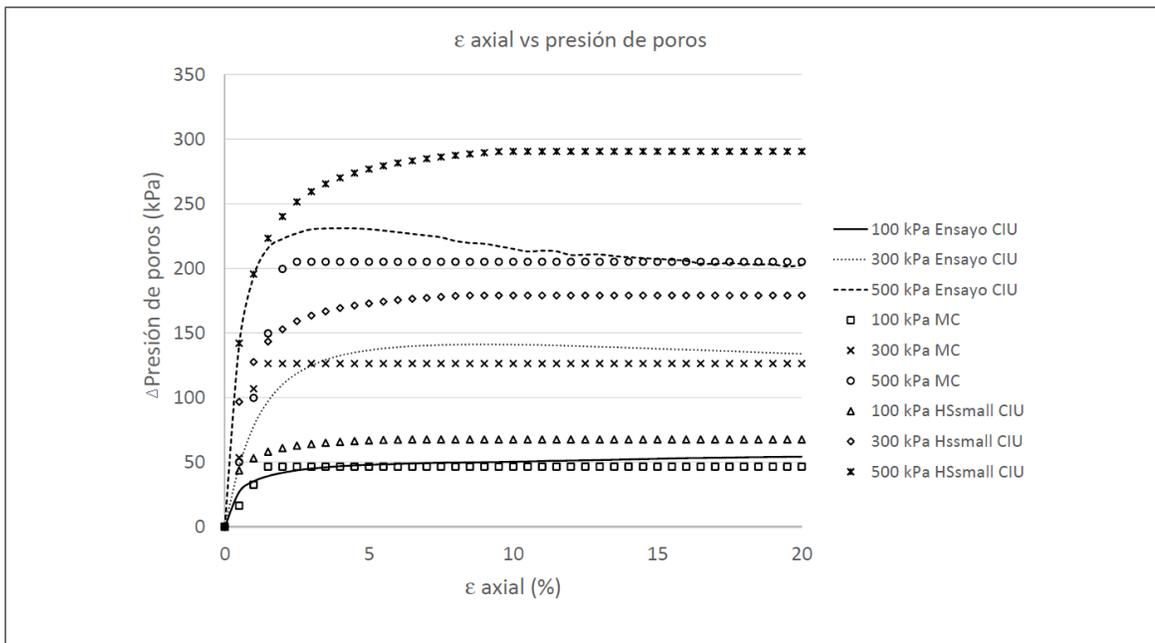


Figura 8.11. Ajuste ensayo triaxial CIU monótono en compresión - deformación axial unitaria vs presión de poros

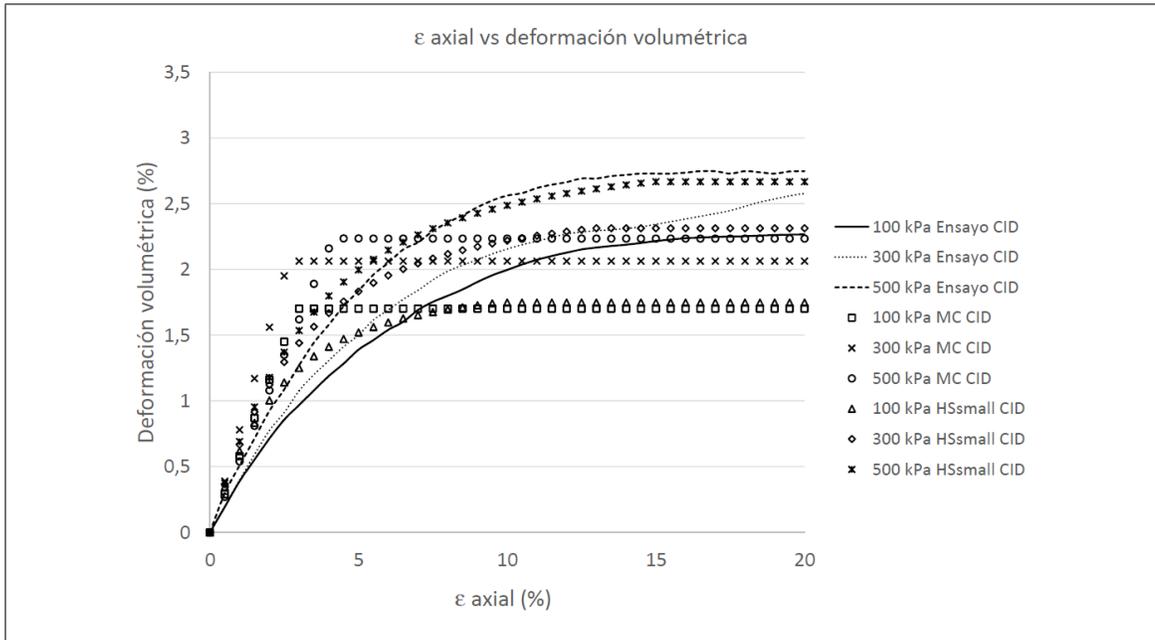


Figura 8.12. Ajuste ensayo triaxial CID monótono en compresión - deformación axial unitaria vs deformación volumétrica

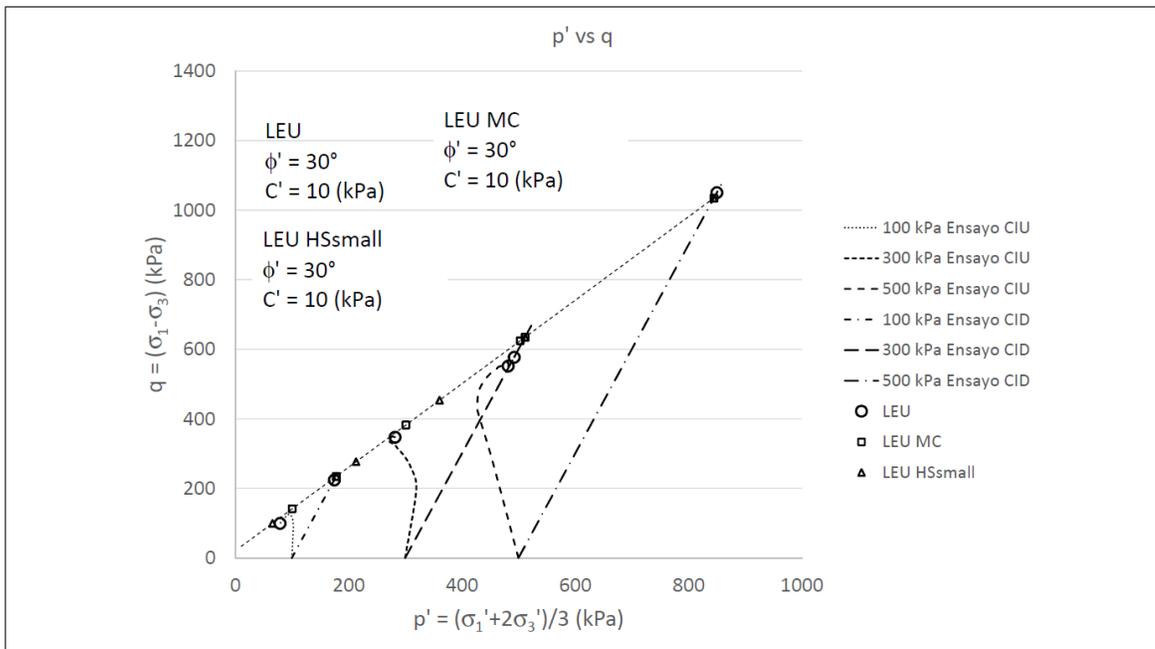


Figura 8.13. Ajuste ensayo triaxial monótono en compresión - p' vs q

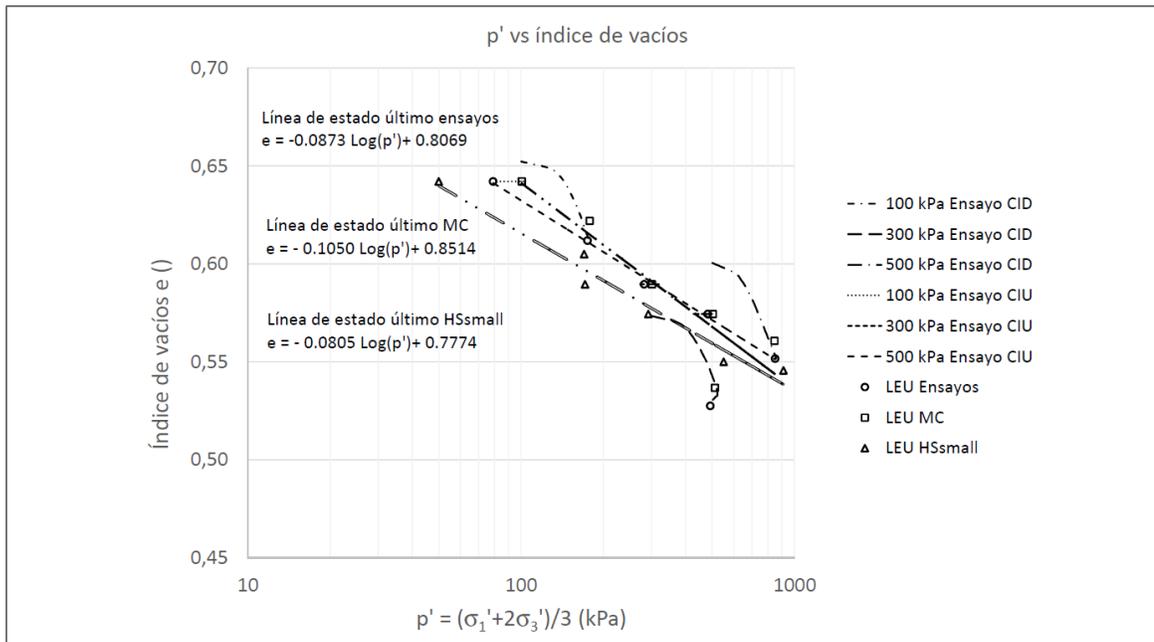


Figura 8.14. Ajuste ensayo triaxial monótono en compresión - log p' vs e

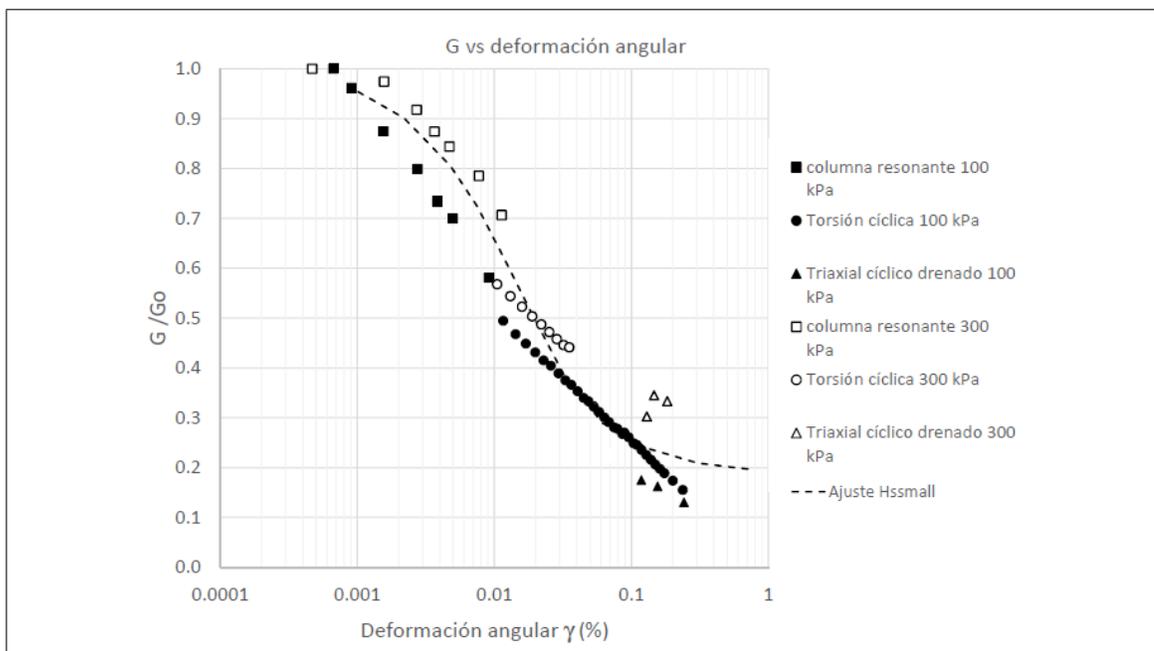


Figura 8.15. Ajuste curva de degradación módulo de corte normalizado relave espesado

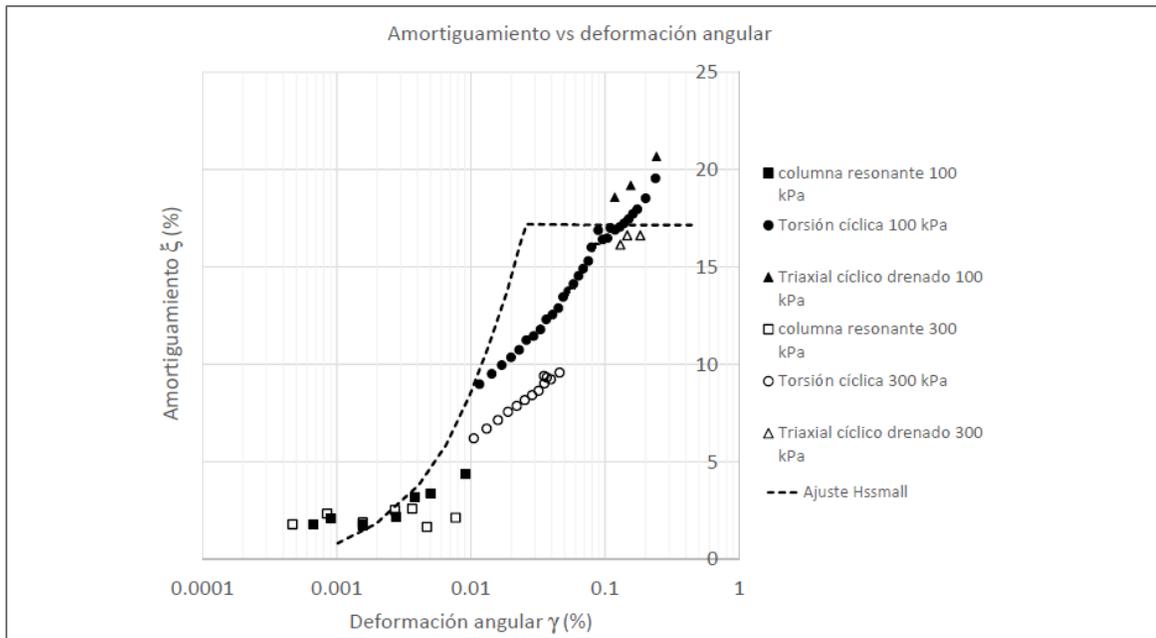


Figura 8.16. Ajuste curva amortiguamiento relave espesado

De las Figuras anteriores se puede observar que los modelos constitutivos considerados ajustan de buena manera las curvas de deformación,  $q$ ,  $p'$ , deformación volumétrica y exceso de presión de poros para un confinamiento efectivo  $\sigma_3'$  de 100 kPa. Para  $\sigma_3'$  de 300 y 500 kPa, se observan diferencias mayores entre las variables indicadas experimentales versus las del modelo *HSsmall*, pero considerando que el espesor del relave embalsado es menor a 25 m, el comportamiento del relave se supone cercano al observado para  $\sigma_3'$  de 100 kPa. Para casos de depósitos de relave de mayor altura, el ajuste del modelo *HSsmall* debe ser efectuado para distintas subunidades de relave de manera similar a lo hecho para el modelo Mohr-Coulomb según espesor y profundidad; para así evitar las grandes diferencias observadas entre los datos experimentales y el ajuste para cada nivel de confinamiento efectivo.

## 8.4. Resultados

### 8.4.1. Desplazamientos puntos de control

Las figuras a continuación resumen los desplazamientos de los puntos de control indicados en el apartado 8.2.5.

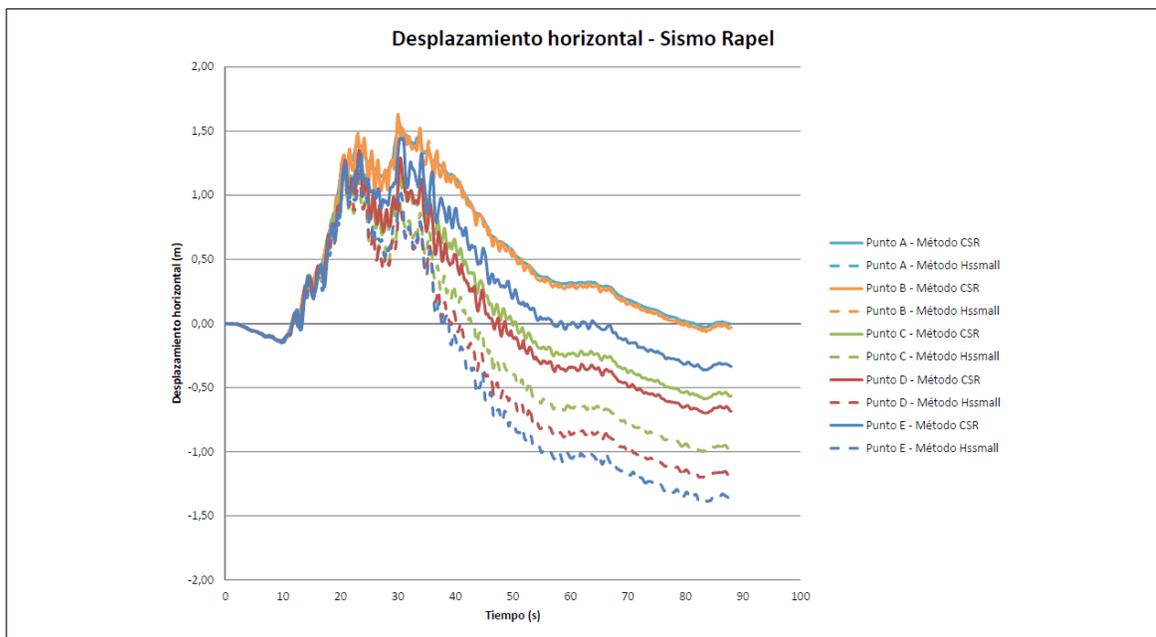


Figura 8.17. Desplazamiento horizontal sismo Rapel - metodología CSR y metodología Hsmall

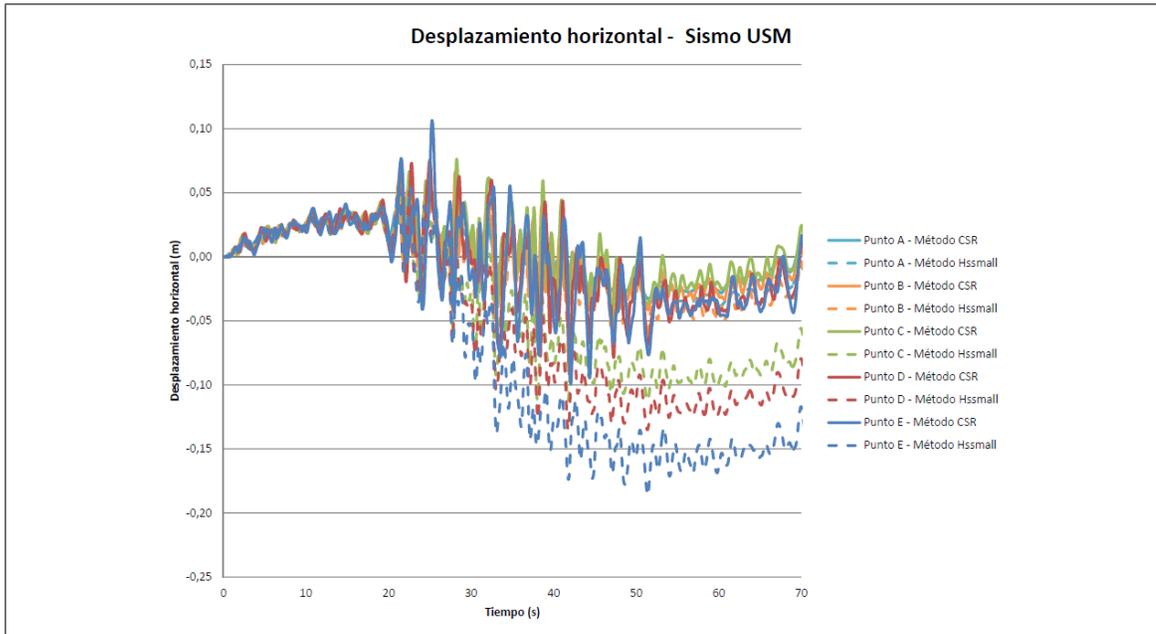


Figura 8.18. Desplazamiento horizontal sismo USM - metodología CSR y metodología HSsmall

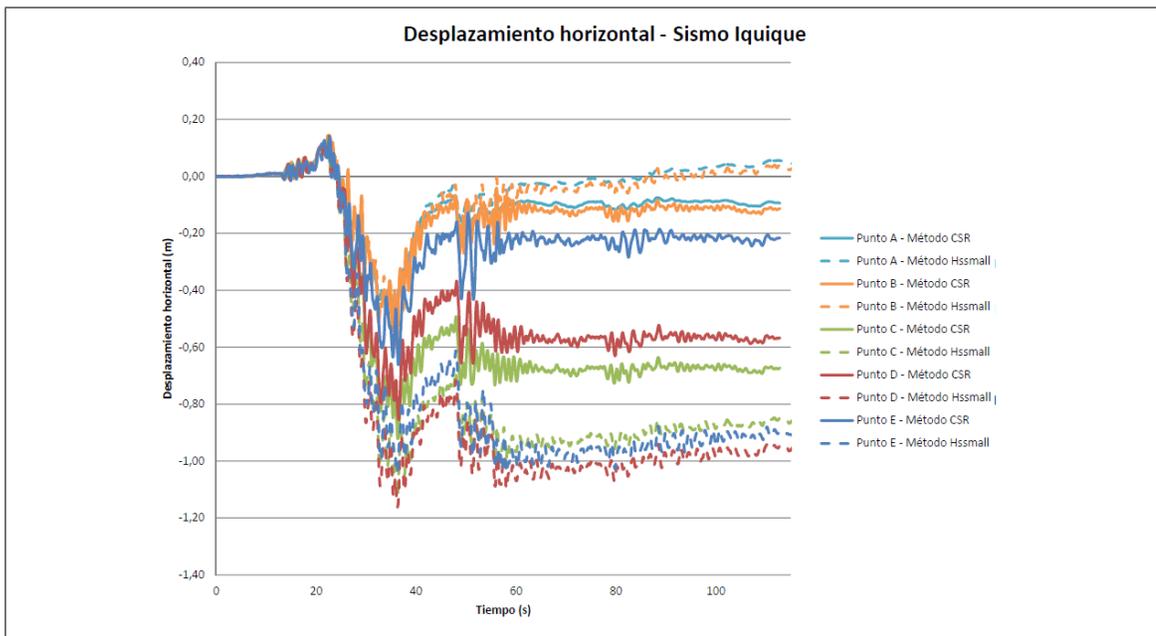


Figura 8.19. Desplazamiento horizontal sismo Iquique - metodología CSR y metodología HSsmall

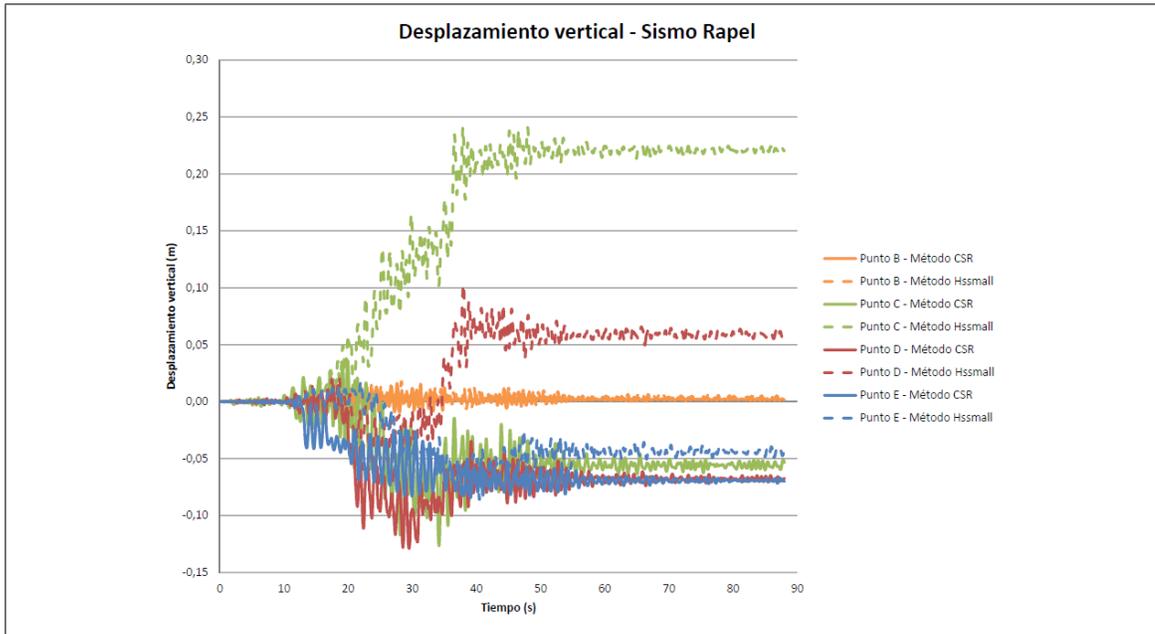


Figura 8.20. Desplazamiento vertical sismo Rapel - metodología CSR y metodología HSsmall

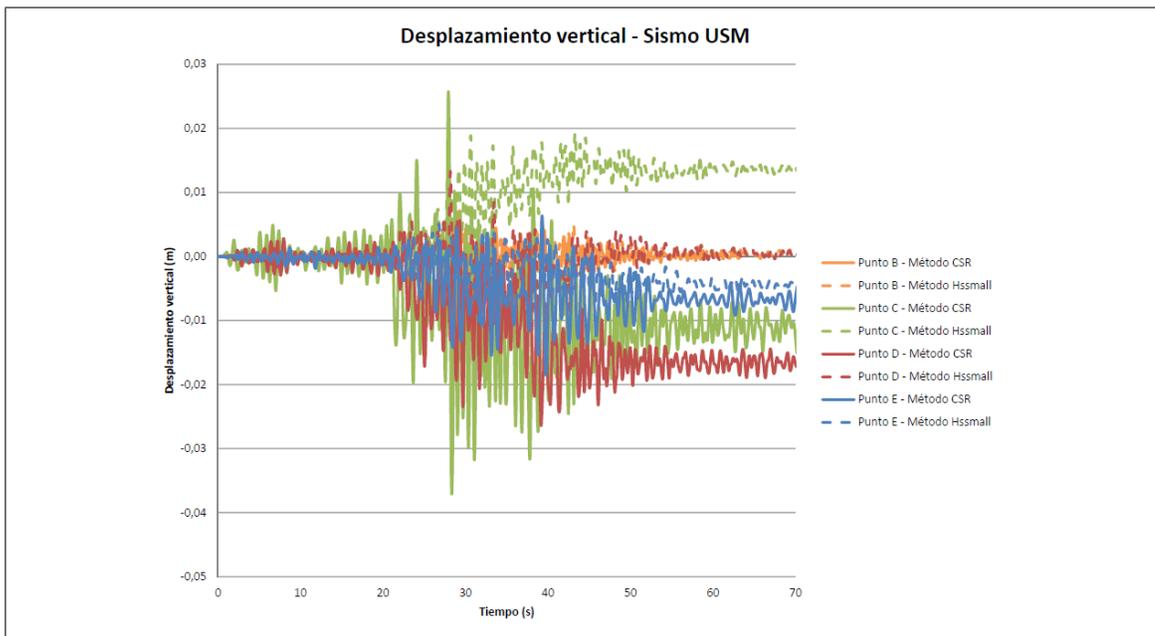


Figura 8.21. Desplazamiento vertical sismo USM - metodología CSR y metodología HSsmall

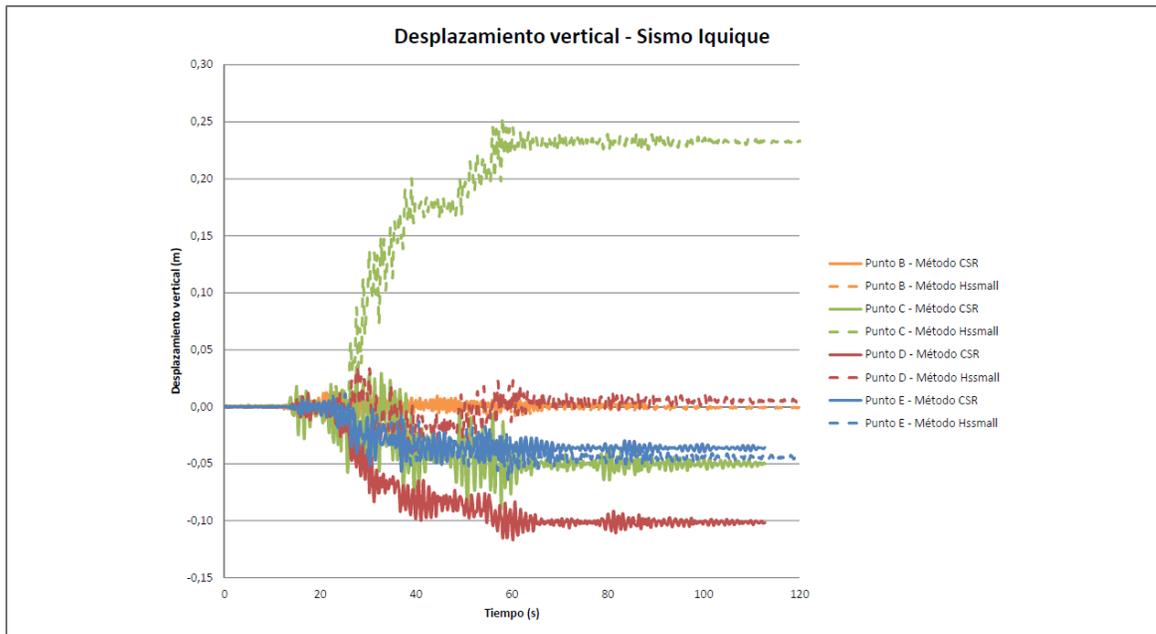


Figura 8.22. Desplazamiento vertical sismo Iquique - metodología CSR y metodología HSsmall

En resumen, se observa que la metodología *Caso 2: Método HSsmall* genera mayores desplazamientos remanentes horizontales en el relave, del orden de 5 veces la metodología *Caso 1: Método CSR*. Sin embargo, es importante notar que para todos los sismos considerados, los desplazamientos son iguales o menores a 1.5 m.

Podemos notar además que si bien los desplazamientos en los relaves son distintos entre ambas metodologías, el desplazamiento remanente del muro (punto B), no varía de manera importante entre una metodología u otra, pues el material considerado para el muro es el mismo en ambos modelos.

#### 8.4.2. Zonas licuadas metodología CSR

Las zonas afectas a licuación para la metodología *Caso 1: Método CSR* son las que se indican en la Figura 8.23.

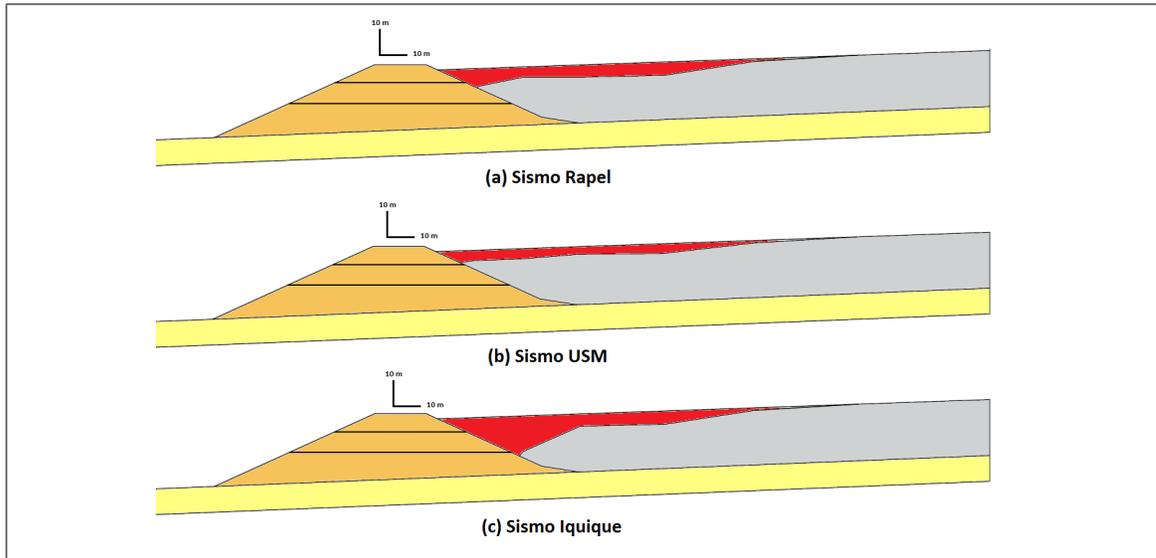


Figura 8.23. Zonas licuadas metodología CSR - (a) Sismo Rapel - (b) Sismo USM - (c) Sismo Iquique

Se observa que las zonas afectas a licuación disminuyen a medida que se alejan del muro del depósito, teniendo como límite aproximadamente 120 m desde el borde aguas arriba del muro. Se aprecia también un efecto de aumento del área licuada cercana al muro, lo que se explica por un fuerte contraste entre la rigidez del muro y el relave contenido (rigidez del muro 10 veces superior a la del relave) y las consecuentes reflexiones de ondas sísmicas.

#### 8.4.3. Empuje dinámico en la cara agua arriba del muro del depósito

Las Figuras 8.24, 8.25 y 8.26 muestran las envolventes del empuje del relave sobre el muro para los tres sismos considerados.

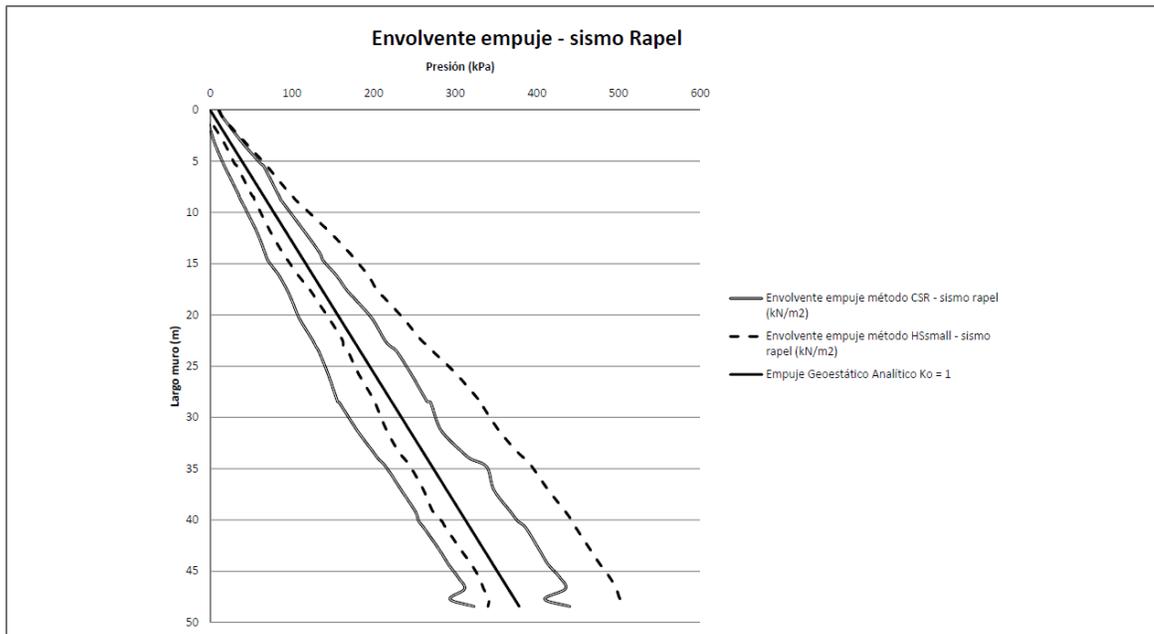


Figura 8.24. Envolvente empuje sismo Rapel - metodología CSR y metodología HSsmall

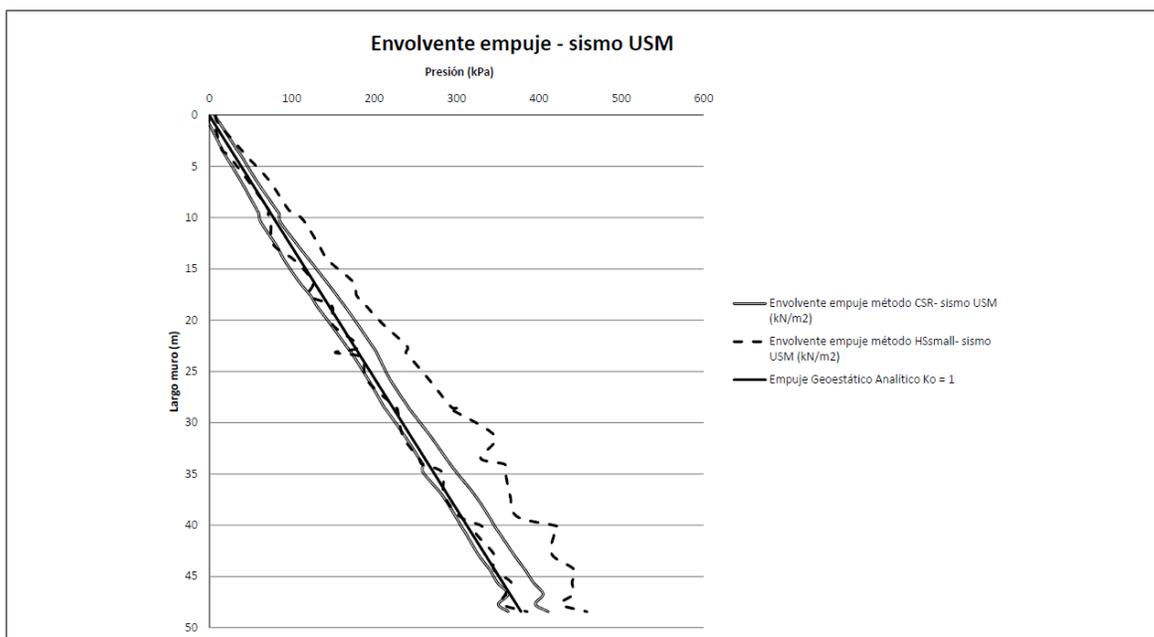


Figura 8.25. Envolvente empuje sismo USM - metodología CSR y metodología HSsmall

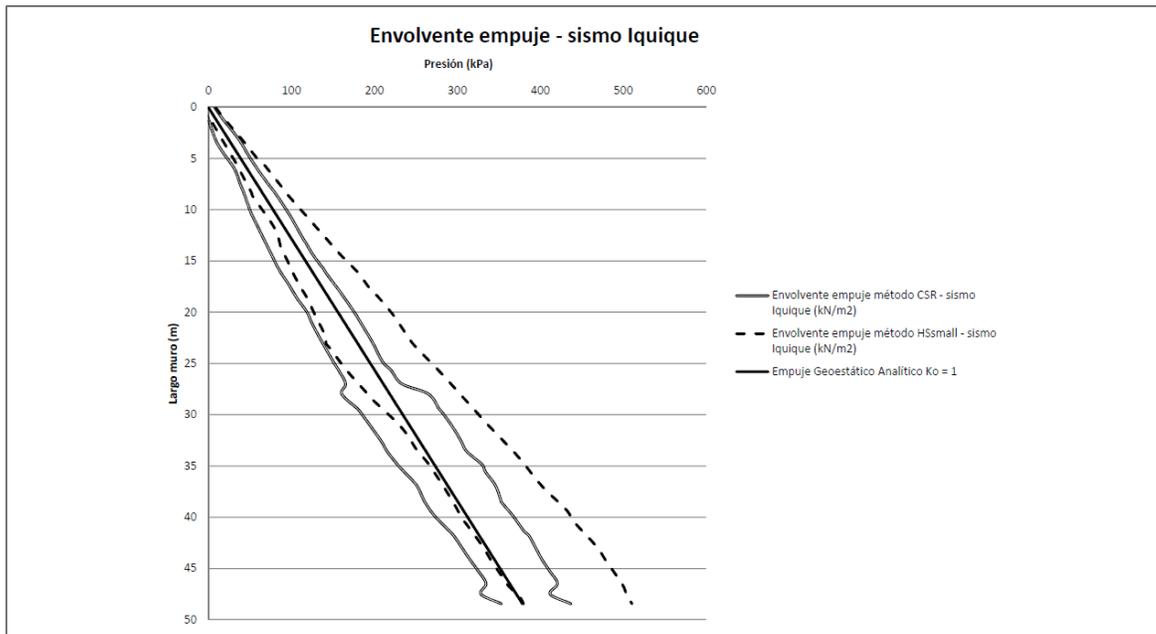


Figura 8.26. Envolvente empuje sismo Iquique - metodología CSR y metodología HSsmall

Se observa que la metodología *Caso 2: Método HSsmall* reproduce empujes sobre la cara aguas arriba del muro del depósito superiores en un 10% si se compara con lo que reproduce la metodología *Caso 1: Método CSR* para los tres sismos considerados. Se observa además que, considerando un empuje geostático analítico con  $K_0 = 1$  (simulando estado licuado del relave), la metodología *Caso 1: Método CSR* genera un empuje mayor al geostático en un 17%, mientras que la metodología *Caso 2: Método HSsmall* un 30% superior. Luego, la metodología *Caso 1: Método CSR* sería no conservadora desde el punto de vista del empuje sobre el muro.

#### 8.4.4. Factor de seguridad al deslizamiento del muro como cuerpo rígido

Con los datos de empuje y aceleración del muro a lo largo del sismo, se efectuó un ejercicio de equilibrio de cuerpo rígido sobre el muro, considerando como fuerzas solicitantes la fuerza inercial del muro  $F_i$ , el empuje dinámico  $E_d$ , y el peso  $PESO$ ; y como

fuerzas resistentes la fuerza de roce que genera tanto el peso como el empuje sobre la superficie de deslizamiento del muro. En esquema de este equilibrio de fuerzas de observa en la Figura 8.27.

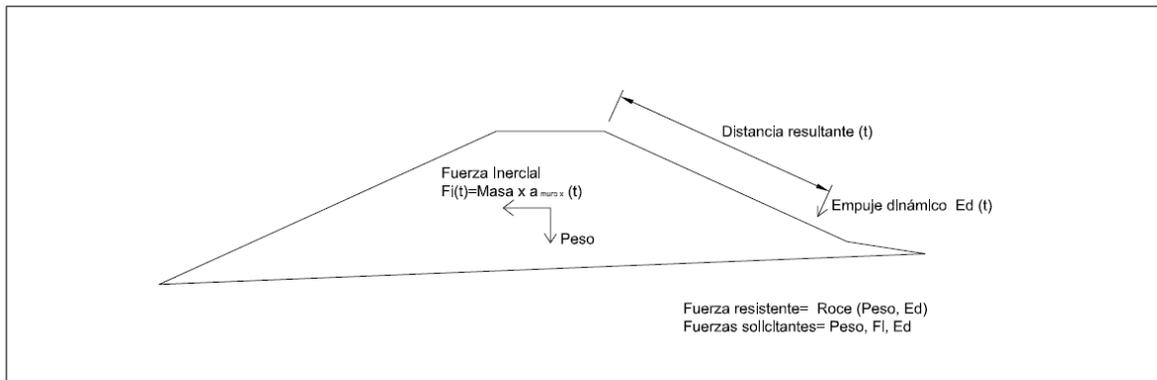


Figura 8.27. Esquema equilibrio cuerpo rígido muro del depósito

Considerando como Factor de Seguridad  $FS$  el cociente entre las fuerzas resistentes y las fuerzas solicitantes, las Figuras 8.28, 8.29 y 8.30 muestran los resultados de este equilibrio de fuerzas.

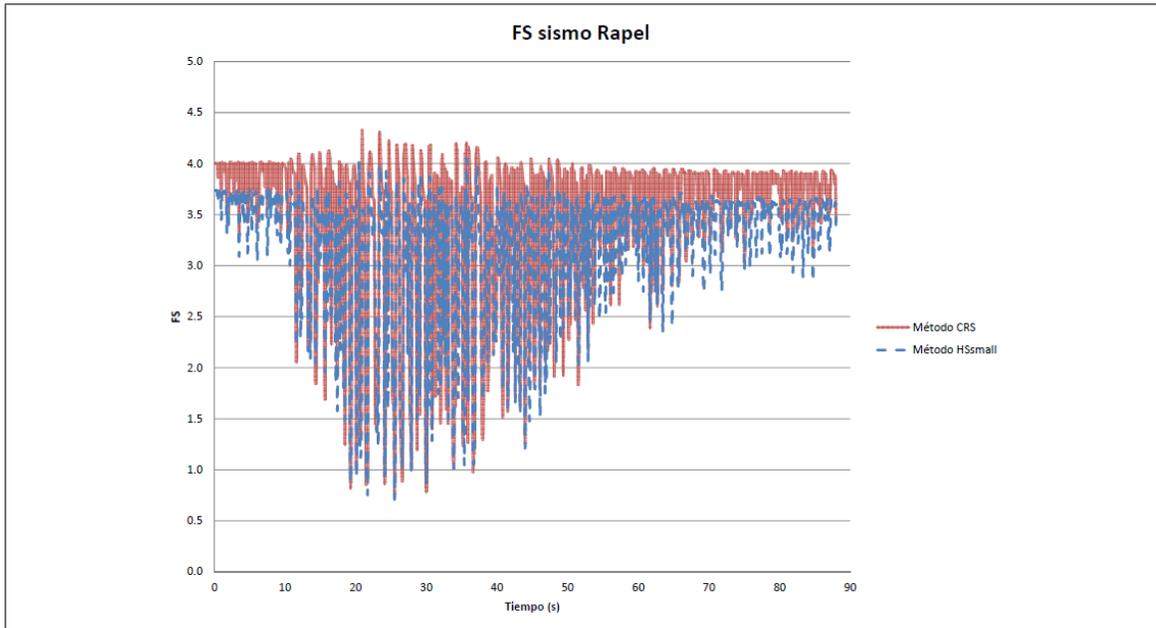


Figura 8.28. Factor de seguridad sismo Rapel - metodología CSR y metodología HSsmall

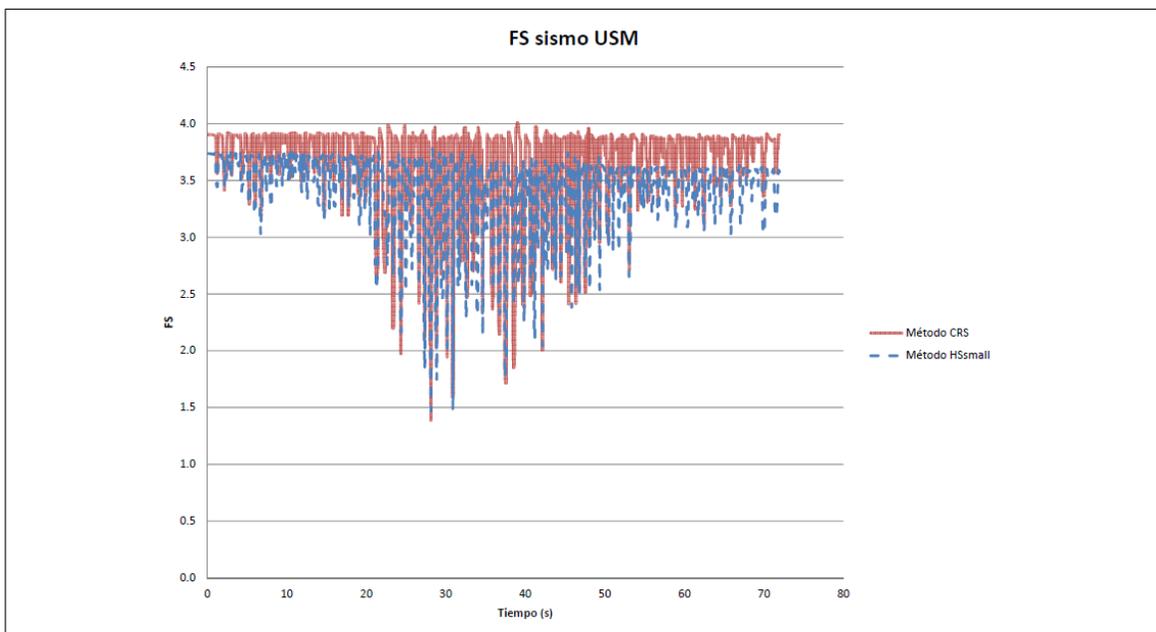


Figura 8.29. Factor de seguridad sismo USM - metodología CSR y metodología HSsmall

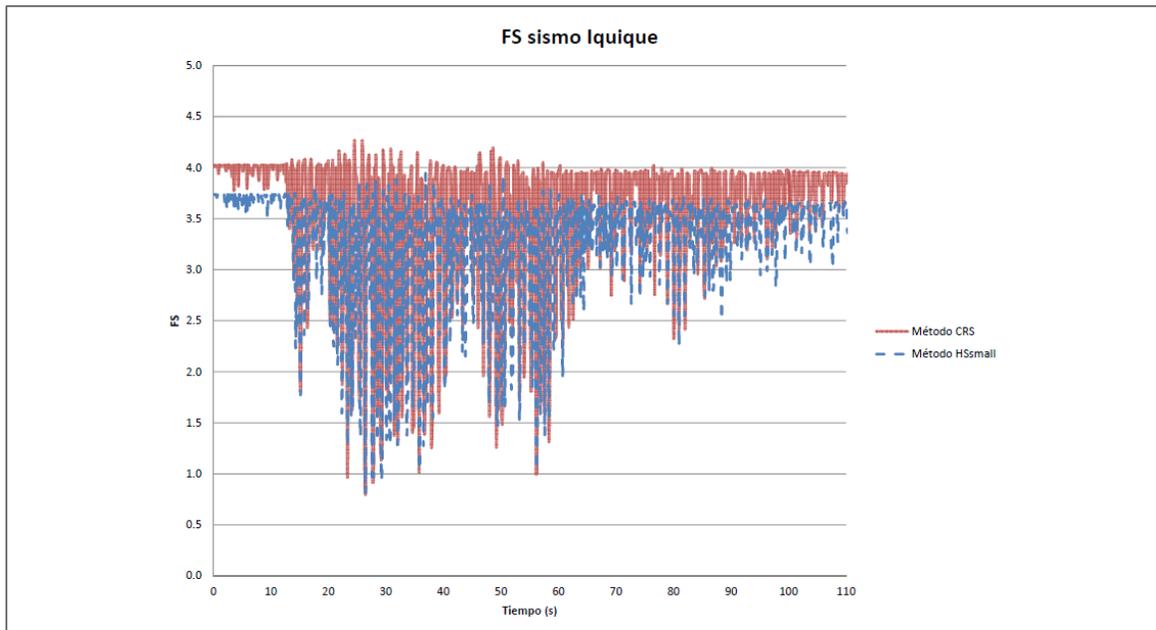


Figura 8.30. Factor de seguridad sismo Iquique - metodología CSR y metodología HSsmall

De las figuras anteriores, no se observan mayores diferencias entre los  $FS$  entre las metodologías *Caso 1: Método CSR* y *Caso 2: Método HSsmall*, lo que se explica debido a que el empuje para la metodología *Caso 2: Método HSsmall* es solo un 10% superior al empuje en la metodología *Caso 1: Método CSR*. De todas formas, se observa que para los registros Rapel e Iquique, se obtienen instantáneamente factores de seguridad inferiores a 1, lo que sugiere el deslizamiento del muro como cuerpo rígido y acumulación de deformaciones al menos en algunos instantes del sismo.

En resumen, las dos metodologías consideradas para modelar la respuesta sísmica de un depósito de relaves espesados consideraron los resultados experimentales de esta investigación. Los resultados de la modelación muestran que, en términos de deformación en la unidad de relave, se observan diferencias de 5 veces más para el modelo constitutivo HSsmall que las deformaciones del modelo Mohr-Coulomb, pero debe tenerse en consideración que en términos de magnitud, ambas deformaciones se encuentran bajo los 1.5 m como remanente post sísmico. Respecto al empuje, el modelo HS-Small reproduce un

empuje dinámico 10% superior al que reproduce el modelo Mohr-Coulomb. De acuerdo a lo anterior, si bien existen diferencias tanto en deformaciones y en el empuje dinámico entre ambas metodologías, no se observan diferencias sustanciales entre ellas si se considera las deformaciones reproducidas en el muro del depósito.

## 9. CONCLUSIONES

El programa de ensayos efectuado en la presente investigación permitió caracterizar monótona y dinámicamente el comportamiento de un muestra de relave espesado. El plan de ensayos comprendió ensayos triaxiales monótonos CIU y CID, junto con triaxiales cíclicos drenados y no drenados, columna resonante y torsión cíclica. Curvas de degradación del módulo de corte y de amortiguamiento, línea de estado último y resistencia cíclica fueron propuestas como resultado del plan de ensayos. Adicionalmente, se calibraron los modelos constitutivos de Mohr-Coulomb y HSsmall y se compararon dos metodologías que usaron estas calibraciones para modelar la respuesta dinámica de un depósito de relaves espesados. Los resultados se indican a continuación:

- (i) El relave espesado ensayado presenta propiedades monótonas en términos de ángulo de fricción interna efectivo  $\phi'$  y cohesión efectiva  $c'$  similares a las mencionadas en la bibliografía citada.
- (ii) El relave espesado ensayado presenta una resistencia no drenada  $Su/\sigma'_3 = 0.56$ , la cual se encuentra muy por encima de las mencionadas para relaves espesados en la bibliografía citada. Esto puede explicarse por la alta densidad que este relave presenta en terreno, lo cual es una importante mejora en términos de resistencia no drenada si se compara con la citada para relaves depositados de manera convencional.
- (iii) De igual forma, se observa una resistencia cíclica mayor que la indicada en la bibliografía citada, con un límite inferior de CRR de 0.15.
- (iv) Las curvas de degradación del módulo de corte y de amortiguamiento propuestas para el relave espesado ensayado son similares a la publicadas actualmente para suelos arcillosos depositados naturalmente y con índices de plasticidad IP similares al relave. Esto muestra el alto impacto del IP en el módulo de corte y el amortiguamiento, tanto para suelos de origen natural como artificial.
- (v) Las dos metodologías descritas para modelar el comportamiento dinámico de un depósito de relaves espesado presentan diferencias cercanas a 5 veces respecto al

desplazamiento lateral remanente en el relave, siendo mayor el desplazamiento obtenido según la metodología *Caso 2: Método HSsmall*. A pesar de esto último, el uso de una u otra metodología no presentan diferencias sustanciales sobre los desplazamientos en el muro del depósito ni respecto a la estabilidad global del muro.

- (vi) En términos de empuje sobre la cara aguas arriba del muro, tampoco se observan grandes diferencias entre una u otra metodología. Sin embargo, es importante notar que el uso de un empuje geoestático analítico con  $K_0 = 1$  para un modelo dinámico del muro de un depósito de relaves espesados supone una subvaloración del empuje dinámico que genera el relave en cubeta de un 17% considerando la metodología *Caso 1: Método CSR* y de un 30% para *Caso 2: Método HSsmall*, lo cual radica en la componente inercial de los empujes.
- (vii) El uso de un cálculo de equilibrio límite del muro indica que, para los sismos considerados, el desplazamiento remanente en el muro tiene relación con la cantidad de veces que el  $FS$  es menor a 1 durante el movimiento sísmico.

### **9.1. Trabajos futuros**

La correcta modelación de un depósito de relaves espesados requiere del conocimiento de las propiedades dinámicas del relave depositado. Sin embargo, es recomendable efectuar ensayos a probetas de este relave construidas de manera que simulen la forma de depositación del relave en terreno, especialmente debido a que en los suelos finos, caso de este relave, la "fábrica" del material es clave en las propiedades resistentes y de deformación. La modelación numérica de un depósito de relaves espesados requiere considerar el efecto del potencial de licuación del relave contenido, la pérdida de rigidez y exceso de presión de poros durante el sismo, por lo que es recomendable para etapas futuras de esta modelación implementar un modelo constitutivo que permita reproducir el efecto acoplado de generación de presión de poros y consecuentemente de la licuación del relave. Finalmente, para comparar un análisis de cuerpo rígido del muro de un depósito de relaves

espesados con un modelo numérico más acabado, es necesario considerar más registros sísmicos y de mayor intensidad que los usados en esta investigación, de tal forma que se pueda correlacionar las deformaciones remanentes del modelo numérico con la cantidad de veces que el  $FS$  es menor a 1.

## REFERENCIAS

- Alarcon-Guzman, A. (1998). Cyclic stress-strain and liquefaction characteristics of sands. *Ph.D. Thesis. Purdue University, at West Lafayette, Ind.*
- Bedell et al, . (2006). Thickening and filtration. *Paste and thickened tailings - A guide, second edition, Austalian Center of Geomechanics, 95-123.*
- Benz, T. (2006). Small-strain stiffness of soils and its numerical consequences. *Ph.D. Thesis. Institut fur Geotechnik, Universitat Stuttgart.*
- Casagrande, A. (1940). Characteristics of cohesionless soils affecting the stability of slopes and earth fills. *Contributions to Soils Mechanics, 1925-1940, 1940 Boston Society of Civil Engineers.*
- Casagrande, A. (1975). Liquefaction and cyclic deformation of sands: a critical review. *N 88. Harvard Soil Mechanics Series, Harvard University, Cambridge.*
- Cifuentes, y. V. R., L. (2007). Resistencia estática y cíclica de relaves espesados. *Congreso chileno de ingeniería geotécnica. Valparaíso, Chile.*
- D.S 248 del Servicio Nacional de Geología y Minería, M. d. M. (2007). Decreto supremo 248 - reglamento para la aprobación de proyectos de diseño, construcción, operación y cierre de los depósitos de relaves.
- et al., P. (2007). Comportamiento sísmico de un depósito de relaves espesados frente a un sismo severo. *VI Congreso Chileno de Ingeniería Geotécnica. Valparaíso, Chile.*
- Ferrer, G. (2011). Estudio del comportamiento sísmico de relaves espesados mediante el análisis de columna unidimensional, considerando grietas de contracción. *Tesis de Magíster en Ciencias de la Ingeniería, Pontificia Universidad Católica de Chile, Santiago, Chile.*
- Galaz, J. (2011). Estado del arte en disposición de relaves espesados. *Seminario RELPAS 2011, Santiago, Chile.*
- Ishihara. (1996). *Soil behaviour in earthquake geotechnics.* Clarendon Press Oxford.
- Ishihara, K. (1985). Stability of natural deposits during earthquakes. *Int. Conf. Soil*

- Mechanics and Foundation Engineering, San Francisco, EE.UU. Vol. 1, 321-371.*
- Ishihara, T. F., K., & Yasuda, S. (1975). Undrained deformation and liquefaction of sand under cyclic stresses. *Soils Found., JSSMFE, 15(1), 29-44.*
- Iwasaki, T., & Tatsuoka, F. (1977). Effects of grain size and grading on dynamic shear moduli of sands. *Soils Found., JSSMFE, Vol 17, N3, 19-35.*
- Jewell, R. (2006). Introduction to paste and thickened tailings. *Paste and thickened tailings - A guide, second edition, Australian Center of Geomechanics, 3-9.*
- Kramer, S. L. (1996). *Geotechnical earthquake engineering.* Prentice Hall.
- Li, A. (2015). Tailings subaerial and subaqueous deposition and beach slope modeling. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 141, N1, 13pp.*
- McPhail et al, . (2004). Development and implementation of thickened tailings discharge at Osborne mine, Queensland, Australia. *International Seminar on Paste and Thickened Tailings.*
- Mohamad, R., & Dobry, R. (1986). Undrained monotonic and cyclic triaxial strength of sand. *J. Geotech. Engrg., 112(10), 941-958.*
- Palma, C. (2002). Propiedades geomecánicas asociadas al diseño sísmico de depósitos de relave. *Tesis de Magíster Ingeniera Civil, Universidad de Chile, Santiago, Chile.*
- Poorooshasb, H. (1989). Description of flow of sand using state parameters. *Computers and Geotechnics, 8, 195-218.*
- Richart et al, . (1970). *Vibrations of soil and foundations.* Prentice Hall.
- Robinsky, E. (1978). Tailings disposal by the thickened discharge method for improved economy and environmental control. *Proceedings 2nd International Tailings Symposium.*
- Rojas-Gonzalez et al, . (1985). Dynamic properties and behavior of copper tailings. *XI International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, San Francisco, California, Vol. 3, 1289-1292.*
- Santos, E. (2011). Comportamiento monótono y cíclico no drenado de arenas de relaves integrales. *Tesis de Magíster Ingeniera Civil, Universidad de Chile, Santiago, Chile.*

- Schnabel et al, . (1972). Shake: a computer program for earthquake response analysis of horizontally layered sites. *EERC, University of California, Berkeley, 114.*
- Seed, H., & Idriss, I. (1970). Soil moduli and damping factors for dynamic response analyses. *Report EERC 70-10, Earthquake engineering research center.*
- Seed, H., & Lee, L. (1966). Liquefaction of saturated sands during cyclic loading. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 92, SM6, 105-134.*
- Seed et al, . (1983). Evaluation of liquefaction potential using field performance data. *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, vol. 109, N3, 458-482.*
- Seidalinova, A. (2014). Monotonic and cyclic shear loading response of fine-grained gold tailings. *Ms.C. Thesis. University of British Columbia, Vancouver.*
- Servicio Nacional de Geología y Minería, M. d. M. (2015). Catastro de depósitos de relaves, depósitos de relaves activos y no activos.
- Stokoe et al, . (1999). Dynamic soil properties: Laboratory, field and correlation studies. *Second international conference on earthquake geotechnical engineering, Vol. 3, 811-845.*
- Tariq, A., & Yanfull, E. (2013). A review of binders used in cemented paste tailings for underground and surface disposal practices. *Journal of Environmental Management, Vol 131, 138-149.*
- Tatsuoka et al, . (1978). Hysteretic damping of sands under cyclic loading and its relation to shear modulus. *Soil and Foundation, Vol.18, N2, 25-40.*
- Troncoso, J. (1992). Fundamentos de ingeniería geotécnica. *Ediciones Universidad Católica de Chile..*
- Troncoso, J., & Verdugo, R. (1985). Silt content and dynamic behavior of tailing sands. *Proceedings of 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, ICSMFE, San Francisco, Vol. 3, 1311-1314..*
- Vaid et al, . (2001). Confining stress and static shear effects in cyclic liquefaction. *Confining stress and static shear effects in cyclic liquefaction, Canadian Geotechnical Journal 38, 580-591.*
- Verdugo, R., & Ishihara, K. (1996). The steady state of sandy soils. *Soils and Foundations,*

*Vol. 36 (2), 81-92.*

- Viertel, P. (2003). Efecto del contenido de finos y de la densidad relativa en la resistencia ciclica de arenas de relave. *Memoria para optar al título de Ingeniero Civil, Universidad de Chile, Santiago, Chile.*
- Vucetic, M., & Dobry, R. (1991). Effect of soil plasticity on cyclic response. *Geotechnical engineering, Vol. 117, N1, 89-107.*
- Warren, T., & Briony, H. (2006). Making tailings disposal sustainable: a key business issue. *Paste and thickened tailings - A guide, second edition, Austalian Center of Geomechanics, 13-22.*
- Yamamuro, J., & Lade, P. (1966). Steady-state concepts and static liquefaction of silty sands. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE. 124, 868-877.*
- Zhang et al, . (2006). Experimental study on dynamic characteristics of tailings material. *Rock and Soil Mechanics, Vol. 27, No. 1, 35-40.*

# APÉNDICE

## **A. APÉNDICE 1**

Ensayos de Laboratorio

Informe Ensayos de Clasificación Muestras de Suelo	
Proyecto:	Tesis Sebastián Urbano
Fecha Inicio:	2 de Septiembre de 2013
Fecha Término:	30 de Octubre de 2013

Identificación

Muestra	N°	M-1	M-2	M-3	M-4
Partículas sobre 3"	(%)	0.0	0.0	0.0	0.0

Granulometría

Tamaño de Partícula (mm)	Designación Malla o Criba				
63.00	2 1/2"	100.0	100.0	100.0	100.0
50.00	2"	100.0	100.0	100.0	100.0
40.00	1 1/2"	100.0	100.0	100.0	100.0
25.00	1"	100.0	100.0	100.0	100.0
20.00	3/4"	100.0	100.0	100.0	100.0
10.00	3/8"	100.0	100.0	100.0	100.0
5.00	N°4	100.0	100.0	100.0	100.0
2.36	N°8	100.0	100.0	100.0	100.0
1.18	N°16	99.9	100.0	100.0	99.9
0.6	N°30	99.7	99.9	99.7	99.7
0.3	N°50	99.1	98.6	94.5	97.3
0.15	N°100	89.5	87.3	81.0	83.9
0.075	N°200	74.7	71.5	66.6	72.3

Límite Líquido	26	24	24	24
Límite Plástico	20	19	18	19
Índice de Plasticidad	6	5	6	5
Gs	2.79	2.75	2.76	2.76

Clasificación USCS	CL-ML	CL-ML	CL-ML	CL-ML
--------------------	-------	-------	-------	-------

Informe Ensayos de Clasificación Muestras de Suelo

Proyecto:	Tesis Sebastián Urbano
Fecha Inicio:	2 de Septiembre de 2013
Fecha Término:	30 de Octubre de 2013

Muestra	M-2											
Gs	2.75											
Ms	60											
% < #10	100											
Tiempo	t	R	Rw	gw	h	CT	L	a	Rc	D	% más fino	
	0.5	19.5	41	1	0.9981085	0.0100315	-0.2438	9.5719	0.9779515	39.8	0.0579	65
	1	19.5	36	1	0.9981085	0.0100315	-0.2438	10.3924	0.9779515	34.8	0.0427	57
	2	19.5	31	1	0.9981085	0.0100315	-0.2438	11.2129	0.9779515	29.8	0.0313	49
	4	19.5	26	1	0.9981085	0.0100315	-0.2438	12.0334	0.9779515	24.8	0.0229	40
	8	19.5	23	1	0.9981085	0.0100315	-0.2438	12.5257	0.9779515	21.8	0.0166	36
	16	19.5	19	1	0.9981085	0.0100315	-0.2438	13.1821	0.9779515	17.8	0.0120	29
	30	19.5	16	1	0.9981085	0.0100315	-0.2438	13.6744	0.9779515	14.8	0.0089	24
	60	19.5	13	1	0.9981085	0.0100315	-0.2438	14.1667	0.9779515	11.8	0.0064	19
	124	19.5	10	1	0.9981085	0.0100315	-0.2438	14.659	0.9779515	8.8	0.0045	14
	240	19.5	9.5	1	0.9981085	0.0100315	-0.2438	14.74105	0.9779515	8.3	0.0033	14
	480	20	7	1	0.998	0.0099	-0.1361	15.1513	0.9779515	5.9	0.0023	10
	1440	19	6	2	0.998214	0.010166	-0.3441	15.3154	0.9779515	3.7	0.0014	6

Muestra	M-3											
Gs	2.76											
Ms	60											
% < #10	100											
Tiempo	t	R	Rw	gw	h	CT	L	a	Rc	D	% más fino	
	0.5	19.5	36	1	0.9981085	0.0100315	-0.2438	10.3924	0.9779515	34.8	0.0603	57
	1	19.5	33	1	0.9981085	0.0100315	-0.2438	10.8847	0.9779515	31.8	0.0437	52
	2	19.5	28	1	0.9981085	0.0100315	-0.2438	11.7052	0.9779515	26.8	0.0320	44
	4	19.5	25	1	0.9981085	0.0100315	-0.2438	12.1975	0.9779515	23.8	0.0231	39
	8	19.5	22	1	0.9981085	0.0100315	-0.2438	12.6898	0.9779515	20.8	0.0167	34
	15	19.5	18	1	0.9981085	0.0100315	-0.2438	13.3462	0.9779515	16.8	0.0125	27
	30	19.5	15.5	1	0.9981085	0.0100315	-0.2438	13.75645	0.9779515	14.3	0.0090	23
	60	19.5	13	1	0.9981085	0.0100315	-0.2438	14.1667	0.9779515	11.8	0.0064	19
	120	19.5	10	1	0.9981085	0.0100315	-0.2438	14.659	0.9779515	8.8	0.0046	14
	240	19.5	9	1	0.9981085	0.0100315	-0.2438	14.8231	0.9779515	7.8	0.0033	13
	480	20	7	1	0.998	0.0099	-0.1361	15.1513	0.9779515	5.9	0.0023	10
	1440	19	6	2	0.998214	0.010166	-0.3441	15.3154	0.9779515	3.7	0.0014	6

Muestra	M-1											
Gs	2.79											
Ms	60											
% < #10	100											
Tiempo	t	R	Rw	gw	h	CT	L	a	Rc	D	% más fino	
	0.5	22	41	1	0.997536	0.009404	0.3687	9.5719	0.9779515	40.4	0.0560	66
	1	22	36	1	0.997536	0.009404	0.3687	10.3924	0.9779515	35.4	0.0413	58
	2	22	31	1	0.997536	0.009404	0.3687	11.2129	0.9779515	30.4	0.0303	50
	4	22	27	1	0.997536	0.009404	0.3687	11.8693	0.9779515	26.4	0.0221	43
	8	22	23	1	0.997536	0.009404	0.3687	12.5257	0.9779515	22.4	0.0160	37
	15	22	19	1	0.997536	0.009404	0.3687	13.1821	0.9779515	18.4	0.0120	30
	30	22	16	1	0.997536	0.009404	0.3687	13.6744	0.9779515	15.4	0.0086	25
	60	21	13	1	0.997774	0.009646	0.1015	14.1667	0.9779515	12.1	0.0063	20
	120	20.5	10	1	0.9978885	0.0097715	-0.021	14.659	0.9779515	9.0	0.0046	15
	240	20	9	1	0.998	0.0099	-0.1361	14.8231	0.9779515	7.9	0.0033	13
	480	20	7	1	0.998	0.0099	-0.1361	15.1513	0.9779515	5.9	0.0023	10
	1440	21.5	4	1	0.9976565	0.0095235	0.2314	15.6436	0.9779515	3.2	0.0013	5

Muestra	M-4											
Gs	2.76											
Ms	60											
% < #10	100											
Tiempo	t	R	Rw	gw	h	CT	L	a	Rc	D	% más fino	
	0.5	24	44	6	0.997024	0.008956	0.9919	9.0796	0.9779515	39.0	0.0533	64
	1	24	39	6	0.997024	0.008956	0.9919	9.9001	0.9779515	34.0	0.0393	55
	2	24	35	6	0.997024	0.008956	0.9919	10.5565	0.9779515	30.0	0.0287	49
	4	24	32	6	0.997024	0.008956	0.9919	11.0488	0.9779515	27.0	0.0208	44
	8	23.5	28	6	0.9971565	0.0090635	0.825	11.7052	0.9779515	22.8	0.0152	37
	15	23	25	6	0.997286	0.009174	0.6655	12.1975	0.9779515	19.7	0.0114	32
	30	22.5	22	6	0.9974125	0.0092875	0.5134	12.6898	0.9779515	16.5	0.0083	27
	60	22	20	6	0.997536	0.009404	0.3687	13.018	0.9779515	14.4	0.0060	23
	120	21	17	6	0.997774	0.009646	0.1015	13.5103	0.9779515	11.1	0.0044	18
	240	20	16	6	0.998	0.0099	-0.1361	13.6744	0.9779515	9.9	0.0031	16
	480	20	14	6	0.998	0.0099	-0.1361	14.0026	0.9779515	7.9	0.0022	13
	1440	20	12	6	0.998	0.0099	-0.1361	14.3308	0.9779515	5.9	0.0013	10

Proyecto: Relaves espesados

Sondaje

Ubicación: punto descarga

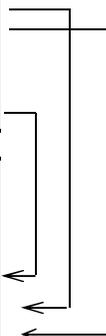
		Nº anillo	E6
<b>Datos del anillo:</b>	Altura inicial (mm)		25.1
	Área (cm²)		31.56
	Volumen (cm³)		79.2156

<b>Pesadas</b>		
	Inicial	Final
Húm inicial (%)		
sh+an+pl	439.83	441.79
an+pl	295.62	
s h		242.7
ss + cp		218
cp		97.83

<b>Pesos calculados</b>	
Peso húmedo inicial (g)	144.21
Peso húmedo final (g)	146.17
Peso seco final (g)	121.248353
Agua final (g)	24.7

<b>Humedades</b>	
Humedad final 1 (%)	20.55%
Humedad final 2 (%)	20.55%
Humedad natural, %	0.00%
Humedad inicial por otro ensayo(%)	0.00%
Humedad inicial calculada (%)	18.94%

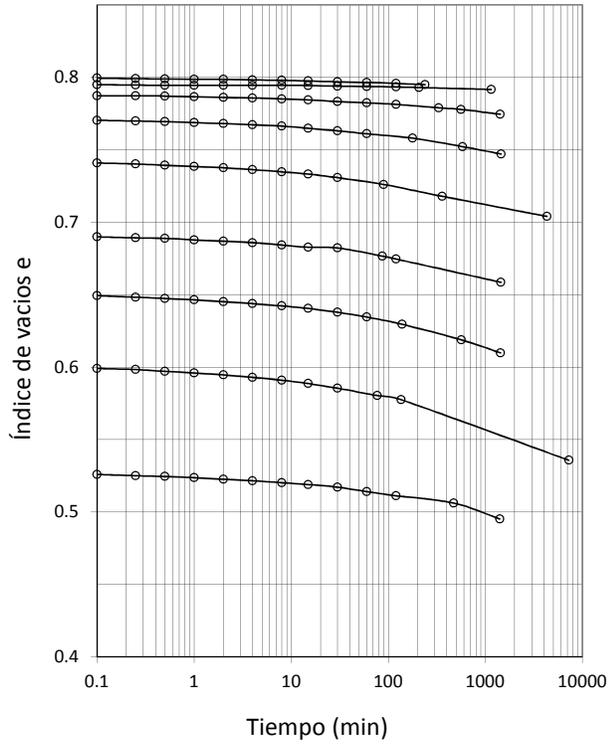
<b>Otros cálculos</b>	
Peso específico de partículas sólidas	2.76
Densidad seca inicial (gf/cm³)	1.5306121
Índice de huecos inicial	0.8032002
Grado de Saturación inicial por otro ensayo (%)	0
Grado de Saturación inicial calculado (%)	65.07%
Grado de saturación final 1 (%)	109.85%
Grado de saturación final 2 (%)	109.85%



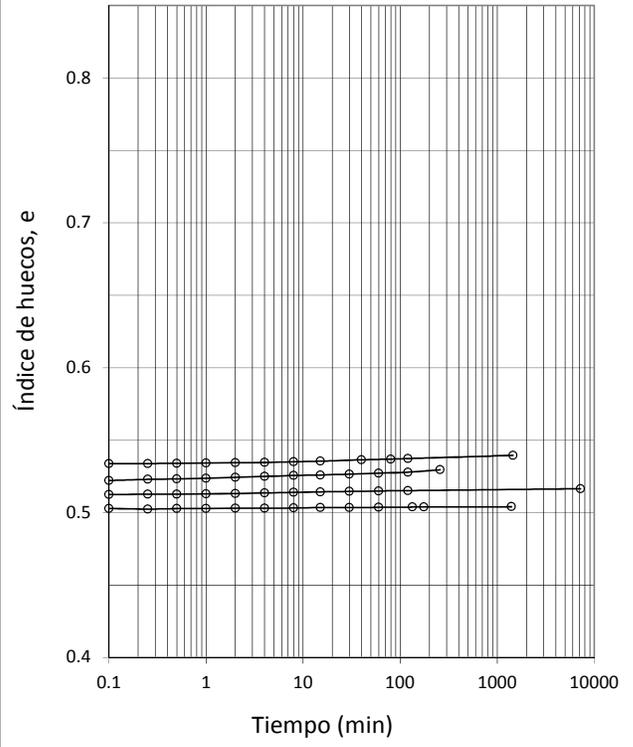
<b>Datos del ensayo</b>		<b>Cálculos de ensayo</b>					
Presión normal (kgf/cm²)	Tiempo (min)	Lectura	Altura, mm	Índice de huecos	Densidad seca	e1	
	0.1 inicial	8812	25.10	0.803	1.531		
	0.1 final	8698	24.99	0.795	1.538	0.0045	
	0.1	0	8651	24.94	0.792	1.540	0.0064
	0.25	0	8413	24.70	0.775	1.555	0.0159
	0.5	0	8031	24.32	0.747	1.580	0.0311
	1	0	7431	23.72	0.704	1.620	0.055
	2	0	6798	23.09	0.659	1.664	0.0802
	4	0	6120	22.41	0.610	1.714	0.1073
	8	0	5088	21.38	0.536	1.797	0.1484
	16	0	4525	20.81	0.495	1.846	0.1708
	4	0	4647	20.94	0.504	1.835	0.1659
	1	0	4820	21.11	0.516	1.820	0.159
	0.25	0	5002	21.29	0.529	1.805	0.1518
	0.1	0	5142	21.43	0.540	1.793	0.1462

Observación: Los valores en casilleros sombreados son valores leídos, el resto son valores calculados

Curvas de consolidacion carga



Curvas de consolidacion descarga



INFORME ENSAYO TRIAXIAL CID (Según ASTM D7181-11)

Proyecto	Tesis Sebastian Urbano
Inf .Ensaye	
Orden de Trabajo	
Fecha de Inicio	
Fecha de Término	
Muestra	
Probeta	

Altura Inicial de Confección	[cm]=	10,0
Diámetro Inicial de Confección	[cm]=	5,0
Variación Vol. drenado etapa consolidación	[cm³]=	14,2
Densidad Seca de Confección	[g/cm³]=	1,55
Humedad de Confección	[%]=	18
Contrapresión	[kPa]	120
Presión de Cámara	[kPa]	220
Velocidad Deformación Unitaria	[mm/min]	0,05
Densidad de los Sólidos Gs		2,76
Volumen Inicial		196,35
Masa Inicial seca		304,34
e confección		0,78
Densidad Seca Post consolidación	[g/cm³]=	1,67
e 0		0,65223

Deformación Unitaria [%]	p' [kPa]	q [kPa]	Deformación Volumétrica [%]	Índice de Vacíos []
0,50	127,49	82,46	0,1935	0,64879
1,00	137,49	112,47	0,3899	0,645
1,50	143,20	129,61	0,5532	0,642
2,00	147,38	142,13	0,7131	0,640
2,50	150,46	151,39	0,8571	0,637
3,00	153,06	159,18	0,9682	0,635
3,50	155,44	166,32	1,0797	0,633
4,00	157,79	173,37	1,1895	0,631
4,50	159,87	179,62	1,2839	0,629
5,00	161,52	184,55	1,3894	0,627
5,50	163,15	189,44	1,4623	0,626
6,00	164,66	193,99	1,5403	0,625
6,50	165,87	197,60	1,6013	0,624
7,00	167,04	201,12	1,6912	0,622
7,50	168,19	204,56	1,7530	0,621
8,00	169,06	207,18	1,7993	0,620
8,50	169,65	208,94	1,8478	0,619
9,00	170,55	211,65	1,9045	0,618
9,50	171,43	214,29	1,9556	0,617
10,00	172,17	216,51	1,9959	0,617
10,50	173,01	219,02	2,0372	0,616
11,00	173,65	220,96	2,0732	0,615
11,50	174,27	222,81	2,1020	0,615
12,00	174,87	224,61	2,1275	0,614
12,50	175,46	226,38	2,1516	0,614
13,00	175,52	226,56	2,1658	0,614
13,50	175,56	226,67	2,1778	0,613
14,00	175,69	227,08	2,1874	0,613
14,50	175,90	227,70	2,2009	0,613
15,00	176,13	228,38	2,2156	0,613
15,50	176,28	228,83	2,2268	0,613
16,00	176,36	229,08	2,2368	0,612
16,50	176,19	228,58	2,2421	0,612
17,00	176,06	228,19	2,2466	0,612
17,50	176,03	228,09	2,2491	0,612
18,00	175,92	227,77	2,2520	0,612
18,50	175,53	226,58	2,2567	0,612
19,00	175,14	225,41	2,2613	0,612
19,50	174,98	224,93	2,2635	0,612
20,00	174,82	224,46	2,2658	0,612

INFORME ENSAYO TRIAXIAL CID (Según ASTM D7181-11)

Proyecto	Tesis Sebastian Urbano
Inf .Ensaye	
Orden de Trabajo	
Fecha de Inicio	
Fecha de Término	
Muestra	
Probeta	

Altura Inicial de Confección	[cm]=	10,0
Diámetro Inicial de Confección	[cm]=	5,0
Variación Vol. drenado etapa consolidación	[cm³]=	22,9
Densidad Seca de Confección	[g/cm³]=	1,55
Humedad de Confección	[%]=	18
Contrapresión	[kPa]	120
Presión de Cámara	[kPa]	420
Velocidad Deformación Unitaria	[mm/min]	0,05
Densidad de los Sólidos Gs		2,76
Volumen Inicial		196,35
Masa Inicial seca		304,34
e confección		0,78
Densidad Seca Post consolidación	[g/cm³]=	1,75
e 0		0,5734

Deformación Unitaria [%]	p' [kPa]	q [kPa]	Deformación Volumétrica [%]	Índice de Vacíos []
0,50	375,34	226,01	0,1955	0,570
1,00	404,83	314,48	0,3980	0,566
1,50	424,03	372,09	0,5913	0,563
2,00	438,84	416,53	0,7743	0,560
2,50	449,92	449,75	0,9116	0,557
3,00	460,16	480,47	1,0764	0,554
3,50	469,30	507,91	1,2000	0,552
4,00	476,43	529,28	1,3065	0,550
4,50	482,95	548,84	1,4126	0,548
5,00	488,89	566,66	1,5008	0,547
5,50	494,02	582,07	1,6159	0,545
6,00	498,77	596,31	1,6912	0,543
6,50	502,96	608,89	1,7720	0,542
7,00	507,05	621,14	1,8408	0,541
7,50	510,94	632,82	1,9202	0,539
8,00	514,31	642,92	1,9865	0,538
8,50	516,88	650,64	2,0319	0,537
9,00	518,83	656,50	2,0731	0,537
9,50	520,56	661,69	2,1178	0,536
10,00	521,73	665,20	2,1553	0,535
10,50	522,30	666,89	2,1873	0,534
11,00	522,54	667,62	2,2150	0,534
11,50	522,66	667,99	2,2420	0,534
12,00	522,76	668,27	2,2701	0,533
12,50	522,05	666,15	2,2840	0,533
13,00	520,98	662,94	2,2944	0,533
13,50	519,43	658,28	2,3007	0,532
14,00	517,07	651,20	2,3112	0,532
14,50	514,48	643,43	2,3233	0,532
15,00	511,60	634,81	2,3429	0,532
15,50	508,72	626,17	2,3627	0,531
16,00	505,82	617,45	2,3833	0,531
16,50	503,24	609,73	2,4039	0,531
17,00	501,65	604,95	2,4240	0,530
17,50	500,09	600,27	2,4469	0,530
18,00	498,64	595,93	2,4795	0,529
18,50	497,19	591,58	2,5118	0,529
19,00	495,63	586,90	2,5358	0,528
19,50	494,08	582,23	2,5598	0,528
20,00	492,40	577,20	2,5773	0,528

INFORME ENSAYO TRIAXIAL CID (Según ASTM D7181-11)

Proyecto	Tesis Sebastian Urbano
Inf .Ensaye	
Orden de Trabajo	
Fecha de Inicio	
Fecha de Término	
Muestra	
Probeta	

Altura Inicial de Confección	[cm]=	14,0
Diámetro Inicial de Confección	[cm]=	7,0
Variación Vol. drenado etapa consolidación	[cm³]=	54,5
Densidad Seca de Confección	[g/cm³]=	1,55
Humedad de Confección	[%]=	18
Contrapresión	[kPa]	350
Presión de Cámara	[kPa]	850
Velocidad Deformación Unitaria	[mm/min]	0,3
Densidad de los Sólidos Gs		2,76
Volumen Inicial		538,78
Masa Inicial seca		835,12
e confección		0,78
Densidad Seca Post consolidación	[g/cm³]=	1,72
e 0		0,6005

Deformación Unitaria [%]	p' [kPa]	q [kPa]	Deformación Volumétrica [%]	Índice de Vacíos []
0,50	606,66	319,98	0,2970	0,595
1,00	640,75	422,24	0,5098	0,591
1,50	666,18	498,54	0,7136	0,588
2,00	687,92	563,76	0,9236	0,584
2,50	704,75	614,24	1,0876	0,581
3,00	721,25	663,76	1,2702	0,578
3,50	736,13	708,40	1,4432	0,575
4,00	749,05	747,16	1,5795	0,572
4,50	761,48	784,45	1,7205	0,570
5,00	772,33	817,00	1,8370	0,568
5,50	782,46	847,38	1,9601	0,566
6,00	791,33	874,00	2,0499	0,564
6,50	799,89	899,66	2,1510	0,562
7,00	807,36	922,07	2,2058	0,561
7,50	814,30	942,90	2,2919	0,560
8,00	820,50	961,51	2,3567	0,559
8,50	826,02	978,07	2,4109	0,558
9,00	831,09	993,27	2,4732	0,556
9,50	835,21	1005,64	2,5242	0,556
10,00	839,67	1019,01	2,5613	0,555
10,50	843,27	1029,80	2,5799	0,555
11,00	846,46	1039,38	2,6185	0,554
11,50	848,63	1045,89	2,6440	0,553
12,00	850,81	1052,42	2,6637	0,553
12,50	853,01	1059,04	2,6912	0,553
13,00	854,22	1062,65	2,6912	0,553
13,50	854,67	1064,00	2,7098	0,552
14,00	855,27	1065,82	2,7184	0,552
14,50	856,57	1069,71	2,7284	0,552
15,00	856,79	1070,36	2,7284	0,552
15,50	856,55	1069,65	2,7284	0,552
16,00	857,43	1072,28	2,7357	0,552
16,50	856,54	1069,63	2,7469	0,552
17,00	856,14	1068,41	2,7469	0,552
17,50	855,93	1067,80	2,7284	0,552
18,00	854,74	1064,22	2,7469	0,552
18,50	854,25	1062,76	2,7380	0,552
19,00	853,12	1059,36	2,7284	0,552
19,50	851,68	1055,05	2,7449	0,552
20,00	850,14	1050,43	2,7469	0,552

INFORME ENSAYO TRIAXIAL CIU (Según ASTM D4767-04)

Proyecto	Tesis Sebastian Urbano
Inf .Ensaye	
Orden de Trabajo	
Fecha de Inicio	
Fecha de Término	
Muestra	
Probeta	

Altura Inicial de Confección	[cm]=	10,0
Diámetro Inicial de Confección	[cm]=	5,0
Variación Vol. drenado etapa consolidación	[cm³]=	15,3
Densidad Seca de Confección	[g/cm³]=	1,55
Humedad de Confección	[%]=	18
Contrapresión	[kPa]	120
Presión de Cámara	[kPa]	220
Velocidad Deformación Unitaria	[mm/min]	0,15
Densidad de los Sólidos Gs		2,76
Volumen Inicial		196,35
Masa Inicial seca		304,34
e confección		0,78
Densidad Seca Post consolidación	[g/cm³]=	1,68
e 0		0,64

Deformación Unitaria [%]	p' [kPa]	q [kPa]	Variación Presión de Poros [kPa]
0,50	102,53	88,00	26,80
1,00	101,50	109,58	35,03
1,50	100,10	117,72	39,14
2,00	98,77	121,41	41,70
2,50	97,70	123,79	43,56
3,00	96,63	124,63	44,92
3,50	95,88	125,54	45,97
4,00	95,17	125,94	46,81
4,50	94,45	125,71	47,46
5,00	93,81	125,21	47,93
5,50	93,39	125,10	48,31
6,00	92,97	124,65	48,58
6,50	92,43	124,10	48,93
7,00	91,88	123,44	49,27
7,50	91,28	122,38	49,52
8,00	90,82	121,44	49,66
8,50	90,59	121,02	49,75
9,00	90,25	120,41	49,89
9,50	89,72	119,31	50,05
10,00	89,23	118,34	50,21
10,50	89,00	118,30	50,44
11,00	88,35	117,33	50,76
11,50	87,74	116,37	51,05
12,00	87,51	116,07	51,18
12,50	86,80	114,48	51,36
13,00	86,05	112,86	51,57
13,50	85,48	111,88	51,81
14,00	84,77	110,56	52,09
14,50	83,98	109,04	52,37
15,00	83,54	108,40	52,59
15,50	83,14	107,84	52,80
16,00	82,58	106,75	53,01
16,50	82,01	105,66	53,21
17,00	81,51	104,56	53,35
17,50	81,00	103,45	53,49
18,00	80,48	102,32	53,62
18,50	79,96	101,18	53,76
19,00	79,61	100,50	53,89
19,50	79,31	100,00	54,02
20,00	78,97	99,34	54,15

INFORME ENSAYO TRIAXIAL CIU (Según ASTM D4767-04)

Proyecto	Tesis Sebastian Urbano
Inf .Ensaye	
Orden de Trabajo	
Fecha de Inicio	
Fecha de Término	
Muestra	
Probeta	

Altura Inicial de Confección	[cm]=	10,0
Diámetro Inicial de Confección	[cm]=	5,0
Variación Vol. drenado etapa consolidación	[cm³]=	21,1
Densidad Seca de Confección	[g/cm³]=	1,55
Humedad de Confección	[%]=	18
Contrapresión	[kPa]	80
Presión de Cámara	[kPa]	380
Velocidad Deformación Unitaria	[mm/min]	0,15
Densidad de los Sólidos Gs		2,76
Volumen Inicial		196,35
Masa Inicial seca		304,34
e confección		0,78
Densidad Seca Post consolidación	[g/cm³]=	1,74
e 0		0,59

Deformación Unitaria [%]	p' [kPa]	q [kPa]	Variación Presión de Poros [kPa]
0,50	319,80	199,06	46,56
1,00	309,60	261,67	77,62
1,50	299,68	290,08	97,01
2,00	291,99	305,75	109,93
2,50	286,46	315,16	118,60
3,00	283,05	322,90	124,59
3,50	279,91	327,17	129,15
4,00	277,35	329,26	132,40
4,50	275,70	331,44	134,78
5,00	274,11	331,92	136,53
5,50	272,94	332,79	137,99
6,00	272,68	334,82	138,93
6,50	272,47	336,66	139,75
7,00	272,75	338,98	140,25
7,50	273,32	341,91	140,65
8,00	273,68	343,63	140,87
8,50	273,45	343,51	141,05
9,00	273,40	343,50	141,10
9,50	273,55	343,66	141,01
10,00	273,76	343,91	140,88
10,50	273,98	344,32	140,80
11,00	274,94	346,56	140,58
11,50	275,70	347,95	140,29
12,00	276,35	348,89	139,95
12,50	277,08	349,96	139,57
13,00	277,49	350,18	139,23
13,50	277,64	349,71	138,93
14,00	277,97	349,54	138,55
14,50	278,30	349,32	138,14
15,00	278,48	348,60	137,72
15,50	278,85	348,51	137,32
16,00	279,74	350,25	137,01
16,50	280,55	351,68	136,67
17,00	281,22	352,41	136,25
17,50	281,74	352,71	135,82
18,00	281,57	350,85	135,38
18,50	281,40	348,99	134,93
19,00	281,53	348,21	134,54
19,50	281,68	347,51	134,15
20,00	282,05	347,49	133,78

INFORME ENSAYO TRIAXIAL CIU (Según ASTM D4767-04)

Proyecto	Tesis Sebastian Urbano
Inf .Ensaye	
Orden de Trabajo	
Fecha de Inicio	
Fecha de Término	
Muestra	
Probeta	

Altura Inicial de Confección	[cm]=	14,0
Diámetro Inicial de Confección	[cm]=	7,0
Variación Vol. drenado etapa consolidación	[cm³]=	62,4
Densidad Seca de Confección	[g/cm³]=	1,55
Humedad de Confección	[%]=	18
Contrapresión	[kPa]	360
Presión de Cámara	[kPa]	860
Velocidad Deformación Unitaria	[mm/min]	1,2
Densidad de los Sólidos Gs		2,76
Volumen Inicial		538,78
Masa Inicial seca		835,12
e confección		0,78
Densidad Seca Post consolidación	[g/cm³]=	1,75
e 0		0,57

Deformación Unitaria [%]	p' [kPa]	q [kPa]	Variación Presión de Poros [kPa]
0,50	453,51	282,28	140,59
1,00	434,68	384,53	193,50
1,50	427,11	428,19	215,62
2,00	427,54	450,69	222,69
2,50	428,36	466,24	227,05
3,00	429,64	479,35	230,14
3,50	432,30	489,31	230,80
4,00	434,93	497,80	231,00
4,50	437,61	505,51	230,89
5,00	440,58	512,52	230,25
5,50	443,65	518,61	229,21
6,00	446,78	524,06	227,91
6,50	449,77	529,09	226,60
7,00	452,64	533,78	225,29
7,50	455,43	538,16	223,96
8,00	459,16	540,79	221,10
8,50	461,79	544,25	219,63
9,00	463,73	548,24	219,02
9,50	466,32	550,13	217,06
10,00	468,83	551,63	215,05
10,50	471,22	552,75	213,03
11,00	471,42	555,02	213,59
11,50	472,49	556,78	213,10
12,00	475,54	557,36	210,24
12,50	475,77	558,92	210,53
13,00	476,04	560,30	210,73
13,50	477,48	560,60	209,38
14,00	478,49	561,07	208,53
14,50	479,28	561,48	207,88
15,00	479,87	561,30	207,23
15,50	480,46	561,15	206,59
16,00	481,15	560,89	205,81
16,50	482,78	559,15	203,60
17,00	482,86	558,85	203,43
17,50	482,37	559,05	203,98
18,00	482,67	557,85	203,28
18,50	482,62	556,87	203,00
19,00	482,34	556,03	203,00
19,50	482,80	552,81	201,47
20,00	481,54	551,84	202,41

INFORME ENSAYO TRIAXIAL CID EXTENSION

Proyecto	Tesis Sebastian Urbano
Inf .Ensaye	
Orden de Trabajo	
Fecha de Inicio	
Fecha de Término	
Muestra	
Probeta	

Altura Inicial de Confección	[cm]=	14,0
Diámetro Inicial de Confección	[cm]=	7,0
Variación Vol. drenado etapa consolidación	[cm³]=	30,8
Densidad Seca de Confección	[g/cm³]=	1,55
Humedad de Confección	[%]=	18
Contrapresión	[kPa]	160
Presión de Cámara	[kPa]	260
Velocidad Deformación Unitaria	[mm/min]	0,05
Densidad de los Sólidos Gs		2,76
Volumen Inicial		538,78
Masa Inicial seca		835,12
e confección		0,78
Densidad Seca Post consolidación	[g/cm³]=	1,64
e 0		0,67891

Deformación Unitaria [%]	p' [kPa]	q [kPa]	Deformación Volumétrica [%]	Índice de Vacíos []
-0,53	75,054	-74,838	-0,076	0,680
-1,05	73,140	-80,580	-0,128	0,681
-1,55	72,230	-83,309	-0,196	0,682
-2,05	71,000	-86,999	-0,248	0,683
-2,51	71,278	-86,167	-0,298	0,684
-3,00	70,411	-88,766	-0,315	0,685
-3,52	70,238	-89,285	-0,330	0,685
-4,00	70,039	-89,883	-0,354	0,685
-4,55	70,212	-89,363	-0,376	0,686
-5,02	70,455	-88,636	-0,394	0,686
-5,49	70,905	-87,284	-0,412	0,686
-6,09	71,226	-86,323	-0,412	0,686
-6,51	71,754	-84,738	-0,412	0,686
-7,05	72,126	-83,621	-0,413	0,686
-7,47	72,170	-83,491	-0,414	0,686
-7,98	72,967	-81,100	-0,410	0,686
-8,49	73,452	-79,645	-0,410	0,686
-8,98	74,110	-77,670	-0,411	0,686
-9,51	74,569	-76,293	-0,411	0,686
-9,98	75,106	-74,682	-0,414	0,686
-10,58	75,600	-73,200	-0,404	0,686
-11,01	75,894	-72,317	-0,400	0,686
-11,56	76,050	-71,849	-0,386	0,686
-12,05	76,414	-70,758	-0,371	0,686
-12,55	76,579	-70,264	-0,358	0,685
-13,06	77,150	-68,549	-0,340	0,685
-13,51	77,315	-68,055	-0,325	0,685
-14,05	77,990	-66,029	-0,313	0,684
-14,55	78,190	-65,431	-0,296	0,684
-15,00	78,380	-64,859	-0,265	0,684
-15,49	78,779	-63,664	-0,254	0,683
-16,00	78,961	-63,118	-0,233	0,683
-16,48	79,108	-62,676	-0,211	0,683
-16,99	79,480	-61,559	-0,190	0,682
-17,48	79,324	-62,027	-0,176	0,682
-18,03	79,645	-61,065	-0,153	0,682
-18,52	79,983	-60,052	-0,133	0,681
-19,05	80,121	-59,636	-0,112	0,681
-19,54	80,191	-59,428	-0,087	0,680
-20,04	80,312	-59,064	-0,076	0,680

INFORME ENSAYO TRIAXIAL CID EXTENSION

Proyecto	Tesis Sebastian Urbano
Inf .Ensaye	
Orden de Trabajo	
Fecha de Inicio	
Fecha de Término	
Muestra	
Probeta	

Altura Inicial de Confección	[cm]=	14,0
Diámetro Inicial de Confección	[cm]=	7,0
Variación Vol. drenado etapa consolidación	[cm³]=	52,0
Densidad Seca de Confección	[g/cm³]=	1,55
Humedad de Confección	[%]=	18
Contrapresión	[kPa]	160
Presión de Cámara	[kPa]	460
Velocidad Deformación Unitaria	[mm/min]	0,05
Densidad de los Sólidos Gs		2,76
Volumen Inicial		538,78
Masa Inicial seca		835,12
e confección		0,78
Densidad Seca Post consolidación	[g/cm³]=	1,72
e 0		0,60866

Deformación Unitaria [%]	p' [kPa]	q [kPa]	Deformación Volumétrica [%]	Índice de Vacíos []
-0,53	236,449	-190,654	-0,074	0,610
-1,02	230,394	-208,817	-0,119	0,611
-1,53	228,887	-213,339	-0,161	0,612
-1,96	227,068	-218,796	-0,206	0,612
-2,59	226,159	-221,524	-0,250	0,613
-3,01	226,037	-221,888	-0,299	0,614
-3,60	225,596	-223,213	-0,355	0,615
-4,08	224,937	-225,188	-0,403	0,616
-4,51	225,223	-224,331	-0,450	0,617
-4,99	225,214	-224,357	-0,489	0,617
-5,48	225,327	-224,019	-0,535	0,618
-5,97	226,081	-221,758	-0,578	0,619
-6,53	226,990	-219,030	-0,611	0,620
-7,04	231,408	-205,777	-0,602	0,619
-7,48	232,369	-202,893	-0,570	0,619
-8,10	233,694	-198,917	-0,538	0,618
-8,51	233,963	-198,112	-0,517	0,618
-9,04	235,401	-193,798	-0,494	0,617
-9,55	236,336	-190,992	-0,471	0,617
-10,00	238,432	-184,703	-0,433	0,616
-10,54	240,069	-179,792	-0,385	0,616
-11,03	240,814	-177,557	-0,348	0,615
-11,51	242,330	-173,010	-0,313	0,614
-12,00	243,456	-169,632	-0,266	0,613
-12,51	244,418	-166,747	-0,214	0,612
-13,02	246,288	-161,135	-0,173	0,612
-13,49	247,709	-156,873	-0,138	0,611
-14,00	248,922	-153,235	-0,085	0,610
-14,51	250,897	-147,310	-0,029	0,609
-15,02	251,988	-144,036	0,014	0,608
-15,50	252,880	-141,360	0,078	0,607
-16,01	254,552	-136,345	0,120	0,607
-16,50	255,279	-134,162	0,156	0,606
-17,01	256,847	-129,458	0,208	0,605
-17,56	257,939	-126,184	0,263	0,604
-18,00	258,805	-123,586	0,293	0,603
-18,57	259,619	-121,143	0,340	0,603
-19,06	260,710	-117,869	0,384	0,602
-19,54	260,884	-117,349	0,419	0,601
-19,95	261,516	-115,452	0,454	0,601

INFORME ENSAYO TRIAXIAL CIU EXTENSION

Proyecto	Tesis Sebastian Urbano
Inf .Ensaye	
Orden de Trabajo	
Fecha de Inicio	
Fecha de Término	
Muestra	
Probeta	

Altura Inicial de Confección	[cm]=	14,0
Diámetro Inicial de Confección	[cm]=	7,0
Variación Vol. drenado etapa consolidación	[cm³]=	21,0
Densidad Seca de Confección	[g/cm³]=	1,55
Humedad de Confección	[%]=	18
Contrapresión	[kPa]	300
Presión de Cámara	[kPa]	400
Velocidad Deformación Unitaria	[mm/min]	0,15
Densidad de los Sólidos Gs		2,76
Volumen Inicial		538,78
Masa Inicial seca		835,12
e confección		0,78
Densidad Seca Post consolidación	[g/cm³]=	1,61
e 0		0,71

Deformación Unitaria [%]	$p'$ [kPa]	$q$ [kPa]	Variación Presión de Poros [kPa]
-0,50	96,300	-84,218	-24,37
-1,00	95,361	-94,404	-26,83
-1,50	96,038	-97,630	-28,58
-2,00	95,660	-98,677	-28,55
-2,50	96,062	-100,398	-29,53
-3,00	97,037	-99,563	-30,23
-3,50	97,366	-100,112	-30,74
-4,00	96,672	-99,984	-30,00
-4,50	96,618	-100,146	-30,00
-5,00	97,615	-99,756	-30,87
-5,50	96,155	-98,311	-28,93
-6,00	95,397	-97,810	-28,00
-6,50	95,391	-96,327	-27,50
-7,00	95,038	-95,039	-26,72
-7,50	94,853	-93,440	-26,00
-8,00	94,905	-92,728	-25,81
-8,50	93,433	-91,702	-24,00
-9,00	92,434	-89,802	-22,37
-9,50	93,073	-88,809	-22,68
-10,00	92,103	-86,690	-21,00
-10,50	91,621	-85,471	-20,11
-11,00	90,824	-84,528	-19,00
-11,50	90,180	-82,523	-17,69
-12,00	87,654	-80,237	-14,40
-12,50	88,484	-79,203	-14,88
-13,00	85,938	-77,804	-11,87
-13,50	85,612	-76,163	-11,00
-14,00	83,914	-75,257	-9,00
-14,50	82,509	-73,927	-7,15
-15,00	83,597	-72,627	-7,81
-15,50	82,023	-71,932	-6,00
-16,00	81,229	-70,512	-4,73
-16,50	82,544	-70,067	-5,90
-17,00	80,810	-68,759	-3,73
-17,50	82,217	-68,084	-4,91
-18,00	79,684	-67,190	-2,08
-18,50	79,299	-66,331	-1,41
-19,00	78,240	-65,281	0,00
-19,50	77,429	-64,712	1,00
-20,00	76,612	-64,164	2,00

INFORME ENSAYO TRIAXIAL CIU EXTENSION

Proyecto	Tesis Sebastian Urbano
Inf .Ensaye	
Orden de Trabajo	
Fecha de Inicio	
Fecha de Término	
Muestra	
Probeta	

Altura Inicial de Confección	[cm]=	14,0
Diámetro Inicial de Confección	[cm]=	7,0
Variación Vol. drenado etapa consolidación	[cm³]=	51,3
Densidad Seca de Confección	[g/cm³]=	1,55
Humedad de Confección	[%]=	18
Contrapresión	[kPa]	160
Presión de Cámara	[kPa]	460
Velocidad Deformación Unitaria	[mm/min]	0,15
Densidad de los Sólidos Gs		2,76
Volumen Inicial		538,78
Masa Inicial seca		835,12
e confección		0,78
Densidad Seca Post consolidación	[g/cm³]=	1,71
e 0		0,61

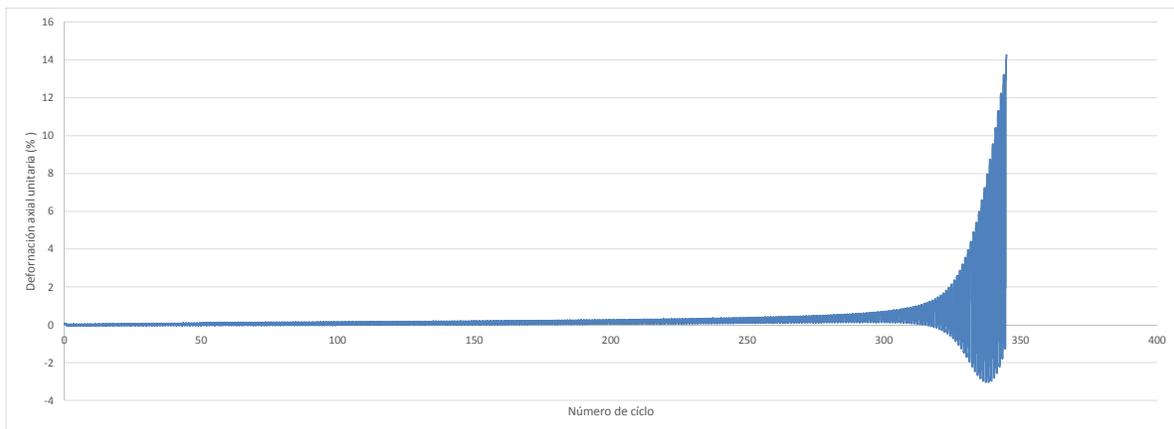
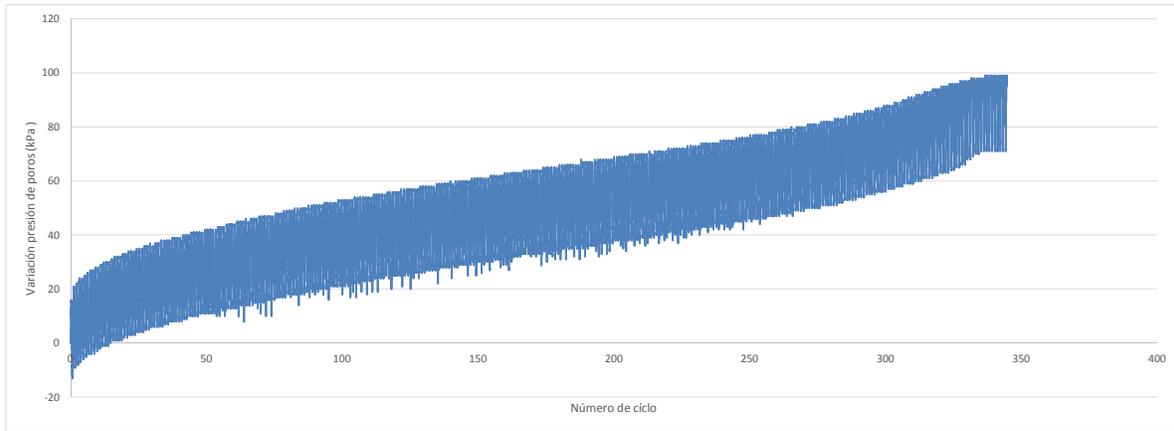
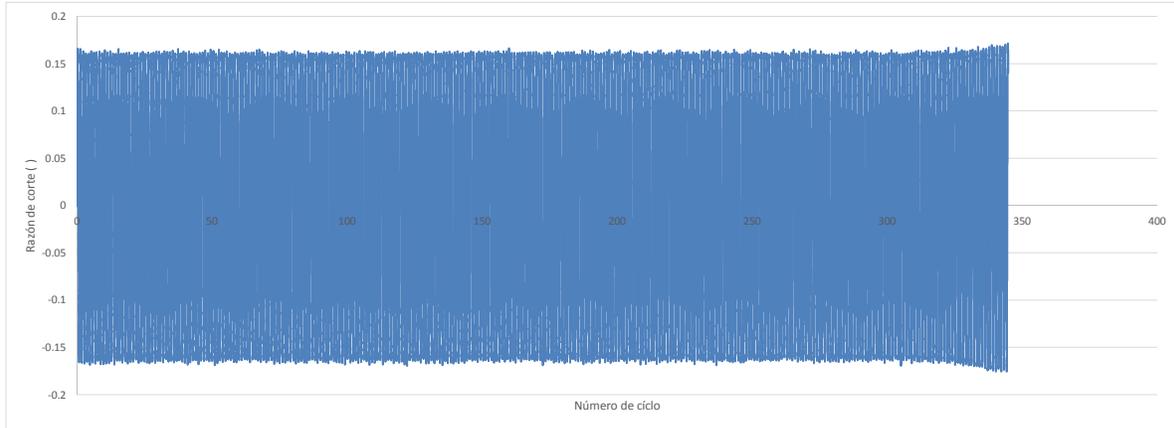
Deformación Unitaria [%]	$p'$ [kPa]	$q$ [kPa]	Variación Presión de Poros [kPa]
-0,50	287,583	-195,407	-52,72
-1,00	287,923	-225,883	-63,22
-1,50	293,129	-236,814	-72,07
-2,00	298,485	-245,294	-80,25
-2,50	304,403	-253,031	-88,75
-3,00	309,428	-257,372	-95,22
-3,50	314,180	-260,394	-100,98
-4,00	318,111	-263,040	-105,79
-4,50	321,268	-265,035	-109,61
-5,00	324,334	-265,999	-113,00
-5,50	317,803	-254,997	-102,80
-6,00	312,479	-245,559	-94,33
-6,50	311,569	-241,294	-92,00
-7,00	312,621	-238,138	-92,00

Ensayo triaxial cíclico

Proyecto	Tesis Sebastián Urbano
Tipo de Suelo	Relave espesado
Muestra	100kpa RC 0.165

Datos del ensayo		
Presión de cámara efectiva	$\sigma_3$ (kPa)	100
Razón de corte cíclico máximo		0.165
Humedad Inicial	%	18%
Índice de vacíos post consolidación		0.69
frecuencia de ciclos	Hertz	0.05

Observaciones	
100%PP	320 ciclos
5% def. D.A.	342 ciclos
10% def. D.A.	345 ciclos

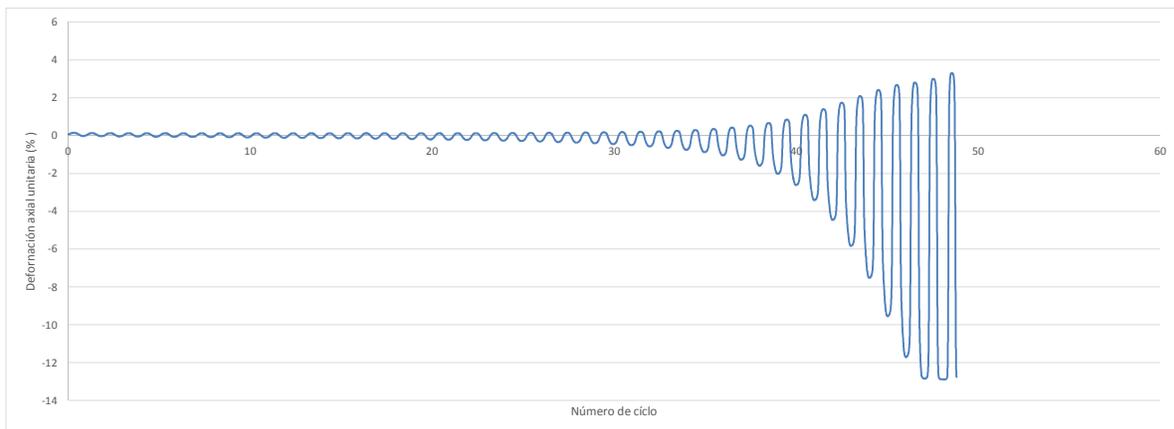
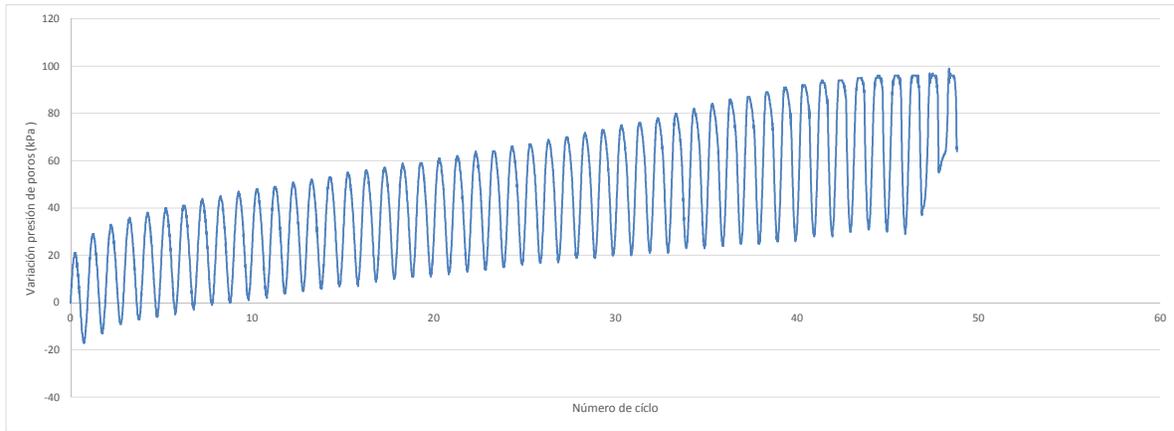
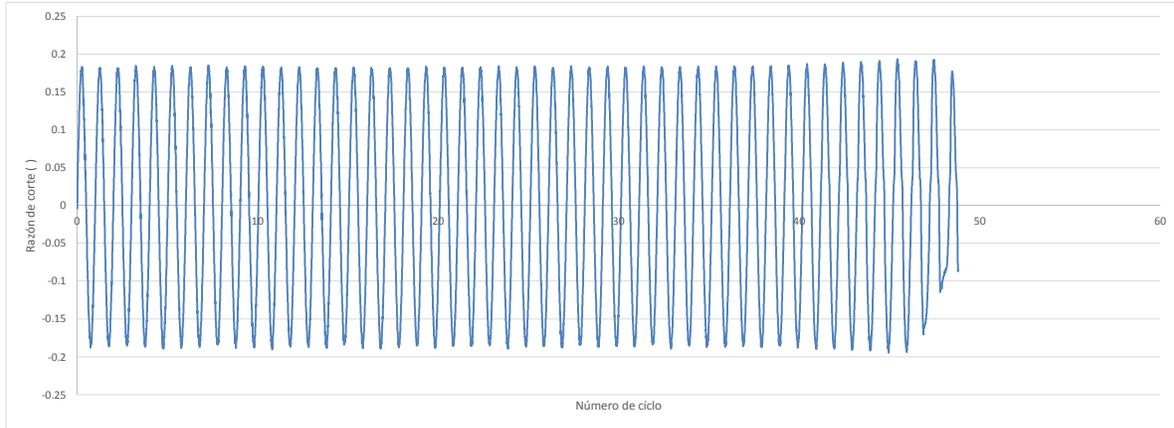


Ensayo triaxial cíclico

Proyecto	Tesis Sebastián Urbano
Tipo de Suelo	Relave espesado
Muestra	100kpa RC 0.187

Datos del ensayo		
Presión de cámara efectiva	$\sigma_3$ (kPa)	100
Razón de corte cíclico máximo		0.187
Humedad Inicial	%	18%
Índice de vacíos post consolidación		0.69
frecuencia de ciclos	Hertz	0.05

Observaciones	
100%PP	43 ciclos
5% def. D.A.	43 ciclos
10% def. D.A.	48 ciclos

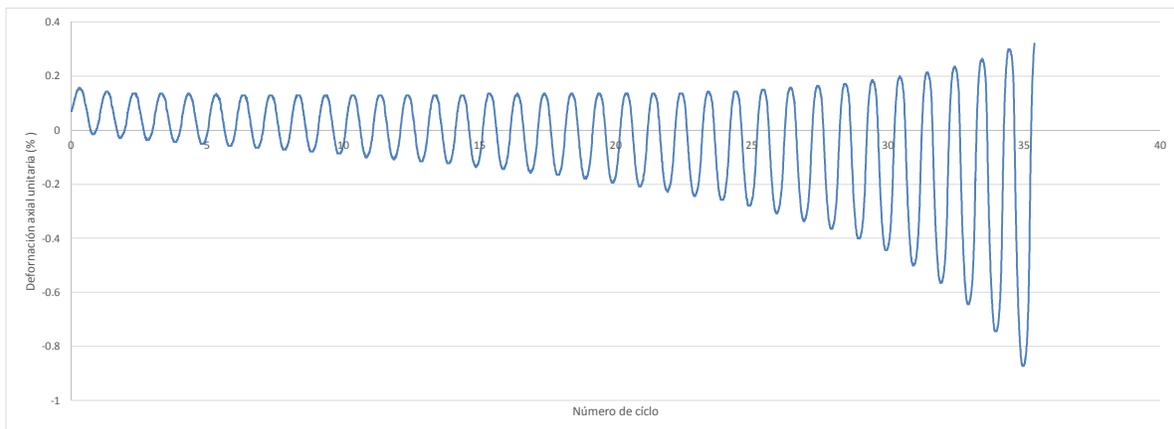
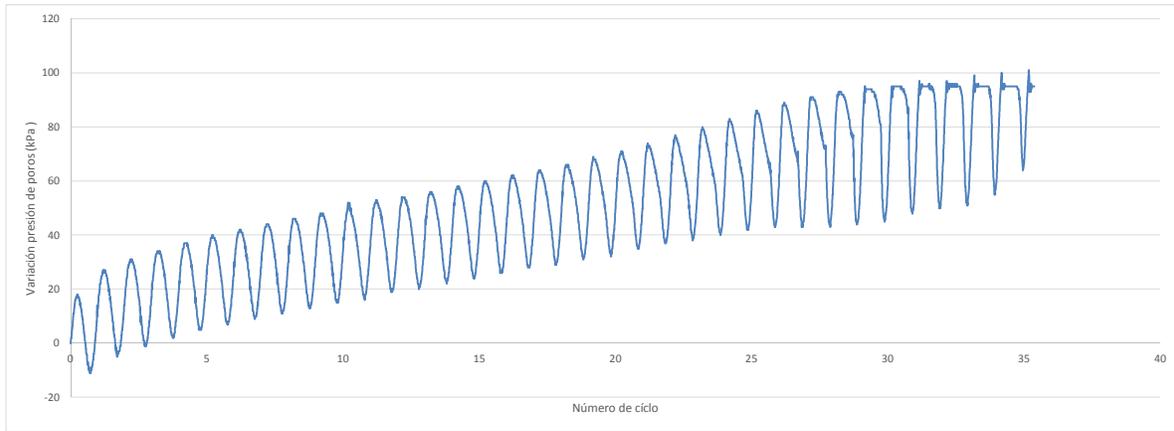
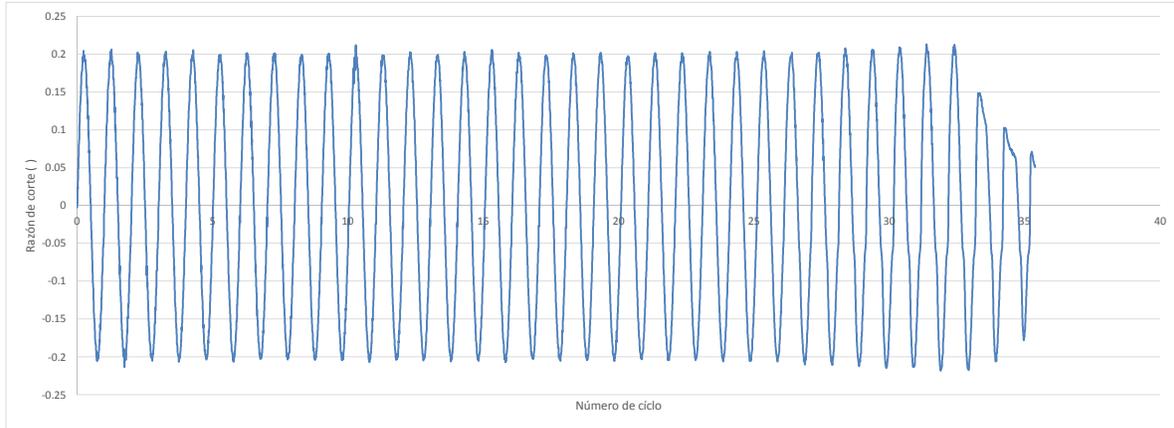


Ensayo triaxial cíclico

Proyecto	Tesis Sebastián Urbano
Tipo de Suelo	Relave espesado
Muestra	100kpa RC 0.206

Datos del ensayo		
Presión de cámara efectiva	$\sigma_3$ (kPa)	100
Razón de corte cíclico máximo		0.206
Humedad Inicial	%	18%
Índice de vacíos post consolidación		0.70
frecuencia de ciclos	Hertz	0.05

Observaciones	
100%PP	29 ciclos
5% def. D.A.	29 ciclos
10% def. D.A.	33 ciclos

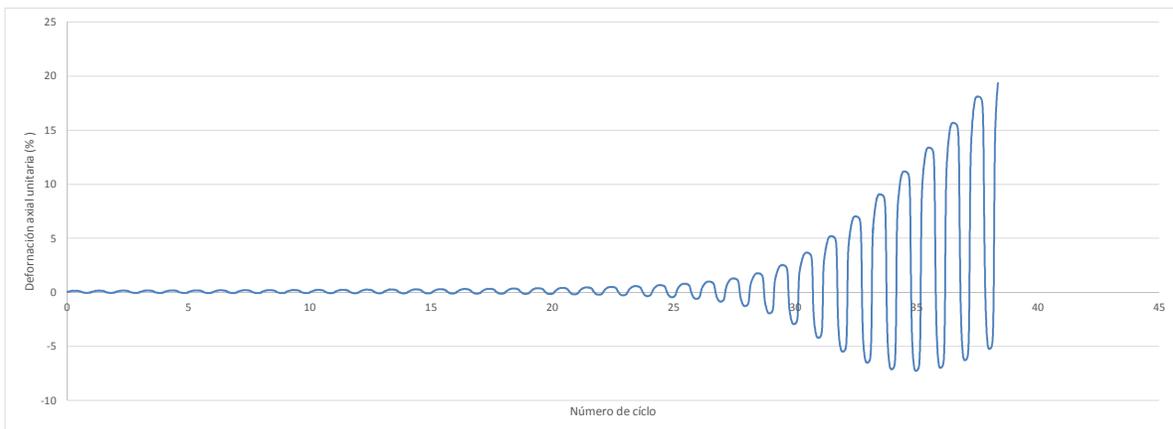
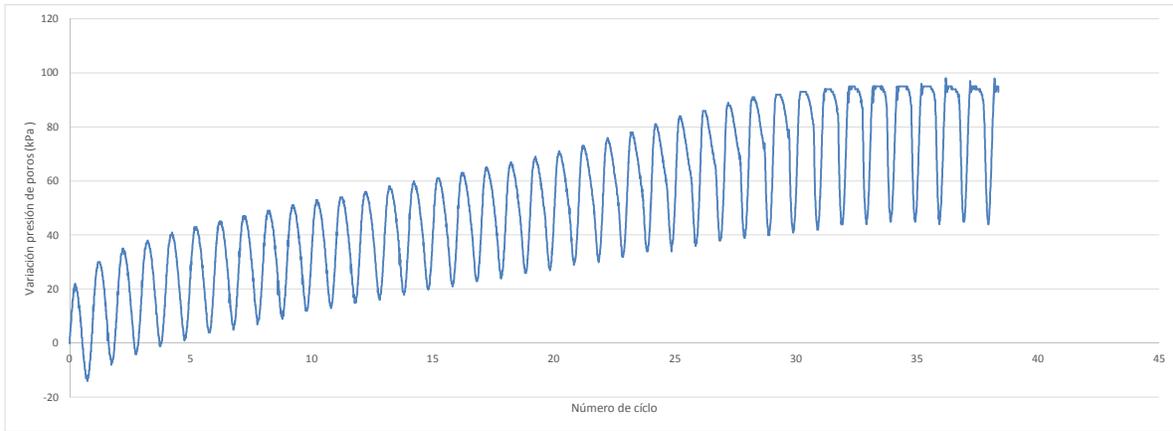
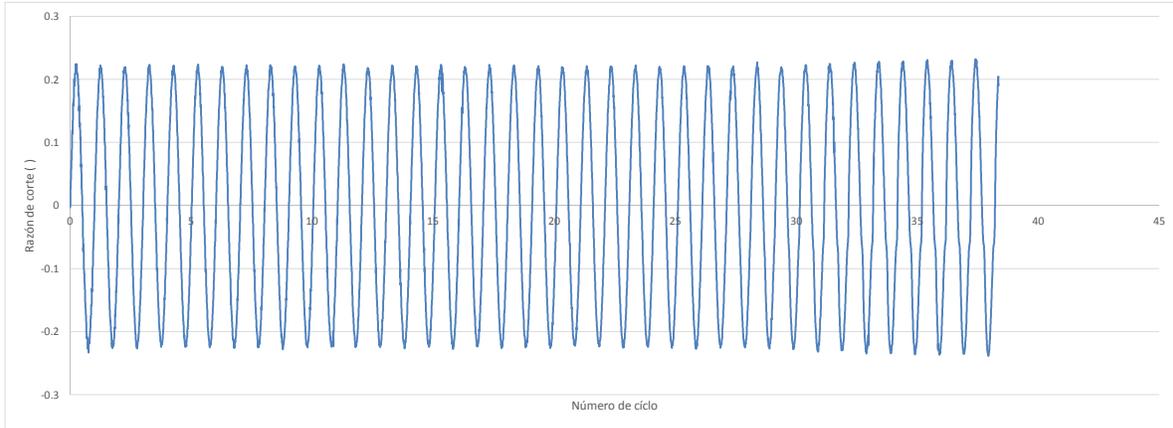


Ensayo triaxial cíclico

Proyecto	Tesis Sebastián Urbano
Tipo de Suelo	Relave espesado
Muestra	100kpa RC 0.22

Datos del ensayo	
Presión de cámara efectiva	$\sigma_3$ (kPa) 100
Razón de corte cíclico máximo	0.22
Humedad Inicial	% 18%
Índice de vacíos post consolidación	0.70
frecuencia de ciclos	Hertz 0.05

Observaciones	
100%PP	32 ciclos
5% def. D.A.	33 ciclos
10% def. D.A.	35 ciclos

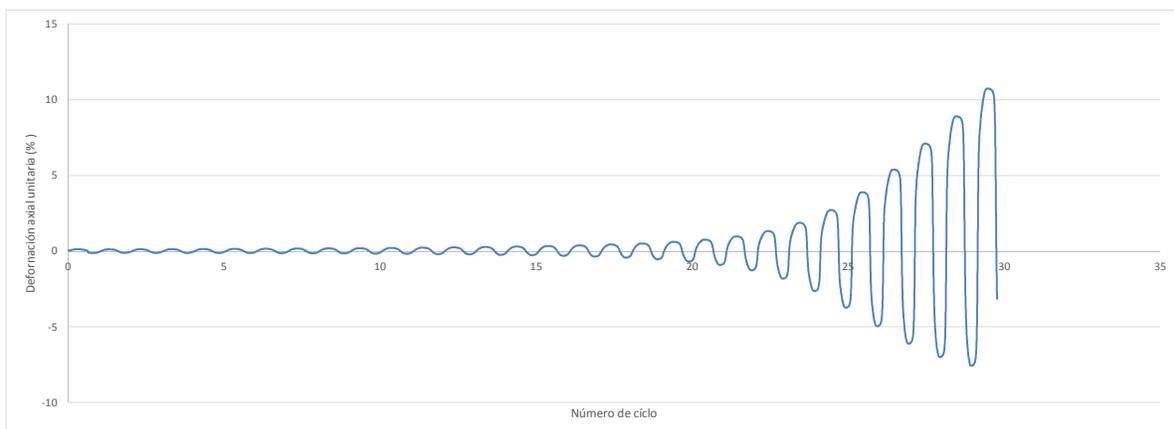
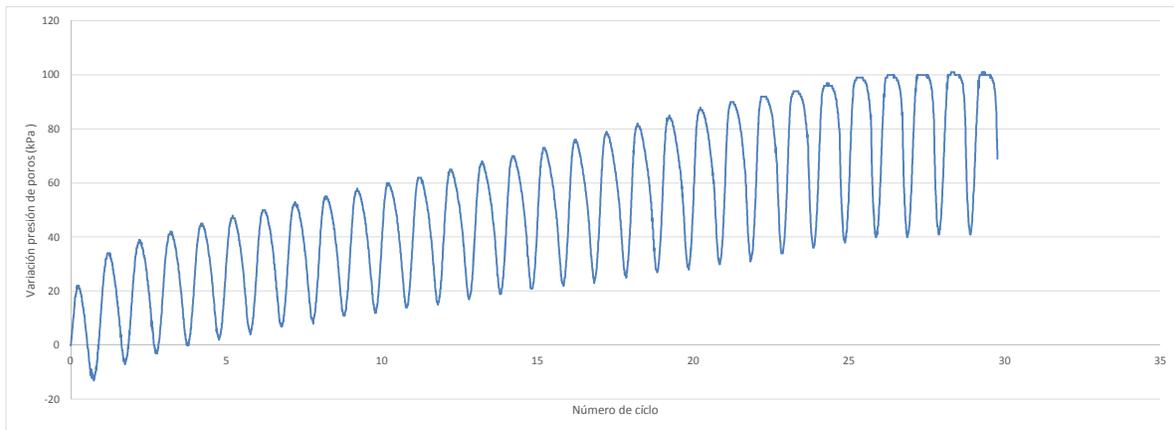


Ensayo triaxial cíclico

Proyecto	Tesis Sebastián Urbano
Tipo de Suelo	Relave espesado
Muestra	100kpa RC 0.245

Datos del ensayo		
Presión de cámara efectiva	$\sigma_3$ (kPa)	100
Razón de corte cíclico máximo		0.245
Humedad Inicial	%	18%
Índice de vacíos post consolidación		0.68
frecuencia de ciclos	Hertz	0.05

Observaciones		
100%PP		24 ciclos
5% def. D.A.		26 ciclos
10% def. D.A.		29 ciclos

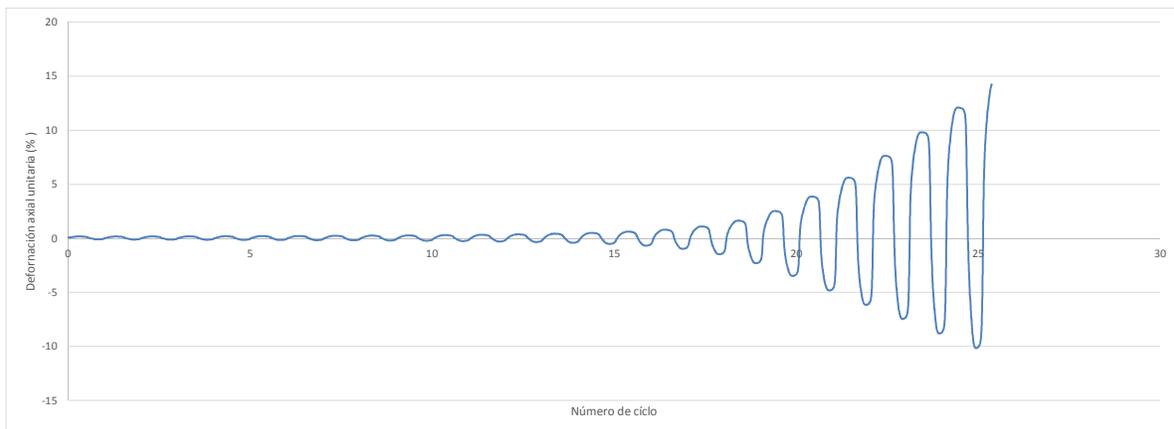
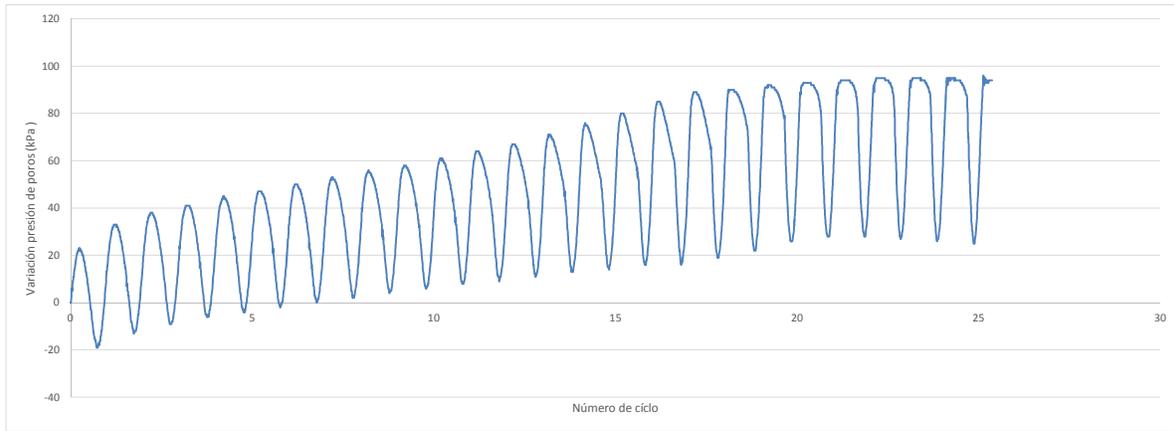
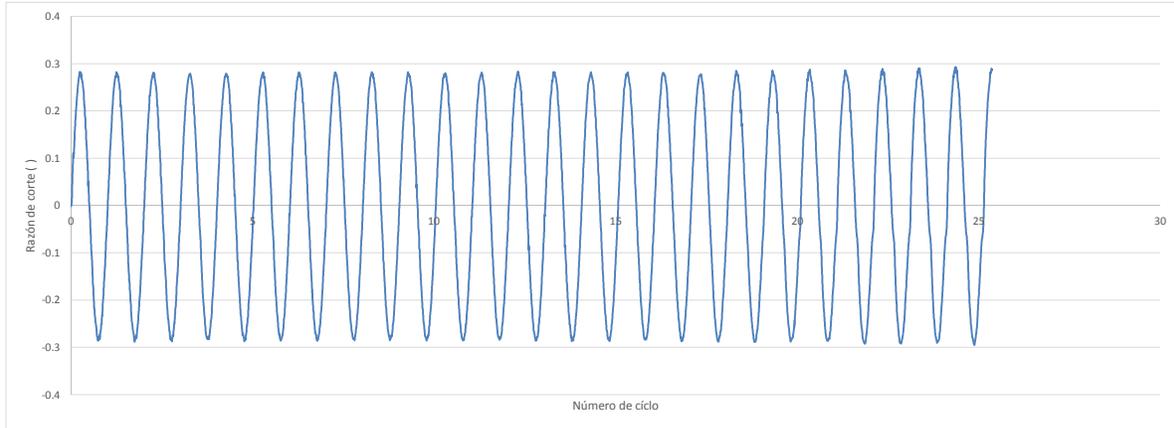


Ensayo triaxial cíclico

Proyecto	Tesis Sebastián Urbano
Tipo de Suelo	Relave espesado
Muestra	100kpa RC 0.285

Datos del ensayo		
Presión de cámara efectiva	$\sigma_3$ (kPa)	100
Razón de corte cíclico máximo		0.285
Humedad Inicial	%	18%
Índice de vacíos post consolidación		0.68
frecuencia de ciclos	Hertz	0.05

Observaciones	
100%PP	22 ciclos
5% def. D.A.	21 ciclos
10% def. D.A.	24 ciclos

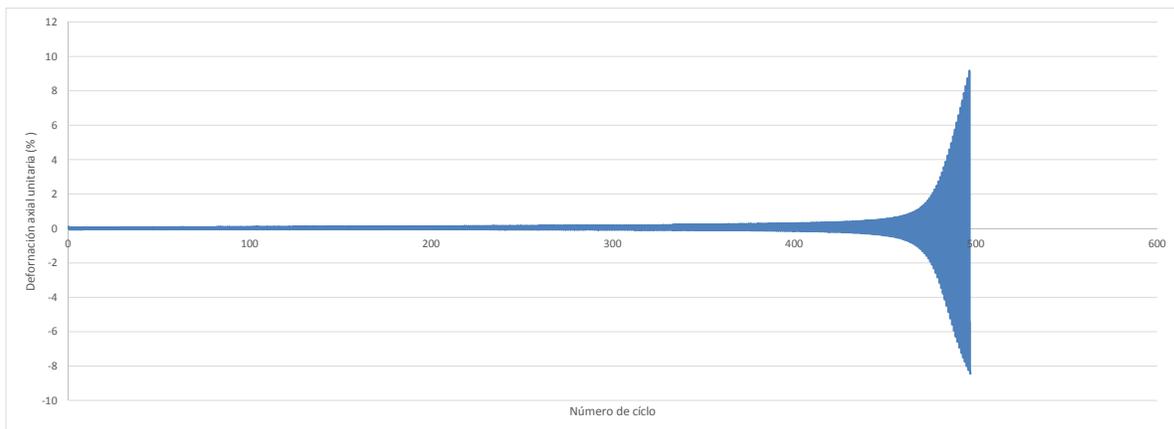
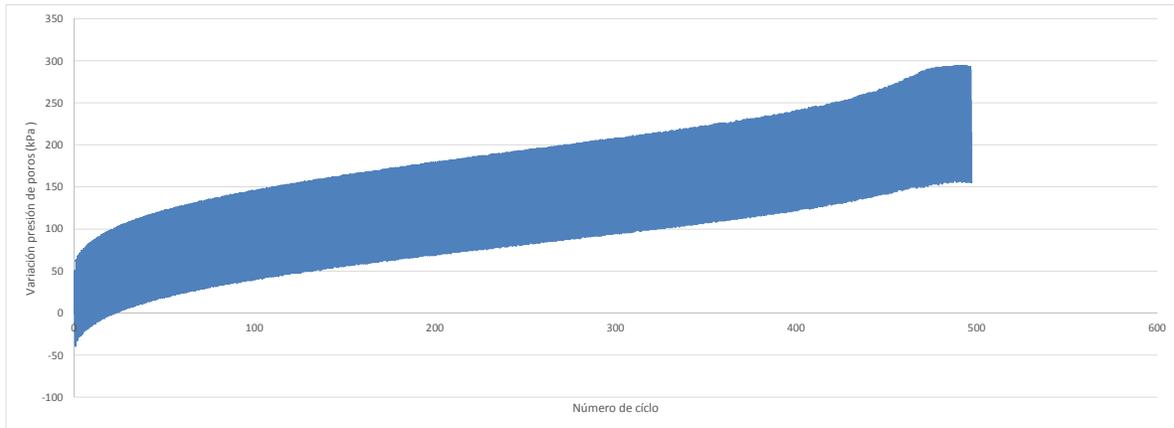
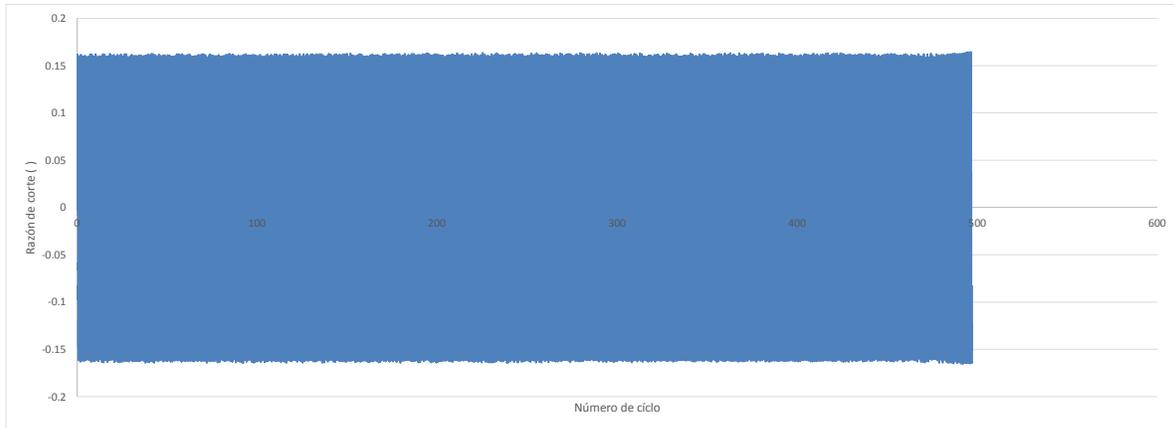


Ensayo triaxial cíclico

Proyecto	Tesis Sebastián Urbano
Tipo de Suelo	Relave espesado
Muestra	300kpa RC 0.165

Datos del ensayo		
Presión de cámara efectiva	$\sigma_3$ (kPa)	300
Razón de corte cíclico máximo		0.165
Humedad Inicial	%	18%
Índice de vacíos post consolidación		0.59
frecuencia de ciclos	Hertz	0.05

Observaciones	
100%PP	468 ciclos
5% def. D.A.	487 ciclos
10% def. D.A.	497 ciclos

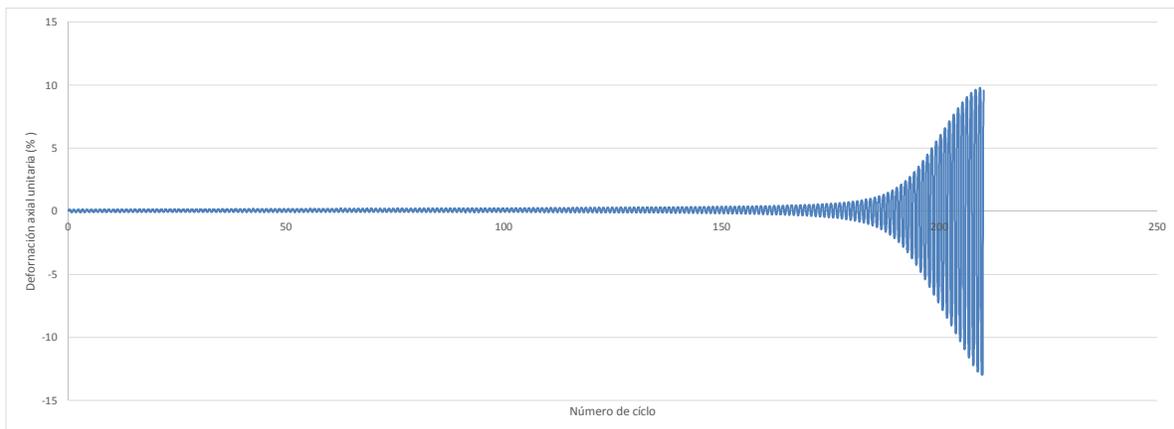
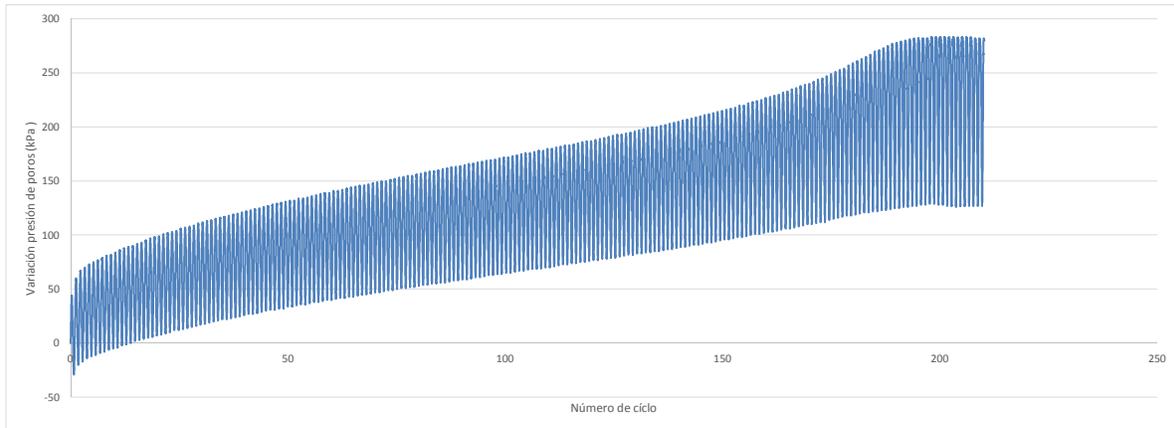
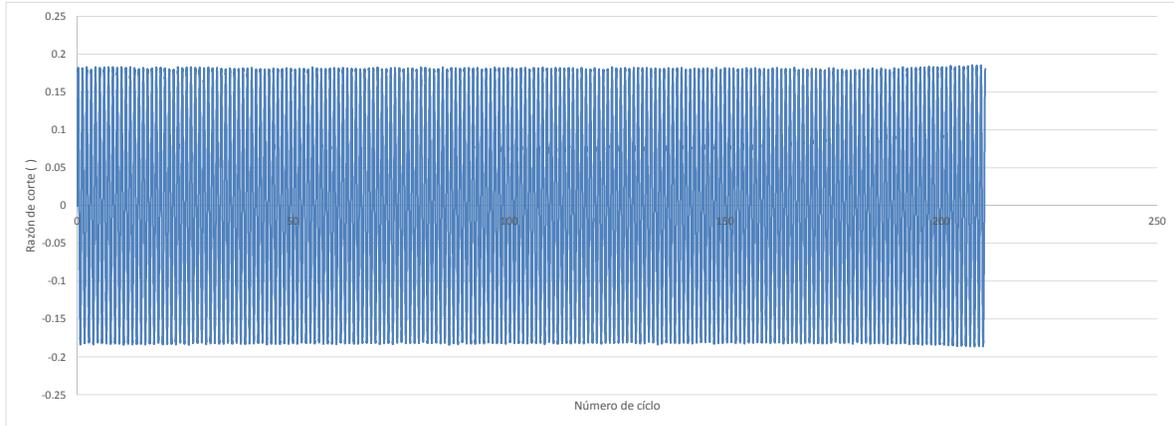


Ensayo triaxial cíclico

Proyecto	Tesis Sebastián Urbano
Tipo de Suelo	Relave espesado
Muestra	300kpa RC 0.183

Datos del ensayo		
Presión de cámara efectiva	$\sigma_3$ (kPa)	300
Razón de corte cíclico máximo		0.183
Humedad Inicial	%	18%
Índice de vacíos post consolidación		0.58
frecuencia de ciclos	Hertz	0.05

Observaciones		
100%PP		194 ciclos
5% def. D.A.		198 ciclos
10% def. D.A.		207 ciclos

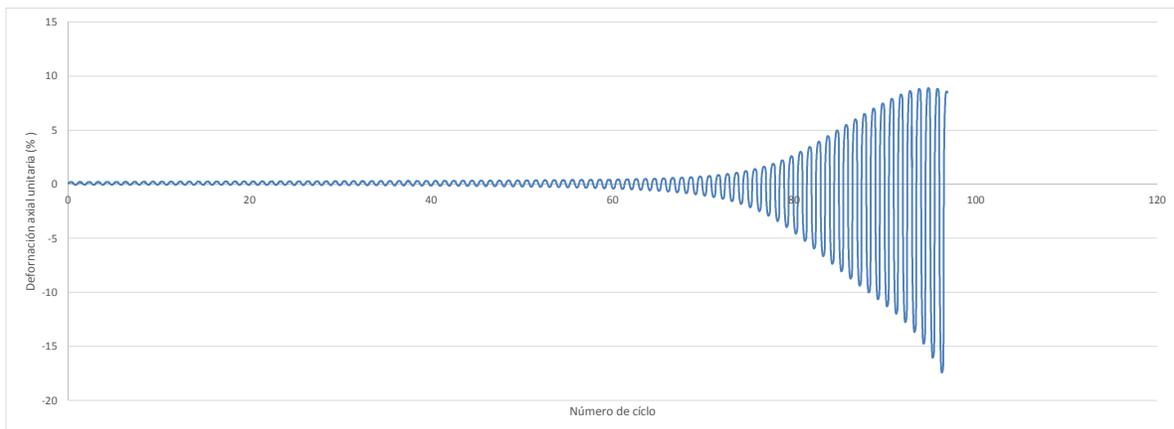
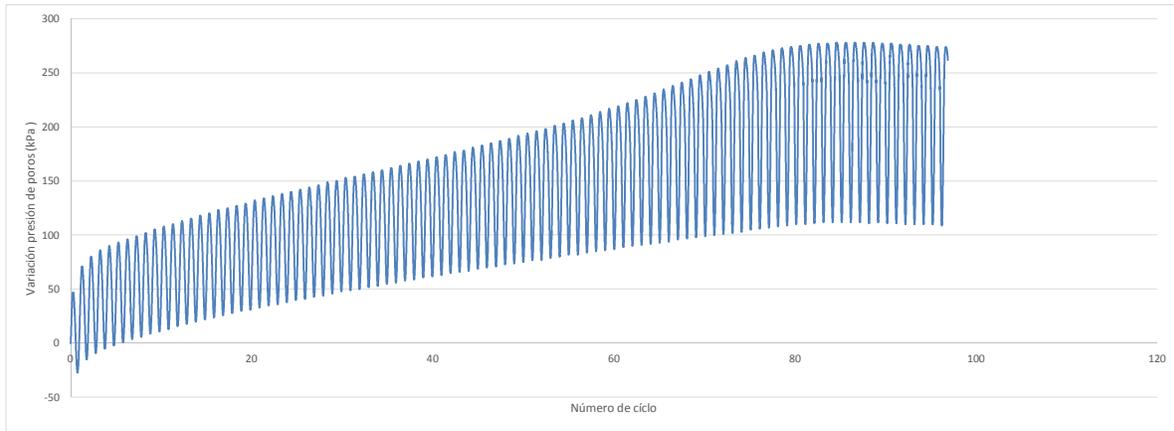
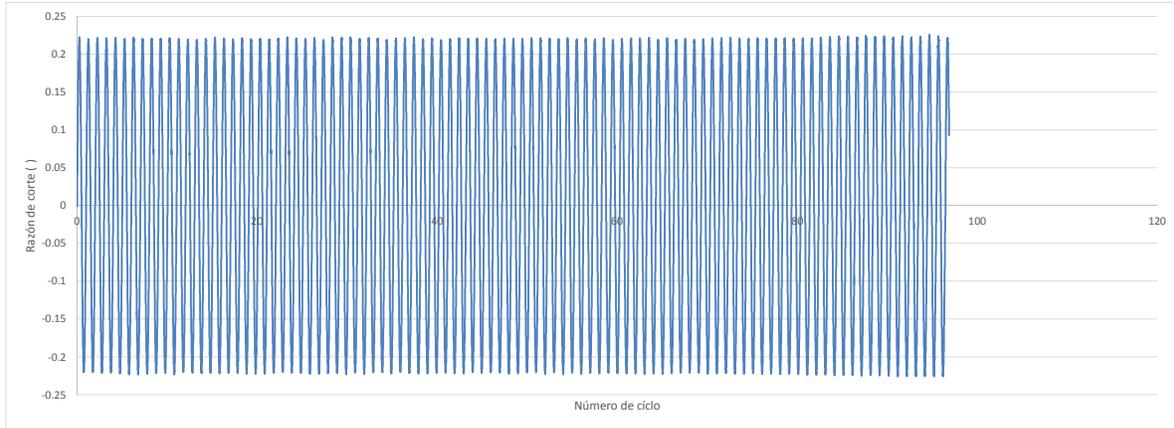


Ensayo triaxial cíclico

Proyecto	Tesis Sebastián Urbano
Tipo de Suelo	Relave espesado
Muestra	300kpa RC 0.222

Datos del ensayo		
Presión de cámara efectiva	$\sigma_3$ (kPa)	300
Razón de corte cíclico máximo		0.222
Humedad Inicial	%	18%
Índice de vacíos post consolidación		0.55
frecuencia de ciclos	Hertz	0.05

Observaciones	
100%PP	82 ciclos
5% def. D.A.	81 ciclos
10% def. D.A.	94 ciclos

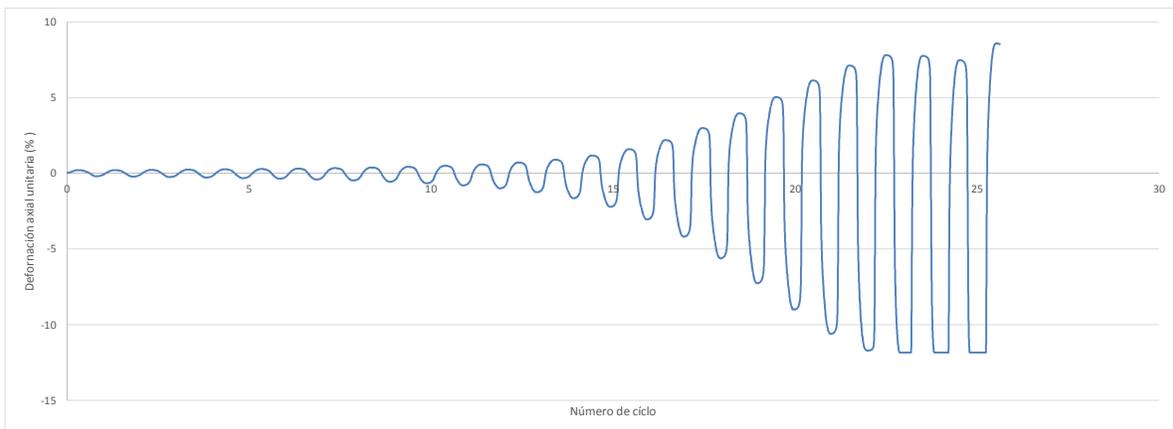
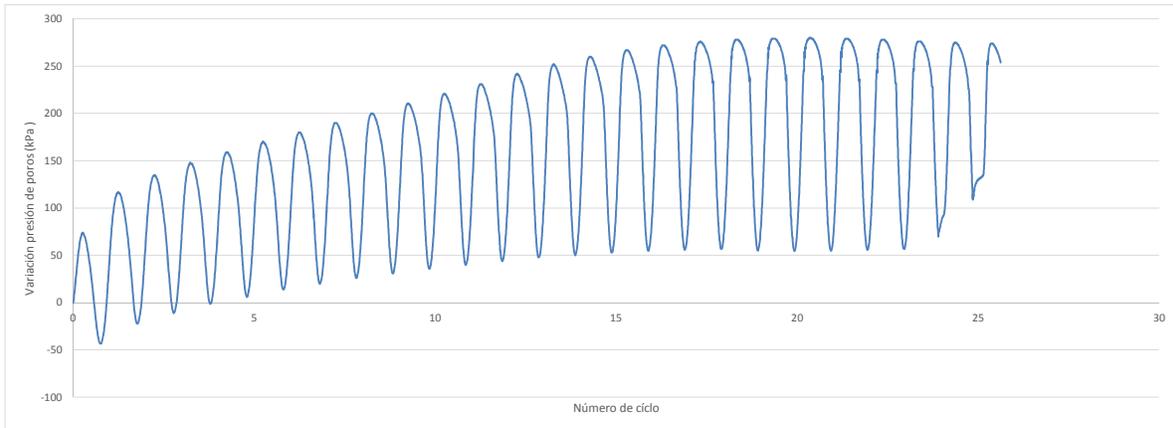
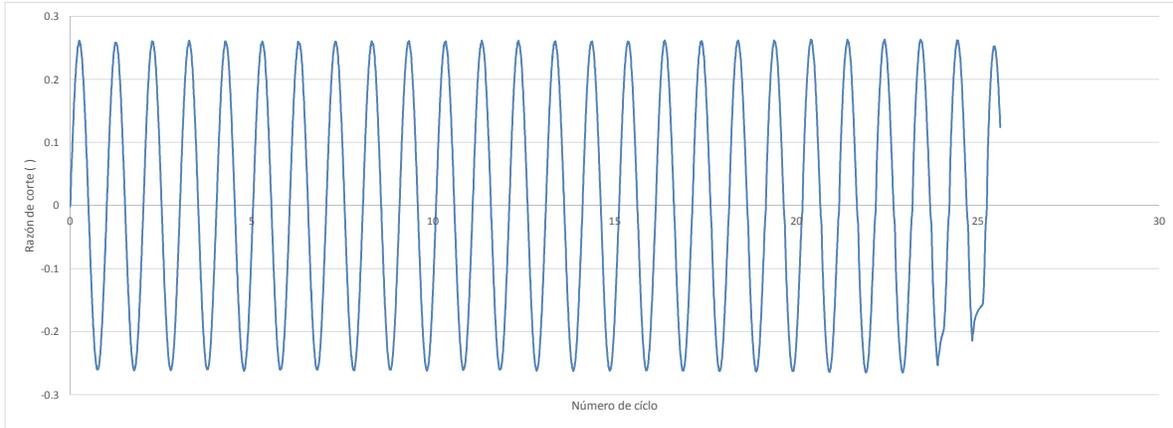


Ensayo triaxial cíclico

Proyecto	Tesis Sebastián Urbano
Tipo de Suelo	Relave espesado
Muestra	300kpa RC 0.262

Datos del ensayo		
Presión de cámara efectiva	$\sigma_3$ (kPa)	300
Razón de corte cíclico máximo		0.262
Humedad Inicial	%	18%
Índice de vacíos post consolidación		0.60
frecuencia de ciclos	Hertz	0.05

Observaciones	
100%PP	17 ciclos
5% def. D.A.	20 ciclos
10% def. D.A.	24 ciclos

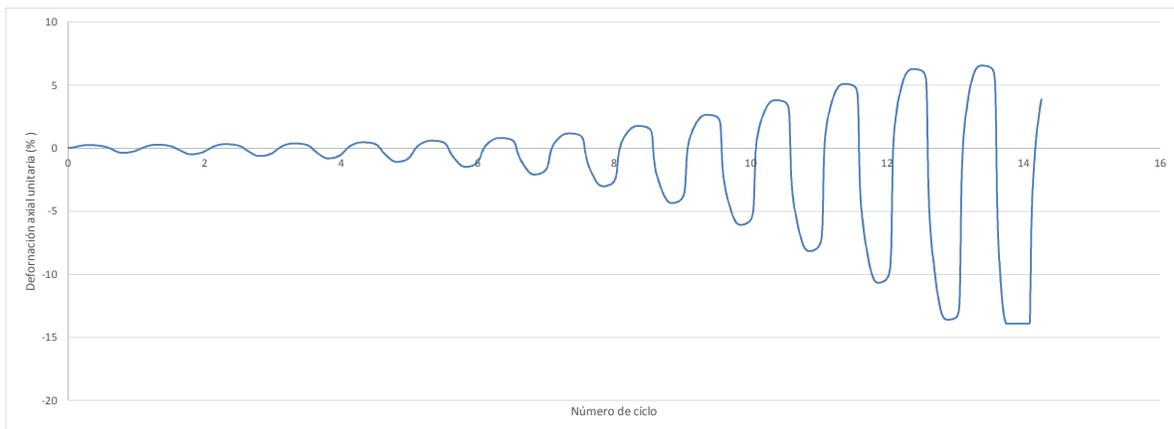
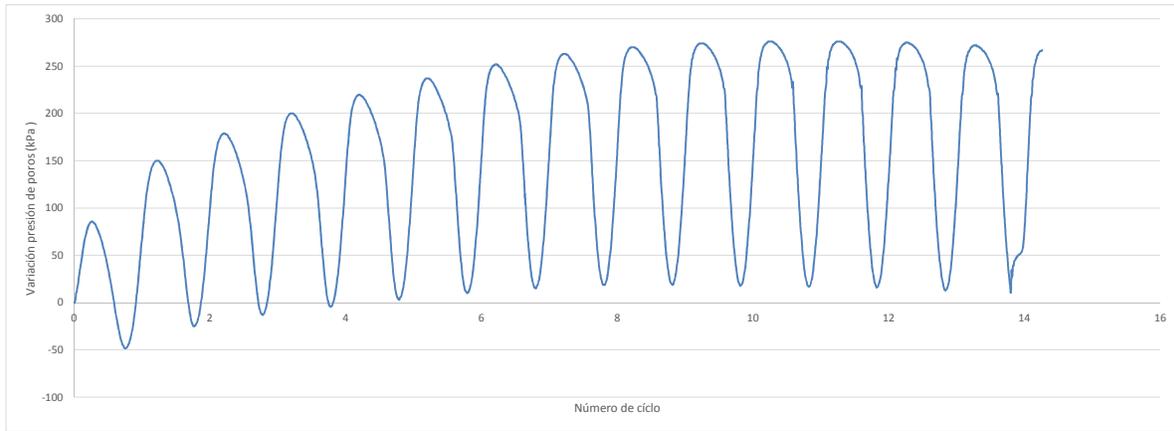
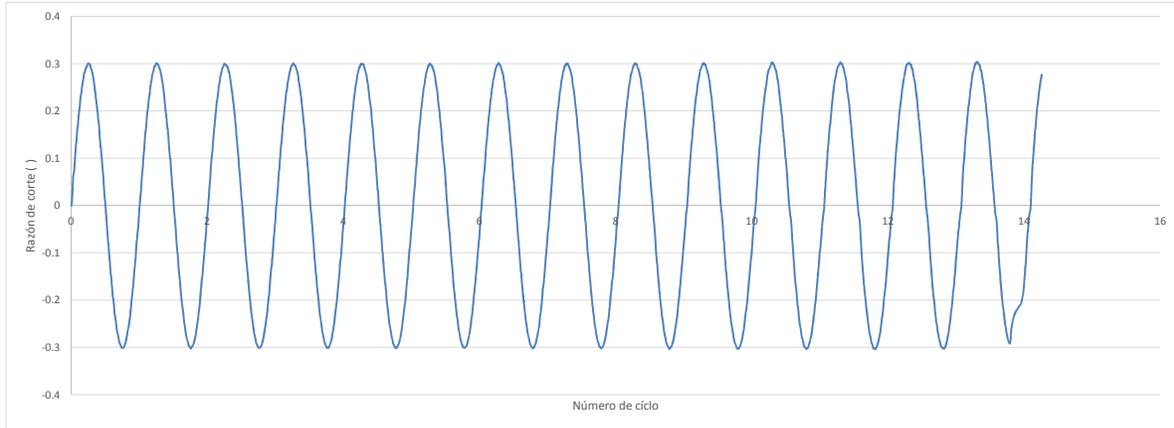


Ensayo triaxial cíclico

Proyecto	Tesis Sebastián Urbano
Tipo de Suelo	Relave espesado
Muestra	300kpa RC 0.302

Datos del ensayo		
Presión de cámara efectiva	$\sigma_3$ (kPa)	300
Razón de corte cíclico máximo		0.302
Humedad Inicial	%	18%
Índice de vacíos post consolidación		0.56
frecuencia de ciclos	Hertz	0.05

Observaciones	
100%PP	10 ciclos
5% def. D.A.	10 ciclos
10% def. D.A.	14 ciclos



Muestra:	Relave espesado
Diametro probeta:	5 cm
Altura probeta:	10 cm
Densida seca confección:	1.55 gr/cm3
Gs:	2.76
B Skeptom	0.84
Presión consolidación	100 Kpa
Volumen de agua drenado post consolidación	9.8 cc

Ensayo	Amplitud [V]	Frecuencia de resonancia [Hz]	Gamma [%]	G [Mpa]	G/Go	Amortiguamiento [%]	N° ciclos	Frecuencia ensayo [Hz]	Nota
Columna resonante	0.01	119	0.00067	129.49	1.00	1.789	0	0.00	0
	0.02	119	0.00091	124.49	0.96	2.064	0	0.00	0
	0.04	113.5	0.00156	113.20	0.87	1.74	0	0.00	0
	0.08	108.5	0.00276	103.46	0.80	2.17	0	0.00	0
	0.12	104	0.00383	95.05	0.73	3.178	0	0.00	0
	0.16	101.5	0.00499	90.56	0.70	3.367	0	0.00	0
	0.32	92.5	0.00914	75.21	0.58	4.359	0	0.00	0
	0.5	87.5	0.01329	67.29	0.52	5.744	0	0.00	0
	0.8	78.5	0.02275	54.20	0.42	6.215	0	0.00	0
	1	75	0.0285	49.49	0.38	6.823	0	0.00	0
1.5	66	0.0452	38.36	0.30	7.541	0	0.00	0	
Torsión cíclica	0.16		0.0009	85.77	0.66	5.172	20	0.10	AVERAGE
	0.25		0.0015	83.99	0.65	4.9918	10	0.10	AVERAGE
	0.5		0.0031	79.64	0.62	5.852	10	0.10	AVERAGE
	0.75		0.0049	75.04	0.58	7.1103	10	0.10	AVERAGE
	1		0.007	70.60	0.55	7.7879	10	0.10	AVERAGE
	1.25		0.0092	66.92	0.52	8.4433	10	0.10	AVERAGE
	1.5		0.0116	64.02	0.49	8.9754	10	0.10	AVERAGE
	1.75		0.0143	60.55	0.47	9.5061	10	0.10	AVERAGE
	2		0.017	58.10	0.45	9.9572	10	0.10	AVERAGE
	2.25		0.0199	55.81	0.43	10.3542	10	0.10	AVERAGE
	2.5		0.0229	53.76	0.42	10.7396	10	0.10	AVERAGE
	2.75		0.0259	52.34	0.40	11.2362	10	0.10	AVERAGE
	3		0.0294	50.38	0.39	11.4538	10	0.10	AVERAGE
	3.25		0.033	48.56	0.38	11.7886	10	0.10	AVERAGE
	3.5		0.0364	47.43	0.37	12.3047	10	0.10	AVERAGE
	3.75		0.0405	45.74	0.35	12.5468	10	0.10	AVERAGE
	4		0.0449	43.98	0.34	12.8794	10	0.10	AVERAGE
	4.25		0.0487	43.10	0.33	13.4505	10	0.10	AVERAGE
	4.5		0.0533	41.69	0.32	13.7476	10	0.10	AVERAGE
	4.75		0.0582	40.36	0.31	14.1264	10	0.10	AVERAGE
	5		0.0635	38.94	0.30	14.5392	10	0.10	AVERAGE
	5.25		0.0688	37.74	0.29	14.9121	10	0.10	AVERAGE
	5.5		0.0749	36.36	0.28	15.2967	10	0.10	AVERAGE
	5.75		0.0792	35.95	0.28	16.0018	10	0.10	AVERAGE
	6		0.086	34.61	0.27	16.0071	10	0.10	AVERAGE
	6.25		0.0888	35.01	0.27	16.8751	10	0.10	AVERAGE
	6.5		0.0958	33.78	0.26	16.3998	10	0.10	AVERAGE
	6.75		0.104	32.21	0.25	16.4725	10	0.10	AVERAGE
	7		0.1098	31.78	0.25	16.9915	10	0.10	AVERAGE
	7.25		0.1187	30.49	0.24	16.898	10	0.10	AVERAGE
7.5		0.1284	29.17	0.23	17.0423	10	0.10	AVERAGE	
7.75		0.1387	27.93	0.22	17.236	10	0.10	AVERAGE	
8		0.1496	26.74	0.21	17.4524	10	0.10	AVERAGE	
8.25		0.1614	25.58	0.20	17.7165	10	0.10	AVERAGE	
8.5		0.1742	24.45	0.19	17.9528	10	0.10	AVERAGE	
9		0.2007	22.50	0.17	18.5244	10	0.10	AVERAGE	
9.5		0.2375	20.07	0.15	19.5413	10	0.10	5TH	

Muestra:	Relave espesado	
Diametro probeta:	5 cm	
Altura probeta:	10 cm	
Densida seca confección:	1.55 gr/cm3	
Gs:	2.76	
B Skeptom	0.83	
Presión consolidación	300 Kpa	
Volumen de agua drenado post consolidación	22.5	cc

Ensayo	Amplitud [V]	Frecuencia de resonancia [Hz]	Gamma [%]	G [Mpa]	G/Go	Amortiguamiento [%]	N° ciclos	Frecuencia ensayo [Hz]	Nota	
Columna resonante	0.01	153	0.00047	206.85	1.00	1.778	0	0.00	0	
	0.02	153.5	0.00085	206.91	1.00	2.326	0	0.00	0	
	0.04	151.5	0.00157	201.51	0.97	1.872	0	0.00	0	
	0.08	147	0.00272	189.74	0.92	2.509	0	0.00	0	
	0.12	143	0.00366	180.83	0.87	2.586	0	0.00	0	
	0.16	141	0.00471	174.52	0.84	1.644	0	0.00	0	
	0.32	136	0.00772	162.36	0.78	2.116	0	0.00	0	
	0.5	129	0.01133	146.12	0.71	3.511	0	0.00	0	
	0.8	121	0.01736	129.62	0.63	4.174	0	0.00	0	
	1	117.5	0.02005	121.20	0.59	3.862	0	0.00	0	
	1.5	107.5	0.03096	101.49	0.49	5.505	0	0.00	0	
	2	104	0.03796	95.90	0.46	6.24	0	0.00	0	
	2.5	97	0.04956	82.63	0.40	8.089	0	0.00	0	
	Torsión cíclica	0.16		0.0006	141.82	0.69	4.0949	20	0.10	AVERAGE
		0.25		0.0009	143.39	0.69	3.6875	10	0.10	AVERAGE
0.5			0.0017	140.74	0.68	3.7166	10	0.10	AVERAGE	
0.75			0.0027	139.22	0.67	3.9893	10	0.10	AVERAGE	
1			0.0036	135.98	0.66	4.3298	10	0.10	AVERAGE	
1.5			0.0057	129.50	0.63	5.0546	10	0.10	AVERAGE	
2			0.008	122.83	0.59	5.6631	10	0.10	AVERAGE	
2.5			0.0105	117.46	0.57	6.1965	10	0.10	AVERAGE	
3			0.0131	112.50	0.54	6.6974	10	0.10	AVERAGE	
3.5			0.0159	108.14	0.52	7.1356	10	0.10	AVERAGE	
4			0.0189	104.13	0.50	7.5562	10	0.10	AVERAGE	
4.5			0.022	100.75	0.49	7.8651	10	0.10	AVERAGE	
5			0.0252	97.63	0.47	8.1568	10	0.10	AVERAGE	
5.5			0.0286	94.67	0.46	8.4106	10	0.10	AVERAGE	
6			0.032	92.23	0.45	8.6364	10	0.10	AVERAGE	
6.5			0.0353	91.29	0.44	9.015	10	0.10	AVERAGE	
7			0.0351	99.00	0.48	9.4	10	0.10	AVERAGE	
7.5		0.0367	101.59	0.49	9.32	10	0.10	AVERAGE		
8		0.0394	101.04	0.49	9.227	10	0.10	AVERAGE		
9		0.0458	97.95	0.47	9.57	10	0.10	AVERAGE		
10			0	0.00	0.00	0	10	0.10	AVERAGE	

Ensayo triaxial cíclico drenado

Proyecto	Tesis Sebastián Urbano
Tipo de Suelo	Relave espesado
Muestra	100kpa PC 30N

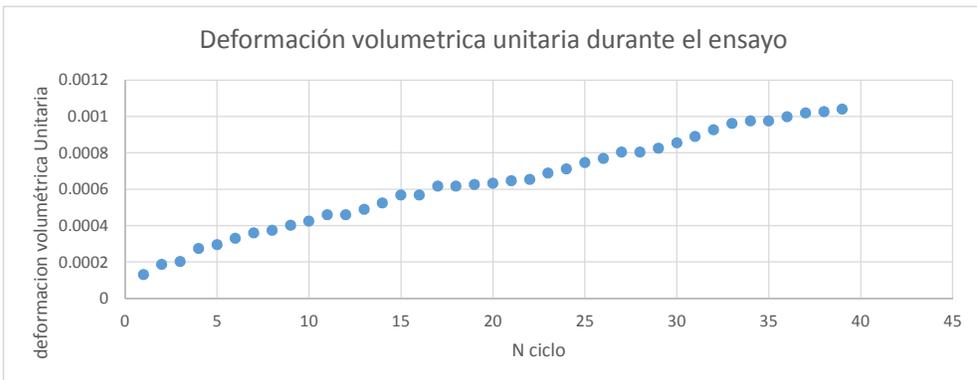
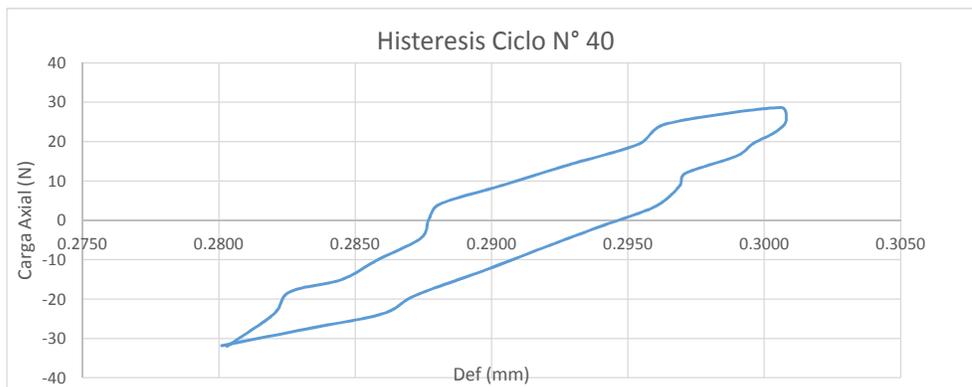
**Datos del ensayo**

Presión de cámara efectiva	$\sigma_3$ (kPa)	100
Carga cíclica aplicada	Pc (N)	30
Humedad Inicial	%	18
Índice de vaciacion post consolidación		0.71454655
frecuencia de ciclos	Hertz	0.005
N° ciclos		40

**Resultados**

Carga doble amplitud	N	61.8
Deformación doble amplitud	mm	0.021
Deformación axial unitaria		1.5E-04
Deformación volumétrica unitaria por ciclo		2.3E-05
Coefficiente de poisson		0.3
Area loop histeresis	N x mm	0.284
Area triangulo inscrito	N x mm	0.160

Módulo de elasticidad	MPa	115.2
Módulo de corte	MPa	44.3
Amortiguamiento	%	14.14
Deformación angular	%	0.01429



Ensayo triaxial cíclico drenado

Proyecto	Tesis Sebastián Urbano
Tipo de Suelo	Relave espesado
Muestra	100kpa PC 60N

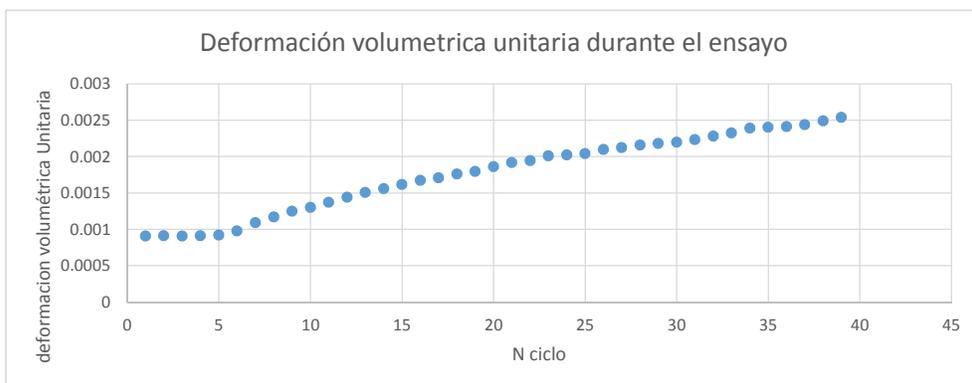
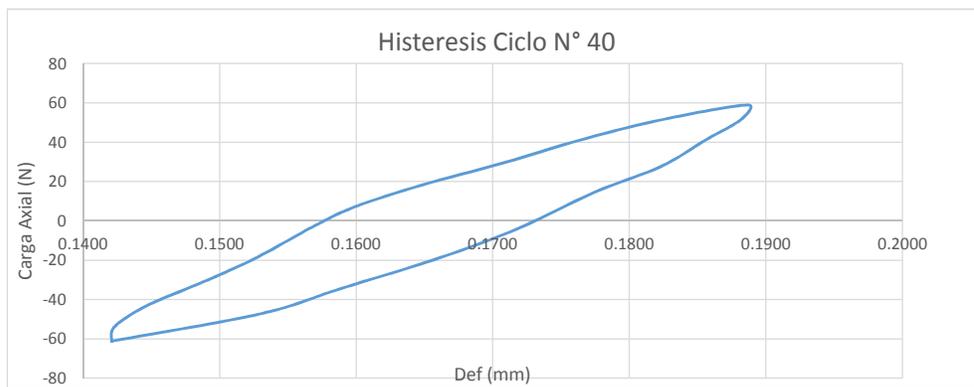
**Datos del ensayo**

Presión de cámara efectiva	$\sigma_3$ (kPa)	100
Carga cíclica aplicada	$P_c$ (N)	60
Humedad Inicial	%	18
Índice de vaciacion post consolidación		0.71454655
frecuencia de ciclos	Hertz	0.005
N° ciclos		40

**Resultados**

Carga doble amplitud	N	120.1
Deformación doble amplitud	mm	0.047
Deformación axial unitaria		3.4E-04
Deformación volúmetrica unitaria por ciclo		4.6E-05
Coefficiente de poisson		0.3
Area loop histeresis	N x mm	1.269
Area triangulo inscrito	N x mm	0.700

Módulo de elasticidad	MPa	99.4
Módulo de corte	MPa	38.2
Amortiguamiento	%	14.44
Deformación angular	%	0.03235



## Ensayo triaxial cíclico drenado

Proyecto	Tesis Sebastián Urbano
Tipo de Suelo	Relave espesado
Muestra	100kpa PC 100N

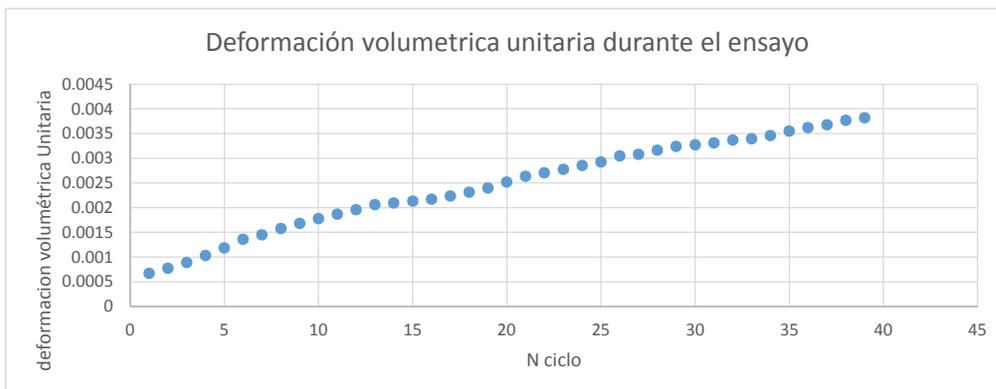
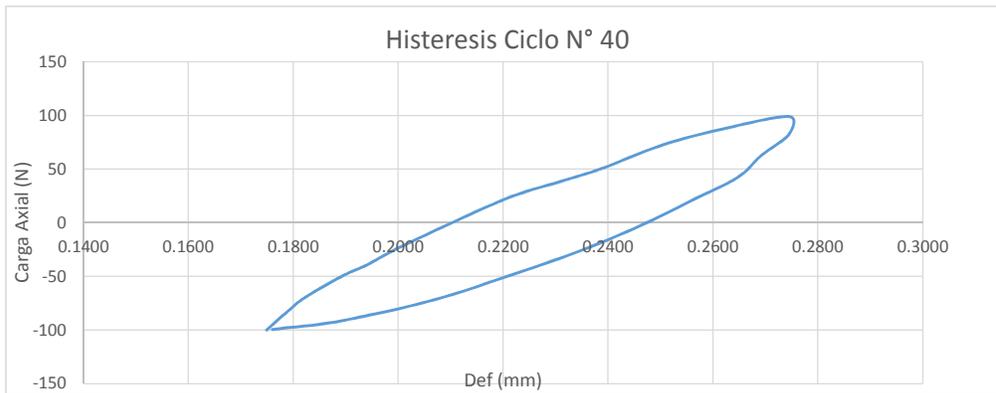
### Datos del ensayo

Presión de cámara efectiva	$\sigma_3$ (kPa)	100
Carga cíclica aplicada	Pc (N)	100
Humedad Inicial	%	18
Índice de vacios post consolidación		0.71454655
frecuencia de ciclos	Hertz	0.005
N° ciclos		40

### Resultados

Carga doble amplitud	N	199.1
Deformación doble amplitud	mm	0.100
Deformación axial unitaria		7.2E-04
Deformación volumétrica unitaria por ciclo		7.9E-05
Coefficiente de poisson		0.3
Area loop histeresis	N x mm	5.262
Area triangulo inscrito	N x mm	2.479

Módulo de elasticidad	MPa	77.1
Módulo de corte	MPa	29.7
Amortiguamiento	%	16.89
Deformación angular	%	0.070



## Ensayo triaxial cíclico drenado

Proyecto	Tesis Sebastián Urbano
Tipo de Suelo	Relave espesado
Muestra	100kpa PC 130N

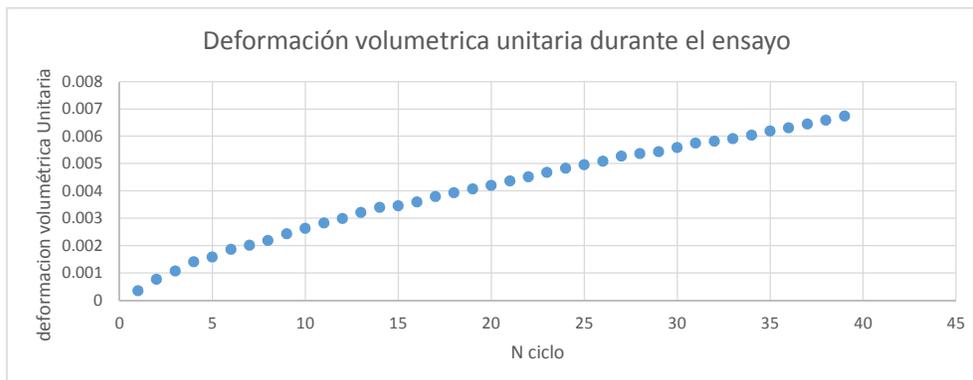
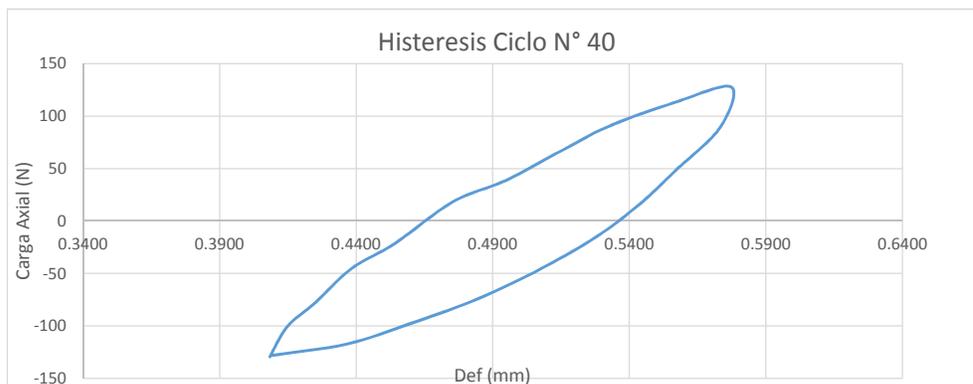
### Datos del ensayo

Presión de cámara efectiva	$\sigma_3$ (kPa)	100
Carga cíclica aplicada	$P_c$ (N)	130
Humedad Inicial	%	18
Índice de vaciacion post consolidación		0.70463175
frecuencia de ciclos	Hertz	0.005
N° ciclos		40

### Resultados

Carga doble amplitud	N	257.1
Deformación doble amplitud	mm	0.169
Deformación axial unitaria		1.2E-03
Deformación volúmetrica unitaria por ciclo		1.4E-04
Coefficiente de poisson		0.3
Area loop histeresis	N x mm	12.671
Area triangulo inscrito	N x mm	5.428

Módulo de elasticidad	MPa	58.9
Módulo de corte	MPa	22.7
Amortiguamiento	%	18.58
Deformación angular	%	0.118



Ensayo triaxial cíclico drenado

Proyecto	Tesis Sebastián Urbano
Tipo de Suelo	Relave espesado
Muestra	100kpa PC 160N

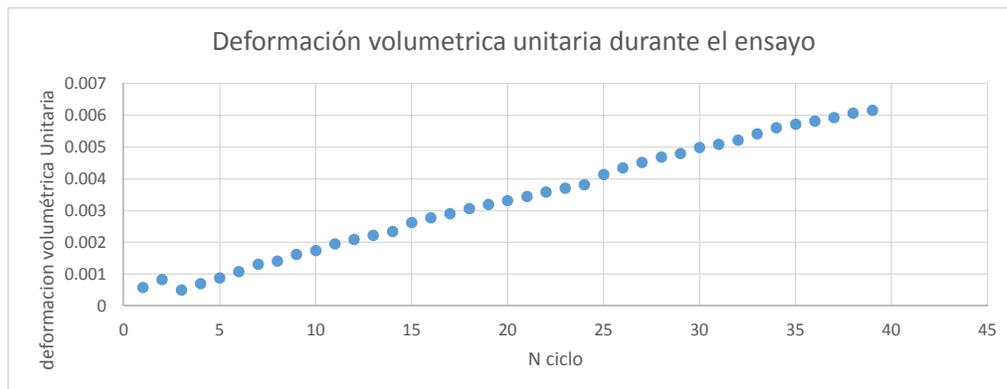
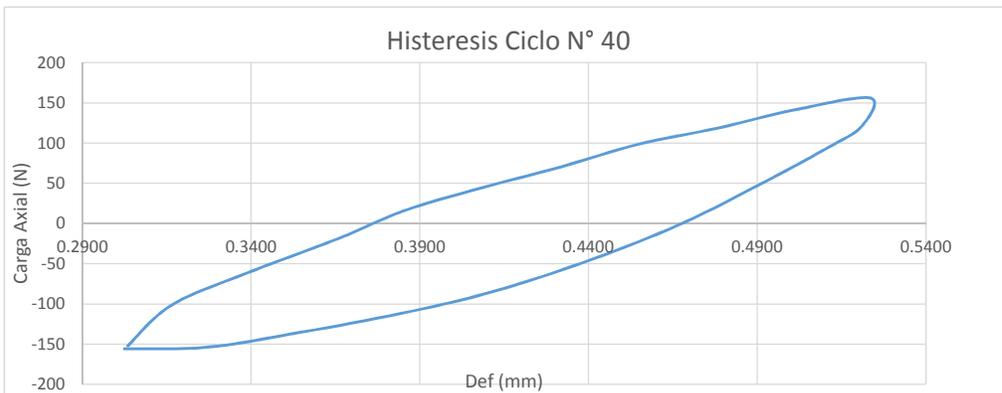
**Datos del ensayo**

Presión de cámara efectiva	$\sigma_3$ (kPa)	100
Carga cíclica aplicada	Pc (N)	160
Humedad Inicial	%	18
Índice de vaciacion post consolidación		0.70463175
frecuencia de ciclos	Hertz	0.005
N° ciclos		40

**Resultados**

Carga doble amplitud	N	311.9
Deformación doble amplitud	mm	0.221
Deformación axial unitaria		1.6E-03
Deformación volumétrica unitaria por ciclo		1.6E-04
Coefficiente de poisson		0.3
Area loop histeresis	N x mm	20.766
Area triangulo inscrito	N x mm	8.616

Módulo de elasticidad	MPa	54.6
Módulo de corte	MPa	21.0
Amortiguamiento	%	19.18
Deformación angular	%	0.155



## Ensayo triaxial cíclico drenado

Proyecto	Tesis Sebastián Urbano
Tipo de Suelo	Relave espesado
Muestra	100kpa PC 200N

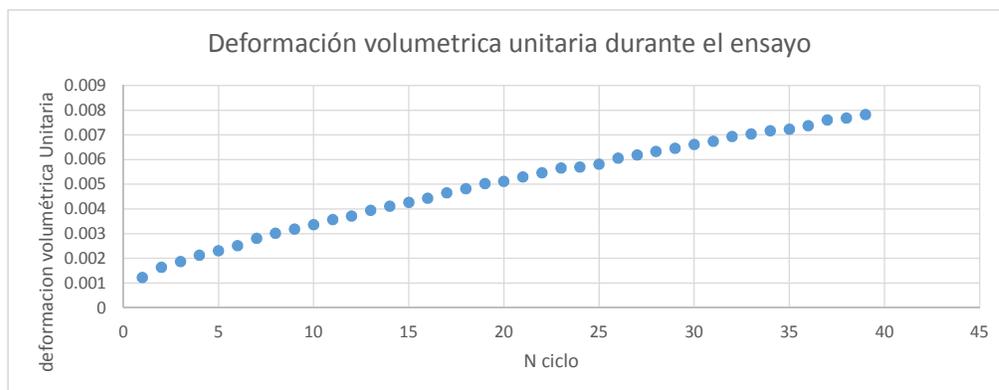
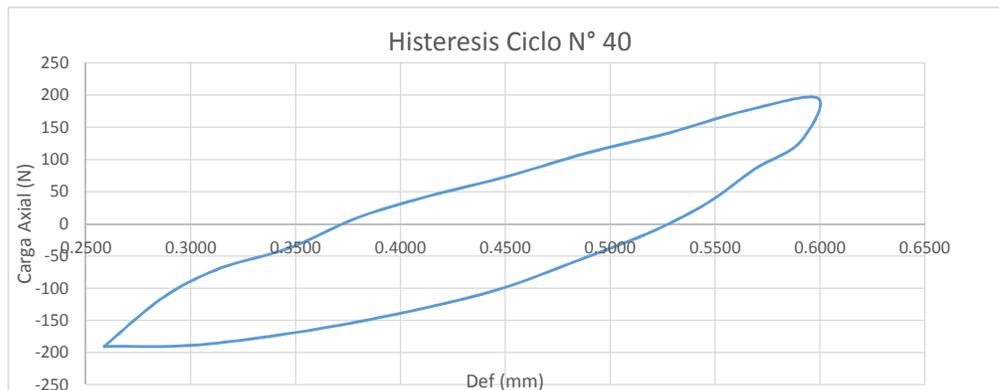
### Datos del ensayo

Presión de cámara efectiva	$\sigma_3$ (kPa)	100
Carga cíclica aplicada	Pc (N)	200
Humedad Inicial	%	18
Índice de vaciacion post consolidación		0.70463175
frecuencia de ciclos	Hertz	0.005
N° ciclos		40

### Resultados

Carga doble amplitud	N	385.8
Deformación doble amplitud	mm	0.340
Deformación axial unitaria		2.5E-03
Deformación volumétrica unitaria por ciclo		1.5E-04
Coefficiente de poisson		0.3
Area loop histeresis	N x mm	42.634
Area triangulo inscrito	N x mm	16.411

Módulo de elasticidad	MPa	43.9
Módulo de corte	MPa	16.9
Amortiguamiento	%	20.67
Deformación angular	%	0.242



Ensayo triaxial cíclico drenado

Proyecto	Tesis Sebastián Urbano
Tipo de Suelo	Relave espesado
Muestra	300kpa PC 90N

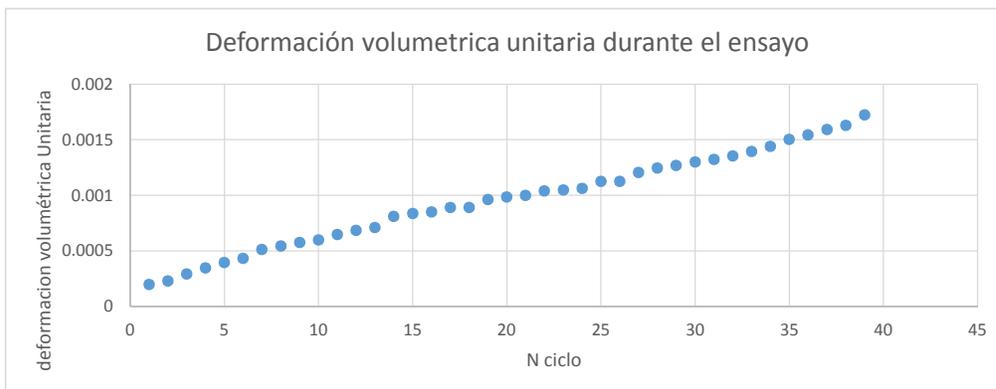
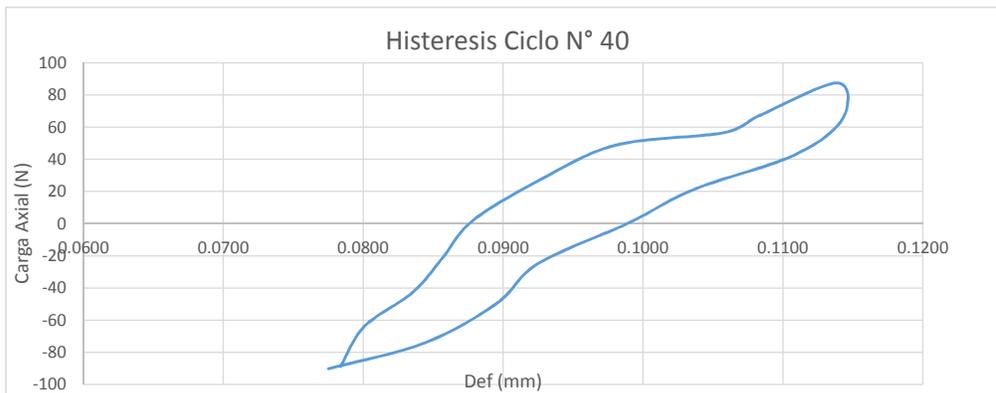
**Datos del ensayo**

Presión de cámara efectiva	$\sigma_3$ (kPa)	300
Carga cíclica aplicada	Pc (N)	90
Humedad Inicial	%	18
Índice de vaciacion post consolidación		0.63889007
frecuencia de ciclos	Hertz	0.005
N° ciclos		40

**Resultados**

Carga doble amplitud	N	179.1
Deformación doble amplitud	mm	0.037
Deformación axial unitaria		2.7E-04
Deformación volumétrica unitaria por ciclo		3.5E-05
Coefficiente de poisson		0.3
Area loop histeresis	N x mm	1.384
Area triangulo inscrito	N x mm	0.823

Módulo de elasticidad	MPa	200.7
Módulo de corte	MPa	77.2
Amortiguamiento	%	13.37
Deformación angular	%	0.026



Ensayo triaxial cíclico drenado

Proyecto	Tesis Sebastián Urbano
Tipo de Suelo	Relave espesado
Muestra	300kpa PC 180N

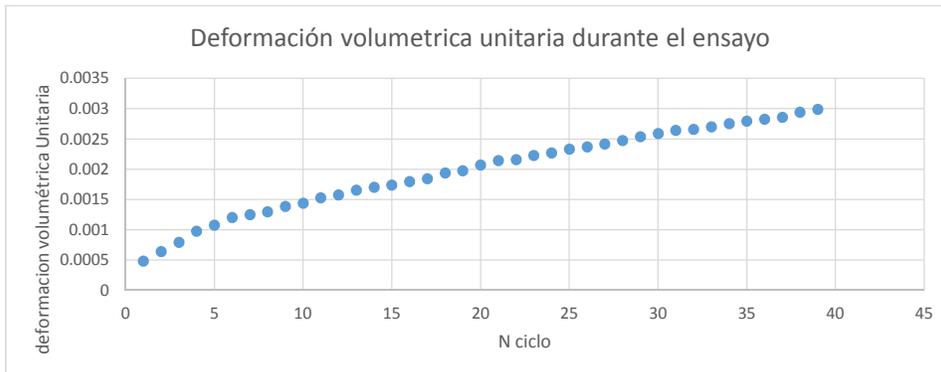
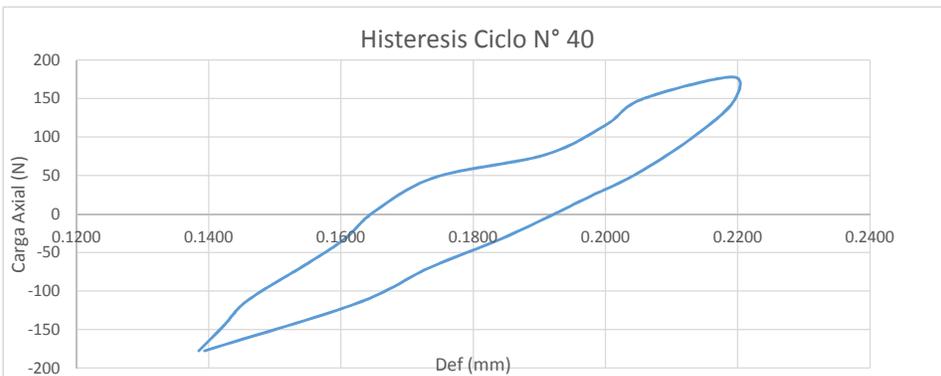
**Datos del ensayo**

Presión de cámara efectiva	$\sigma_3$ (kPa)	300
Carga cíclica aplicada	Pc (N)	180
Humedad Inicial	%	18
Índice de vacíos post consolidación		0.63889007
frecuencia de ciclos	Hertz	0.005
Nº ciclos		40

**Resultados**

Carga doble amplitud	N	357.7
Deformación doble amplitud	mm	0.081
Deformación axial unitaria		5.9E-04
Deformación volumétrica unitaria por ciclo		5.3E-05
Coeficiente de poisson		0.3
Area loop histeresis	N x mm	6.257
Area triangulo inscrito	N x mm	3.613

Módulo de elasticidad	MPa	182.5
Módulo de corte	MPa	70.2
Amortiguamiento	%	13.78
Deformación angular	%	0.058



Ensayo triaxial cíclico drenado

Proyecto	Tesis Sebastián Urbano
Tipo de Suelo	Relave espesado
Muestra	300kpa PC 270N

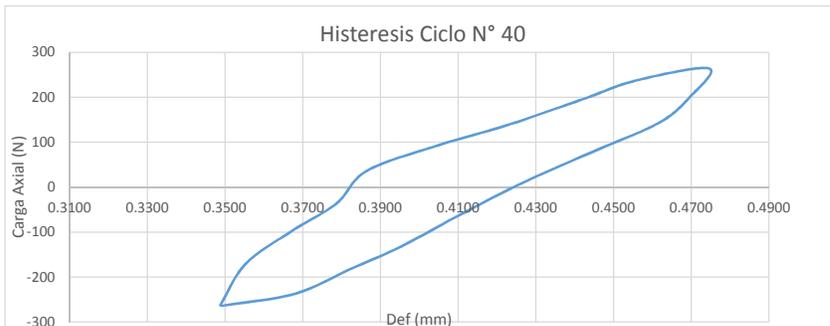
Datos del ensayo

Presión de cámara efectiva	$\sigma_3$ (kPa)	300
Carga cíclica aplicada	Pc (N)	270
Humedad Inicial	%	18
Índice de vacios post consolidación		0.60435024
frecuencia de ciclos	Hertz	0.005
N° ciclos		40

Resultados

Carga doble amplitud	N	526.6
Deformación doble amplitud	mm	0.126
Deformación axial unitaria		9.3E-04
Deformación volumétrica unitaria por ciclo		1.1E-04
Coefficiente de poisson		0.3
Area loop histéresis	N x mm	16.616
Area triangulo inscrito	N x mm	8.281

Módulo de elasticidad	MPa	178.1
Módulo de corte	MPa	68.5
Amortiguamiento	%	15.97
Deformación angular	%	0.089



Ensayo triaxial cíclico drenado

Proyecto	Tesis Sebastián Urbano
Tipo de Suelo	Relave espesado
Muestra	300kpa PC 360N

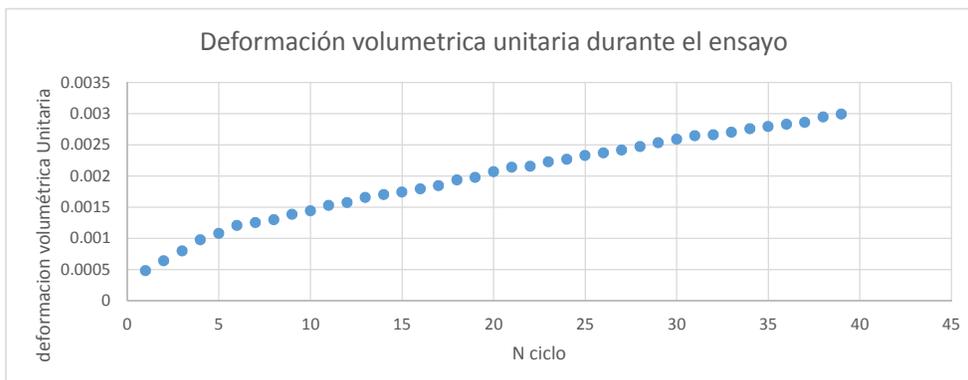
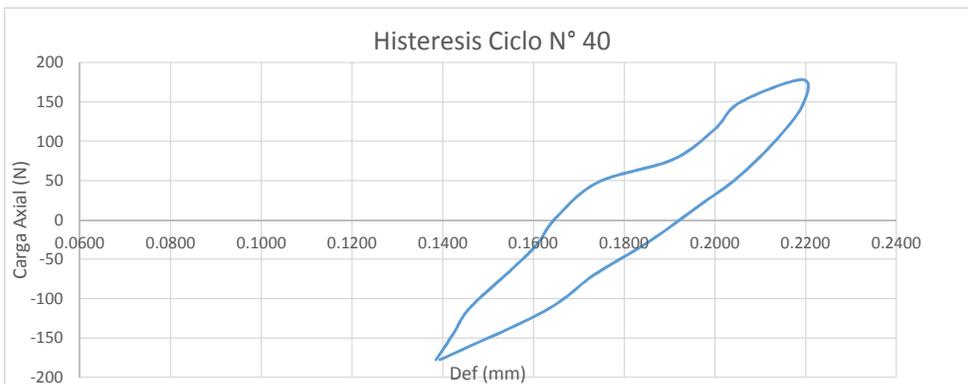
**Datos del ensayo**

Presión de cámara efectiva	$\sigma_3$ (kPa)	300
Carga cíclica aplicada	Pc (N)	360
Humedad Inicial	%	18
Índice de vacios post consolidación		0.60435024
frecuencia de ciclos	Hertz	0.005
N° ciclos		40

**Resultados**

Carga doble amplitud	N	692.9
Deformación doble amplitud	mm	0.181
Deformación axial unitaria		1.3E-03
Deformación volúmetrica unitaria por ciclo		1.3E-04
Coefficiente de poisson		0.3
Area loop histeresis	N x mm	31.809
Area triangulo inscrito	N x mm	15.685

Módulo de elasticidad	MPa	162.7
Módulo de corte	MPa	62.6
Amortiguamiento	%	16.14
Deformación angular	%	0.130



## Ensayo triaxial cíclico drenado

Proyecto	Tesis Sebastián Urbano
Tipo de Suelo	Relave espesado
Muestra	300kpa PC 450N

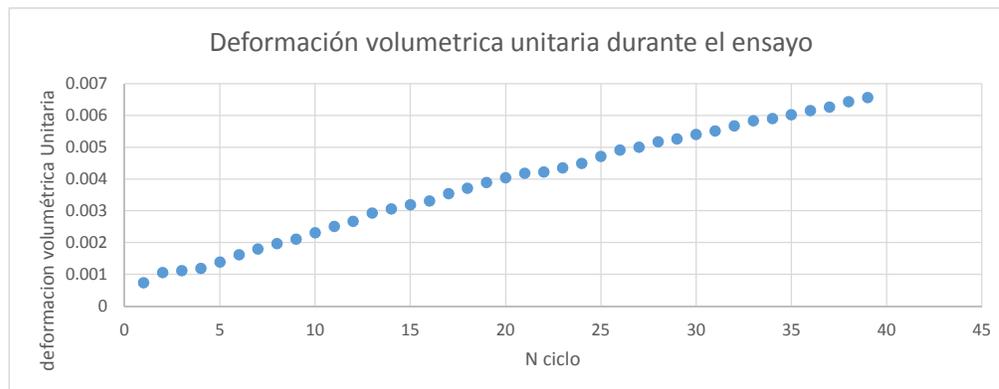
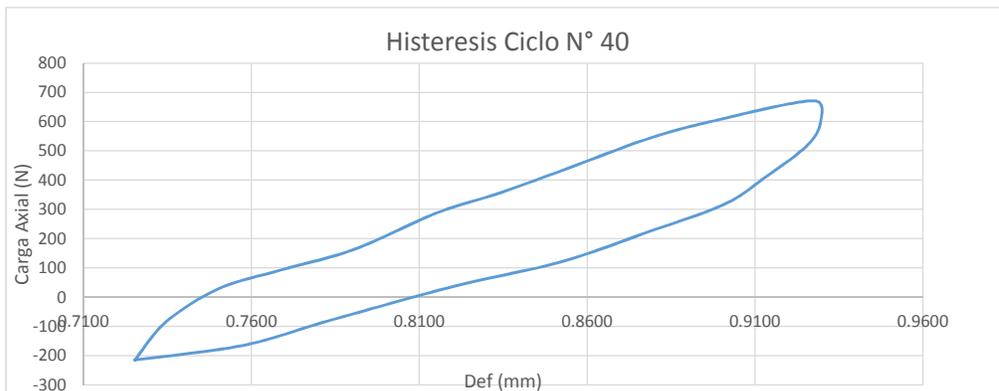
### Datos del ensayo

Presión de cámara efectiva	$\sigma_3$ (kPa)	300
Carga cíclica aplicada	Pc (N)	450
Humedad Inicial	%	18
Índice de vaciacion post consolidación		0.60435024
frecuencia de ciclos	Hertz	0.005
N° ciclos		40

### Resultados

Carga doble amplitud	N	890.1
Deformación doble amplitud	mm	0.204
Deformación axial unitaria		1.5E-03
Deformación volumétrica unitaria por ciclo		1.4E-04
Coefficiente de poisson		0.3
Area loop histeresis	N x mm	47.426
Area triangulo inscrito	N x mm	22.708

Módulo de elasticidad	MPa	185.5
Módulo de corte	MPa	71.3
Amortiguamiento	%	16.62
Deformación angular	%	0.146



Ensayo triaxial cíclico drenado

Proyecto	Tesis Sebastián Urbano
Tipo de Suelo	Relave espesado
Muestra	300kpa PC 540N

**Datos del ensayo**

Presión de cámara efectiva	$\sigma_3$ (kPa)	300
Carga cíclica aplicada	$P_c$ (N)	540
Humedad Inicial	%	18
Índice de vaciacion post consolidación		0.60435024
frecuencia de ciclos	Hertz	0.005
N° ciclos		40

**Resultados**

Carga doble amplitud	N	1067.8
Deformación doble amplitud	mm	0.254
Deformación axial unitaria		1.9E-03
Deformación volumétrica unitaria por ciclo		1.5E-04
Coefficiente de poisson		0.3
Area loop histeresis	N x mm	70.651
Area triangulo inscrito	N x mm	33.836

Módulo de elasticidad	MPa	179.2
Módulo de corte	MPa	68.9
Amortiguamiento	%	16.62
Deformación angular	%	0.183

