



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

RESISTENCIA ESTÁTICA Y CÍCLICA DE RELAVES INTEGRALES

MEMORIA PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

BENJAMÍN ISAAC ISRAEL OSORIO GUTIÉRREZ

PROFESOR GUÍA
RAMÓN VERDUGO ALVARADO

MIEMBROS DE LA COMISIÓN
LENART GONZÁLEZ LAGOS
PEDRO ACEVEDO MOYANO

SANTIAGO DE CHILE
JUNIO, 2009

RESISTENCIA ESTÁTICA Y CÍCLICA DE RELAVES INTEGRALES

Hace aproximadamente 40 años Eli Robinsky propuso un método de depositación de relaves denominado “Disposición de Relaves Espesados” el que consta de la depositación en forma de cono debido a la reducción del contenido de agua. Los defensores del método argumentan la reutilización del agua recuperada de los relaves, la impermeabilización del depósito debido al gran contenido de partículas finas y el nulo potencial de presentar licuación debido a la consolidación por secamiento del material.

Sin embargo, no se ha estudiado la respuesta tanto estática como cíclica del material en el caso que estos depósitos se sitúen en zonas lluviosas como por ejemplo la zona central de Chile, en que es posible que se generen zonas saturadas dentro del depósito. Por lo tanto, el principal objetivo y motivación es determinar las resistencias tanto estática como cíclica del relave en estado saturado.

Se realizaron ensayos de caracterización geotécnica del material, clasificando como un limo de nula a muy baja plasticidad con un contenido de finos de 52%. Para determinar la resistencia estática en condiciones no drenadas, se realizaron ensayos triaxiales para tensiones de confinamiento efectivas de 1, 2, 3, 4, 5 y 6 kg/cm². Para determinar la resistencia cíclica se realizaron ensayos triaxiales cíclicos en condiciones no drenadas para tensiones efectivas de 1, 2, 3, 4 y 5 kg/cm². Adicionalmente, se realizaron ensayos triaxiales cíclicos no drenados en probetas remoldeadas.

En términos de resistencia estática, los resultados arrojaron una relación lineal entre la resistencia última y la presión de confinamiento de $S_u/\sigma'_0 = 0,13$, presentando un comportamiento contractivo. En términos de resistencia cíclica, se determinó un intervalo de 0,165 – 0,215 para un criterio de falla de un 100% de aumento de presión de poros, con niveles de sollicitación cíclica para un sismo de aceleración máxima de 0,4g de aproximadamente 0,5, considerando el depósito totalmente saturado, y de 0,21 con sólo una capa de espesor un metro saturada en el fondo del depósito.

A partir de los resultados, se concluye que el depósito es susceptible de presentar falla de flujo debido a la respuesta contractiva del material, pudiéndose evaluar con los resultados presentados en este trabajo de título. En términos de movilidad cíclica, para ambos casos analizados, el material es licuable.

Se recomienda la adopción de un sistema de drenaje en la base del depósito que permita que no se formen zonas saturadas dentro del depósito, para así evitar la ocurrencia de fenómenos de licuación.

Agradecimientos

A mis padres por todo su esfuerzo y colaboración durante toda mi estadía en la Universidad y familia entera. A mi profesor guía Ramón Verdugo por creer en mis capacidades y su disponibilidad para entregar en forma clara sus conocimientos.

Quisiera agradecer en forma especial a Omar González, por toda su paciencia, alegría y valores entregados durante mi estadía en el laboratorio MECESUP. De igual forma, a Eloy Santos, por todo el apoyo tanto teórico como anímico proporcionado para el desarrollo de esta memoria.

A Felipe Vásquez, por su constante apoyo moral y emocional, a sus consejos que hicieron el término de este trabajo de título una tarea amena.

Por último, a todos mis amigos, los que con su sola presencia y preocupación hacen de todos los procesos de la vida momentos agradables de pasarlos.

ÍNDICE DE CONTENIDOS

1.0	INTRODUCCIÓN.....	1
1.1	CONTEXTO DEL TRABAJO REALIZADO	1
1.2	MOTIVACIÓN	2
1.3	OBJETIVO GENERAL	3
1.4	OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	3
2.0	REVISIÓN BIBLIOGRÁFICA.....	4
2.1	DEPÓSITOS DE RELAVES.....	4
2.1.1	Tranques de Relaves (Método Convencional).....	4
2.2	FALLAS OBSERVADAS EN TRANQUES DE RELAVES.....	6
2.2.1	Depósitos de Relaves Espesados o en Pasta (TTD).....	7
2.3	FORMAS DE OPERAR DE LOS RELAVES.....	9
2.4	LICUACIÓN VERDADERA O FALLA DE FLUJO	11
2.4.1	Caso A. Resistencia No Drenada > Resistencia Drenada >Corte Solicitante. Comportamiento Dilatante.....	15
2.4.2	Caso B. Resistencia Drenada > Resistencia No Drenada > Corte Solicitante. Comportamiento Dilatante.....	15
2.4.3	Caso C. Resistencia Drenada > Resistencia No Drenada > Corte Solicitante. Comportamiento Contractivo	15
2.4.4	Caso D. Resistencia Drenada > Corte Solicitante > Resistencia No Drenada. Comportamiento Contractivo.....	16
2.4.5	Falla de Flujo y Solicitación Cíclica.....	16
2.4.6	Resistencia Estática No Drenada en Relaves Integrales.....	17
2.5	LICUACIÓN O MOVILIDAD CÍCLICA.....	18
2.5.1	Criterios de Falla.....	21
2.5.2	Resistencia Cíclica.....	21
2.5.3	Resistencia Cíclica Evaluada Mediante Ensayos de Terreno.....	22
2.5.4	Resistencia Cíclica Evaluada Mediante Ensayos de Laboratorio	25
2.5.5	Solicitación Cíclica.....	27
2.6	FACTORES QUE AFECTAN LA RESISTENCIA CÍCLICA.....	30
2.6.1	Metodologías de Ensayo que Afectan la Resistencia Cíclica	30
2.6.2	Condiciones de Ensayo y Material Ensayado que Afectan la Resistencia Cíclica	34
3.0	EQUIPOS, METODOLOGÍA Y MATERIALES UTILIZADOS.....	46
3.1	PROGRAMA DE ENSAYOS.....	46
3.2	DESCRIPCIÓN DE EQUIPO TRIAXIAL ESTÁTICO.....	46
3.3	DESCRIPCIÓN DE EQUIPO TRIAXIAL CÍCLICO.....	47
3.4	METODOLOGÍA DE ENSAYOS	49
3.5	CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA DEL RELAVE INTEGRAL UTILIZADO.....	52
4.0	ANÁLISIS DE RESULTADOS DE LABORATORIO	56
4.1	ENSAYOS TRIAXIALES ESTÁTICOS.....	56
4.2	ENSAYOS TRIAXIALES CÍCLICOS	59

4.3	ANÁLISIS DE EVENTUAL LICUACIÓN.....	68
5.0	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	71
6.0	REFERENCIAS	73
7.0	ANEXOS.....	78
7.1	ENSAYOS DE CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA.....	78
7.1.1	Análisis Granulométrico (ASTM D421-58 y ASTM D422-63).....	78
7.1.2	Límites de Atterberg.....	81
7.1.3	Gravedad Específica de los Sólidos del Suelo (ASTM D854-58)	82
7.1.4	Ensayos de Densidad Mínima y Máxima (ASTM D2049-69)	85
7.2	ENSAYOS DE CONSOLIDACIÓN ISOTRÓPICA.....	87
7.3	ENSAYOS TRIAXIALES ESTÁTICOS.....	88
7.4	ENSAYOS TRIAXIALES CÍCLICOS.....	100
7.4.1	Ensayos en Slurry.....	100
7.4.2	Ensayos en Probetas Remoldeadas.....	118

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2.1:	Factor C_M para Distintas Magnitudes de Sismos.....	23
Tabla 2.2:	Número de Ciclos Equivalentes a la Magnitud de un Sismo (Ref. 10)	26
Tabla 3.1:	Granulometría del Relave Integral.....	53
Tabla 3.2:	Propiedades de Gradación del Relave Integral	53
Tabla 3.3:	Límites de Atterberg Relave Integral	54
Tabla 3.4:	Densidades Máxima (JSSFME) y Mínimas (ASTM) Relave Integral	55
Tabla 4.1:	Presiones Aplicadas a Ensayos Triaxiales Estáticos.....	56
Tabla 4.2:	Resultados Ensayos Triaxiales Estáticos	56
Tabla 4.3:	Resultados Ensayos Triaxiales Cíclicos en Probetas Confeccionadas con Slurry	60
Tabla 4.4:	Evaluación de Licuación.....	69
Tabla 4.5:	Evaluación de Licuación para Capa de 1 m saturada en el Fondo del Depósito	70

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1:	Esquema de Disposición de Relaves Espesados	3
Figura 2.1:	Esquema de un Tranque de Relaves Convencional (Ref. 6)	4
Figura 2.2:	Esquema de Cicloneaje de Relaves y Construcción del Muro (Ref. 6)	5
Figura 2.3:	Esquema de Crecimientos de Muro de Arena Cicloneada (Ref. 4).....	5
Figura 2.4:	Falla de la Presa El Cobre (Dobry et al, 1967, Ref. 4)	6
Figura 2.5:	Falla de la Presa Mochikoshi (Ishihara, 1984, Ref. 4).....	6
Figura 2.6:	Falla de la Presa Barahona (Agüero, 1929, Ref. 4).....	7
Figura 2.7:	Esquema de Disposición de Relaves Espesados (Ref. 3)	8
Figura 2.8:	Fotografía de Disposición de Relaves Espesados (Ref. 6)	8

Figura 2.9: Depósitos de Relave Convencional y Espesado en Distintas Topografías (Ref. 3)	9
Figura 2.10: Relaves en Pasta (Ref. 6)	10
Figura 2.11: Comportamiento Monótono No Drenado de una Arena Suelta (Ref. 7)	12
Figura 2.12: Comportamiento Monótono No Drenado de una Arena Densa (Ref. 7)	13
Figura 2.13: Comportamiento Monótono Drenado y No Drenado para Arenas a Diferentes Densidades (Ref. 7)	14
Figura 2.14: Carga Cíclica Induce Resistencia Última (Ref. 8).....	17
Figura 2.15: Resistencia No Drenada de Relave Integral para Probetas Inalteradas Fabricadas y Remoldeadas (Ref. 47).....	18
Figura 2.16: Curvas Tensión Deformación y Trayectoria de Tensiones en Arena Suelta (Ref. 9)	19
Figura 2.17: Curvas Tensión Deformación y Trayectoria de Tensiones en Arena Densa (Ref. 9)	20
Figura 2.18: Variación de la Presión de Poros en Arena Suelta y Densa (Ref. 7).....	21
Figura 2.19: Resistencia Cíclica Evaluada Mediante Ensayos SPT para Distintos Contenidos de Finos (Ref. 15).....	23
Figura 2.20: Variación del Factor K_α con la Razón de Tensiones Corte/Normal (Ref. 12)	24
Figura 2.21: Variación del Factor de Corrección K_σ con la Presión de Confinamiento Efectiva (Ref. 12).....	25
Figura 2.22: Relación entre el Factor C_r y la Densidad Relativa	27
Figura 2.23: Número de Ciclos Equivalentes para un Sismo Real (Ref. 13)	28
Figura 2.24: Gráfico $\tau/\tau_{m\acute{a}x}$ v/s N para $\tau = 0,65\tau_{m\acute{a}x}$ (Ref. 16)	28
Figura 2.25: Número de ciclos Equivalentes Basados en las Componentes Principales de Sismos (Ref. 16).....	29
Figura 2.26: Razón de Tensión Cíclica v/s N° de Ciclos para (a) Método de Compactación por Vibración, (b) Otros Métodos de Compactación (Ref. 18).....	31
Figura 2.27: Efecto del Método de Preparación y Contenido de Humedad de la Muestra en el Número de Ciclos de Carga para Causar Licuación (Ref. 19).....	31
Figura 2.28: Resistencia Cíclica para 100% de P.P. Probetas Inalteradas y Remoldeadas. Relave Integral (Espesado) (Ref. 47)	33
Figura 2.29: Razón de Tensiones Cíclicas a 10 Hz para Licuación Inicial v/s Densidad Relativa (Ref. 25)	34
Figura 2.30: Efecto de la Densidad Relativa Sobre la Resistencia Cíclica en Ensayo de Corte Directo, para un Criterio de Falla Definido a 3, 7,5 y 15% de Deformación en Doble Amplitud para 20 Ciclos de Carga (Ref. 26).....	35
Figura 2.31: Variación de la Resistencia Cíclica en 20 Ciclos con la Densidad Relativa de una Arena de Relave (Ref. 13).....	36
Figura 2.32: Tensión Cíclica Desviadora para Causar Amplitud de 2,5% de Deformación Axial para Diferentes Tamaños de Grano Medio D50 (Ref. 28)	36
Figura 2.33: Relación entre la Resistencia Cíclica y el Tamaño Medio de Partícula de un Suelo (Ref. 29)	37

Figura 2.34: Resistencia Cíclica en Suelos Uniformemente Graduados y Bien Graduados (Ref. 28).....	37
Figura 2.35: Variación de la Resistencia Cíclica con el Grado de Saturación (Arena Limpia) (Ref. 30).....	38
Figura 2.36: Variación de la Resistencia Cíclica con el Grado de Saturación (Arena con 30% de Finos) (Ref. 30)	39
Figura 2.37: Influencia de la Plasticidad de Limos de Arenas de Relave en la Resistencia Cíclica (Ref. 32)	40
Figura 2.38: Incremento de la Resistencia Cíclica con el Incremento del Índice de Plasticidad (Ref. 34)	41
Figura 2.39: Influencia del Contenido de Finos Sobre la Resistencia Cíclica de una Arena de Relave (Ref. 37).....	42
Figura 2.40: Incremento de la Resistencia Cíclica con el Incremento del Contenido de Limo (Ref. 40).....	42
Figura 2.41: Decremento y Posterior Incremento en la Resistencia Cíclica con el Incremento del Contenido de Limo (Ref. 41).....	43
Figura 2.42: Variación de la Resistencia Cíclica con la Densidad Relativa y el Contenido de Finos (Ref. 13).....	43
Figura 2.43: Curvas Obtenidas de Ensayos en Muestras Inalteradas y Remoldeadas (Ref. 42)	44
Figura 2.44: Incremento en la Resistencia Cíclica de Muestras Inalteradas Envejecidas Normalizadas con Respecto a Muestras Reconstituidas en Laboratorio (Ref. 42).....	45
Figura 3.1: Equipo Triaxial Estático	47
Figura 3.2: Marco Triaxial Estático	48
Figura 3.3: Equipo Complementario Triaxial Cíclico.....	48
Figura 3.4: Preparación y Confección de la Probeta	49
Figura 3.5: Montaje de la Probeta	50
Figura 3.6: Curvas Granulométricas de Relave Integral.....	54
Figura 4.1: Curvas de Estado Último y Consolidación Isotrópica en Gráfico e-log(p') ...	57
Figura 4.2: Curva de Estado Último en el Plano q'-p'	57
Figura 4.3: Gráfico Variación de Presión de Poros v/s Deformación Axial	58
Figura 4.4: Resistencia Residual No Drenada v/s Presión de Confinamiento Efectiva ..	59
Figura 4.5: Curvas de Resist. Cíclica, Criterio de Falla de 100% de P.P. Probetas Slurry	61
Figura 4.6: Curvas de Resist. Cíclica, Criterio de Falla de 100% de P.P. Probetas Remoldeadas	61
Figura 4.7: Curvas de Resist. Cíclica, Criterio de Falla 10% de Deformación D.A. Probetas Slurry.....	62
Figura 4.8: Curvas de Resist. Cíclica, Criterio de Falla 10% de Deformación D.A. Probetas Remoldeadas	63
Figura 4.9: Curvas de Resist. Cíclica, Criterio de Falla 5% de Deformación D.A. Probetas Slurry.....	63

Figura 4.10: Curvas de Resist. Cíclica, Criterio de Falla 5% de Deformación D.A. Probetas Remoldeadas	64
Figura 4.11: Resistencia R_{20} para Criterio de Falla de Aumento de 100% de P.P. para Probetas Slurry y Remoldeadas.....	65
Figura 4.12: Resistencia R_{20} para Criterio de Falla de 10% de Deformación en D.A. para Probetas Slurry y Remoldeadas.....	66
Figura 4.13: Resistencia R_{20} para Criterio de Falla de 5% de Deformación en D.A. para Probetas Slurry y Remoldeadas.....	66
Figura 4.14: Curvas de Consolidación Isotrópica para Probetas Confeccionadas con Slurry y Remoldeadas	67
Figura 4.15: Esquema Simplificado del Depósito de Relaves para Evaluación de la Licuefacción	68
Figura 4.16: Esquema Simplificado del Depósito de Relaves para Evaluación de la Licuefacción con Capa de 1 m Saturada en el Fondo del Depósito	70

1.0 INTRODUCCIÓN

1.1 CONTEXTO DEL TRABAJO REALIZADO

La minería en Chile y el mundo se caracteriza por producir una alta cantidad de residuos proveniente de la explotación de los yacimientos. En el caso de Chile, la minería del Cobre posee leyes del orden del 1%, lo que por cada tonelada de roca explotada se producen 10 kg de cobre y 990 kg de desechos. Por ejemplo, la producción de cobre en el año 2007 fue de 5.557.000 toneladas (Ref. 1), lo que permite estimar un total de 550.143.000 toneladas de relaves.

La alta producción de residuos trae consigo la problemática de su disposición, siendo la más utilizada en Chile los depósitos mediante tranques de relaves, compuestos por muros prismáticos de contención contruidos por la fracción más gruesa del material que clasifica como arena limosa, mientras el material más fino denominado lamas se deposita en la cubeta interior.

Siendo Chile un país sísmico, el principal problema que presentan estas presas es el fenómeno de licuación o licuefacción¹, en las zonas saturadas y de arenas sueltas. El domingo 28 de marzo del año 1965, un terremoto de magnitud 7.6 gatilló la licuefacción del tranque de relaves El Cobre y su posterior colapso, causando la muerte a de 200 personas.

El problema de licuación en arenas de relave y su disposición en muros prismáticos de contención en Chile ha sido exhaustivamente estudiado, llegándose a la adopción obligatoria del método de construcción de aguas abajo. Con este método se han logrado construir presas que en Chile por ejemplo, superan los 150 m de altura (Tranque Quillayes, Minera Los Pelambres, 175 m de altura, Ref. 2).

Entre las técnicas más utilizadas hoy en día en los procesos mineros para la extracción de minerales es el chancado y la molienda del mineral, desde donde se extrae el concentrado de cobre, mediante un proceso de flotación. El residuo obtenido de estos procesos más la adición de agua para su transporte es llamado relave integral y presenta características físicas de un lodo (slurry) con una concentración de sólidos en peso del orden de 50%.

Con el motivo de reducir el consumo de agua, escasa en zonas como el Norte Grande de Chile, y las infiltraciones de agua contaminada provenientes del material de Relave a las napas subterráneas, hace unos 40 años atrás el Canadiense Eli Robinsky propuso

¹ Pérdida repentina de resistencia o rigidez de una masa de suelo ante eventos sísmicos.

un método alternativo denominado Thickened Tailings Disposal TTD (Disposición de Relaves Espesados) (Ref. 3), el que ha sido implementado en diversos procesos mineros en el mundo. El método consiste en la disposición del relave en pendiente o loma auto-soportante para minimizar o eliminar el requerimiento de muros de confinamiento y de lagunas de decantación de los tranques convencionales.

Para lograr esto, el relave pasa por un proceso de espesamiento en donde es removida una gran cantidad de agua, llegando a una concentración de sólidos en peso de 65 a 75 %, el cual es bombeado hasta una torre desde donde se va depositando, formando un “cono de relaves”.

Los defensores del método (Ref. 3) argumentan la homogeneidad del depósito y la estabilidad sísmica atribuible a la densificación y consolidación del material producida por el secamiento por evaporación del resto de agua contenida, lo que lo haría no licuable y a la vez más impermeable, debido también a la gran cantidad de finos no plásticos que posee el material.

En Chile a la fecha no se ha implementado este sistema de depositación, pero existen dos compañías mineras estudiando la factibilidad de implementar el método TTD en sus procesos: Compañía Minera Doña Inés de Collahuasi, para aumentar la recuperación de agua a través del proceso de espesamiento de relaves, y Compañía Minera Las Genizas en Cabildo, Región de Valparaíso (Ref. 3).

1.2 MOTIVACIÓN

El sistema de Disposición de Relaves espesados no ha sido implementado aún en Chile y se proyecta como una alternativa viable económica y ambientalmente.

El mayor problema que aqueja a este sistema de depositación, es que no se tienen antecedentes de su comportamiento sísmico, pues ha sido implementado sólo en países que no poseen una gran sismicidad como es el caso de Chile.

El método prevé un secamiento por evaporación del agua remanente del material, sin embargo, si esta evaporación no es completa y/o se expone el material a agua lluvias, nieves en zonas cordilleranas, se pueden generar infiltraciones que crearían una zona saturada tanto en las capas superficiales, como en el fondo del depósito, lo que sumado a una depositación en estado suelto del material produciría riesgos de presentarse el fenómeno de licuación. En la siguiente figura se muestra un esquema del problema planteado.

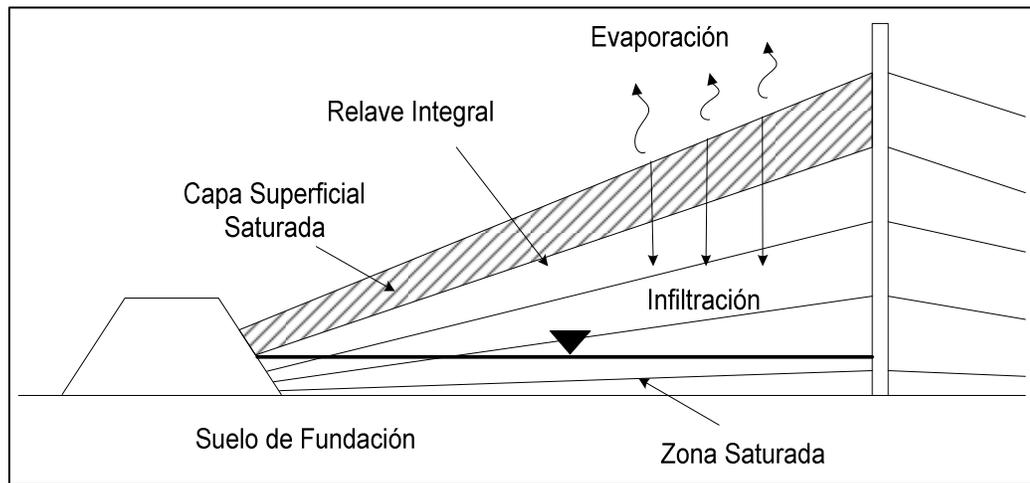


Figura 1.1: Esquema de Disposición de Relaves Espesados

Debido a la susceptibilidad que presentan los relaves a desarrollar licuación durante sismos, se desea estudiar la resistencia estática y cíclica no drenada del material de relave integral saturado, parámetros que serán útiles para determinar el comportamiento de éste frente a fenómenos sísmicos, así como también permitir un diseño óptimo y sin riesgos de fallas catastróficas.

1.3 OBJETIVO GENERAL

Determinar la resistencia estática y cíclica de relaves integrales saturados mediante dos métodos de preparación de probetas, depositación de slurry (lodo) y compactación húmeda.

1.4 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

Los objetivos específicos principales son:

- Caracterizar geotécnicamente el material de relave integral.
- Determinar curvas de resistencia última no drenada S_u v/s presión de confinamiento, mediante ensayos triaxiales CIU en carga monótona.
- Determinar curvas de resistencia cíclica v/s número de ciclos para distintos criterios de falla, mediante ensayos triaxiales cíclicos no drenados.
- Determinar la diferencia en resistencia cíclica en dos métodos de preparación de probetas (efecto de la fábrica).

2.0 REVISIÓN BIBLIOGRÁFICA

Con el objetivo de dar una mayor comprensión a los términos técnicos utilizados en este trabajo de título, a continuación se dan a conocer ciertas definiciones y antecedentes, relacionados con la presente investigación.

2.1 DEPÓSITOS DE RELAVES

2.1.1 Tranques de Relaves (Método Convencional)

Los tranques de relaves corresponden a grandes presas de contención. Están constituidos por un muro prismático construido por arena cicloneada, el cual actúa reteniendo la fracción fina del material de relave (lomas) en la cubeta interior. En la Figura 2.1 y Figura 2.2 se muestran esquemas de un tranque convencional de relaves y sus principales componentes, y también el esquema de construcción del muro de arenas mediante cicloneaje.

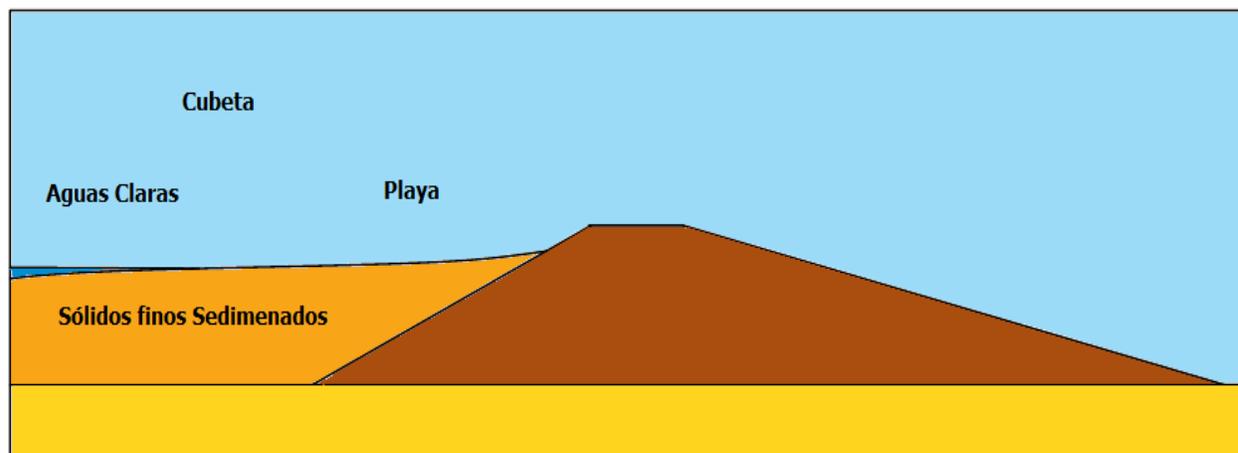


Figura 2.1: Esquema de un Tranque de Relaves Convencional (Ref. 6)

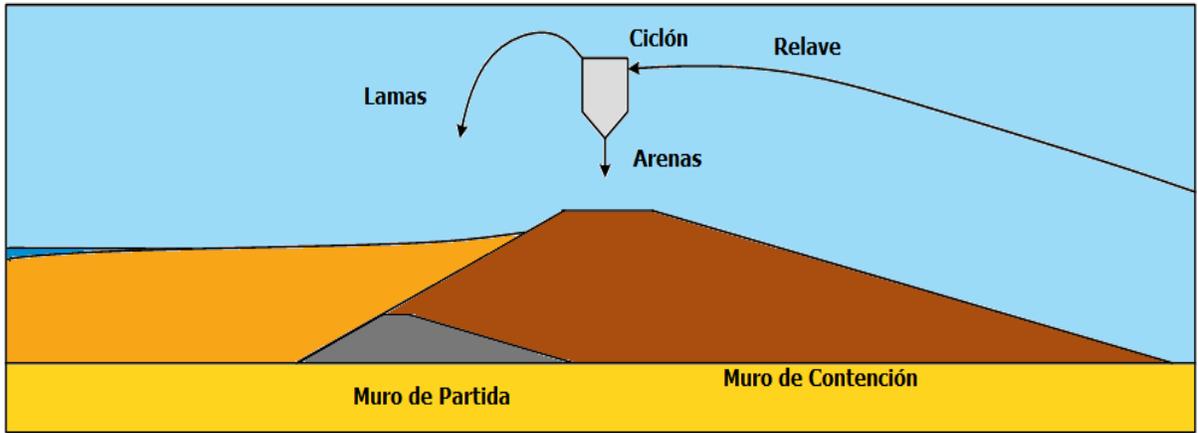


Figura 2.2: Esquema de Cicloneaje de Relaves y Construcción del Muro (Ref. 6)

Cuando se requiere aumentar la capacidad del tranque de relaves durante su vida de operación, se peralta el muro original o de partida. Según como se construya, existen tres formas de crecimiento del muro: crecimiento aguas arriba, crecimiento en línea central y crecimiento aguas abajo. En la siguiente figura se muestra un esquema de los tres tipos de crecimiento de un muro de arena cicloneada.

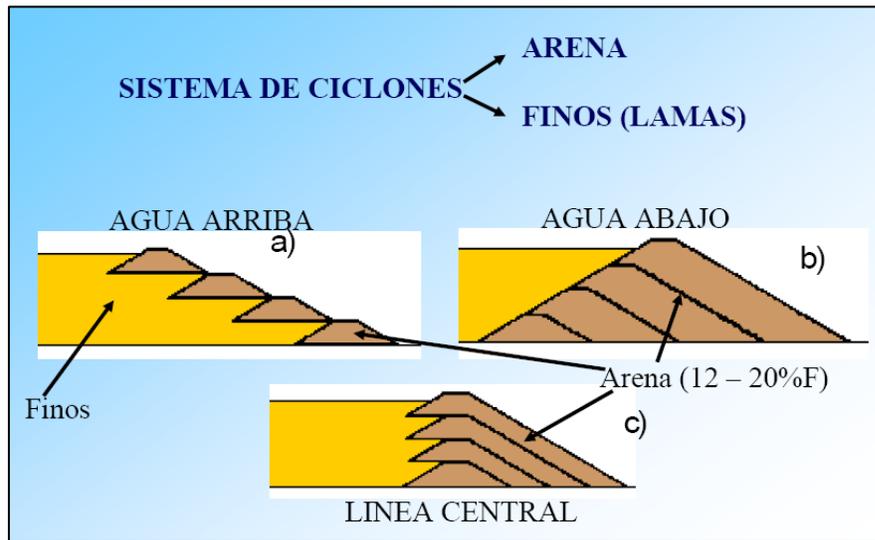


Figura 2.3: Esquema de Crecimientos de Muro de Arena Cicloneada (Ref. 4)

El método de aguas arriba es el que ha presentado fallas catastróficas, no así el de aguas abajo.

2.2 FALLAS OBSERVADAS EN TRANQUES DE RELAVES

Debido a la alta sismicidad del país, las fallas más catastróficas que han afectado a este tipo de presas convencionales han sido causadas por el fenómeno de licuación, principalmente por la ocurrencia de falla de flujo, gatillada por eventos sísmicos medianos a fuertes. En Chile la falla de la presa El Cobre el 28 de marzo de 1965 dejó como saldo la muerte de cientos de personas. En la siguiente figura se muestra un esquema de esta falla.

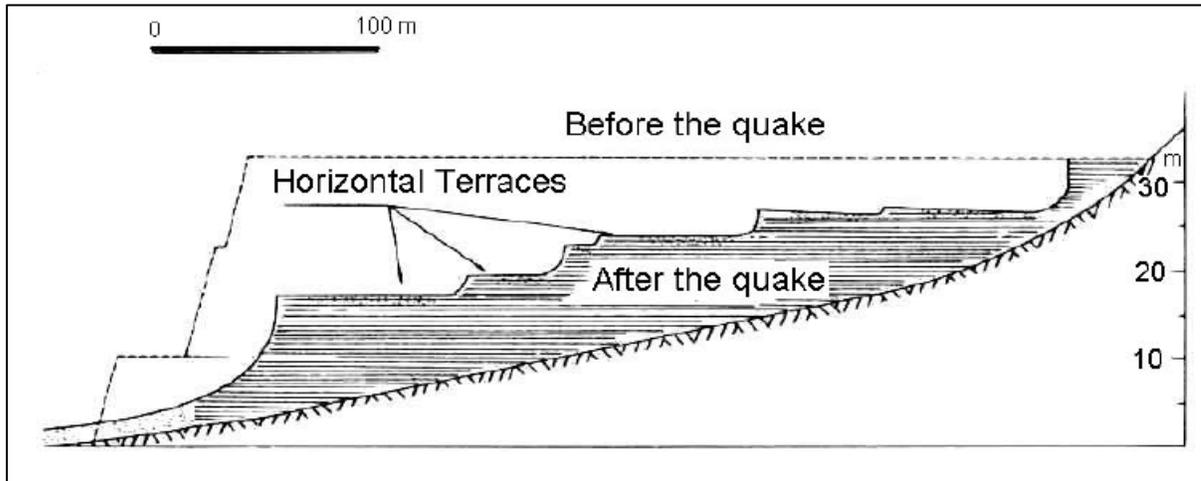


Figura 2.4: Falla de la Presa El Cobre (Dobry et al, 1967, Ref. 4)

Otras fallas observadas se tienen en Japón, el 14 de enero del año 1978 en que un terremoto desencadenó la licuación de la presa Mochikoshi (Figura 2.5), y los relaves fluyeron unos 7 a 8 km aguas abajo, matando una persona. El 1 de octubre del año 1928 se produjo la falla por licuación de la presa Barahona en Chile (Figura 2.6).

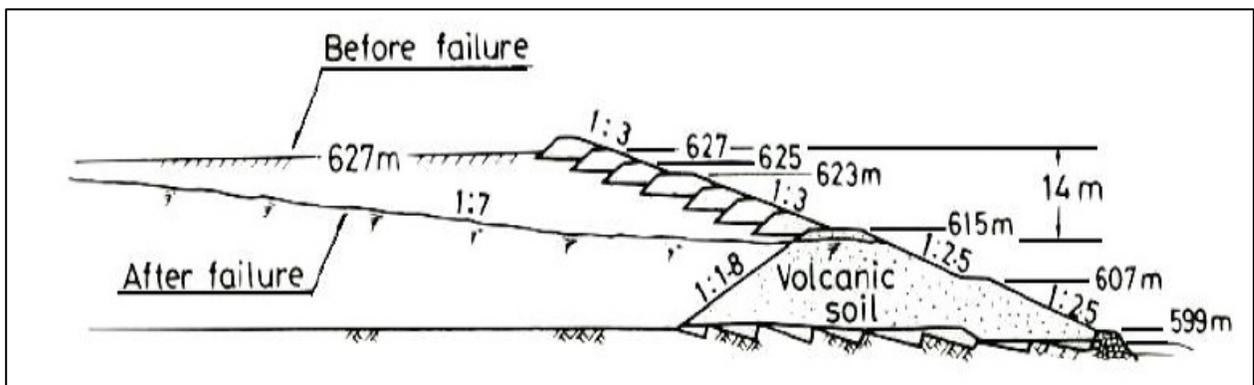


Figura 2.5: Falla de la Presa Mochikoshi (Ishihara, 1984, Ref. 4)

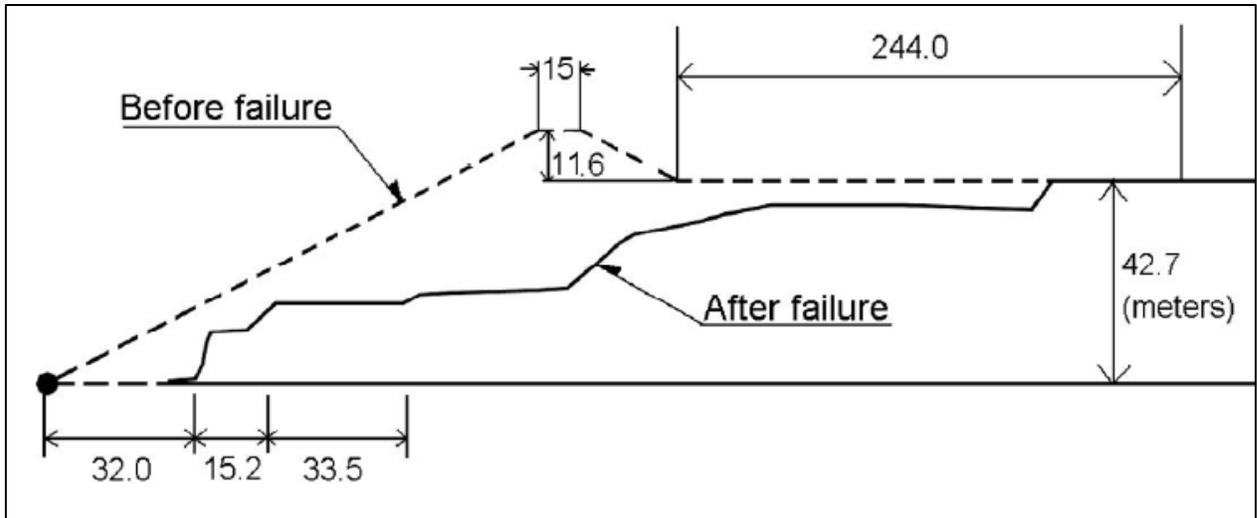


Figura 2.6: Falla de la Presa Barahona (Agüero, 1929, Ref. 4)

Como se dijo anteriormente, investigaciones al respecto de fallas por licuación, han permitido controlar este fenómeno mediante especificaciones de compactación, métodos constructivos y diseños de las presas, prohibiéndose la adopción del método de crecimiento del muro aguas arriba, debido a la inestabilidad que ha presentado históricamente, al ir construyéndose sobre las lamas.

En la actualidad, nuevas tecnologías se han aplicado a la disposición de los relaves, debido a la gran cantidad de agua necesaria para la producción minera y el transporte de los mismos. Es así como a fines de la década de los 60, el canadiense Eli Robinsky ideó una nueva forma de disposición denominada Thickened Tailings Disposal (TTD), en español Disposición de Relaves Espesados, el que dentro de sus principales ventajas, cuenta con una gran cantidad de recuperación de agua. En el siguiente subcapítulo se describe este método de disposición.

2.2.1 Depósitos de Relaves Espesados o en Pasta (TTD)

Los depósitos de relaves espesados o en pasta consisten en bombear el relave espesado hasta una torre desde donde se va depositando, adquiriendo una forma de cono, con pendientes del orden de 3 a 6%. Debido a la fluidez del material, se construye un pequeño muro de empréstito con el fin de retener el relave dentro del área de depositación. Las siguientes figuras muestran un esquema y una fotografía de esta forma de depositación.

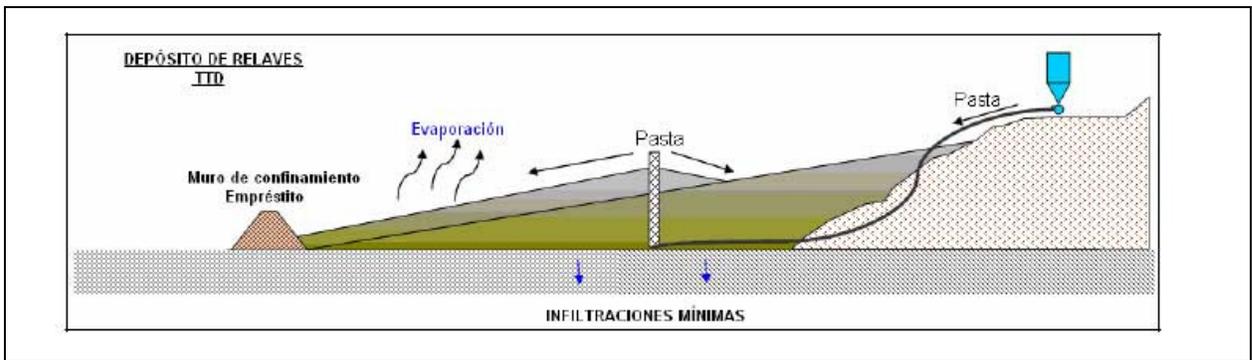


Figura 2.7: Esquema de Disposición de Relaves Espesados (Ref. 3)



Figura 2.8: Fotografía de Disposición de Relaves Espesados (Ref. 6)

Los defensores de este método resaltan el uso eficiente de agua, ya que al quitarle una gran cantidad de este recurso puede ser reaprovechada en las labores mineras y también se vuelve dispensable en zonas áridas y secas como el norte de Chile, en que la falta de este recurso frena las intensiones de expansión minera. Otra de las ventajas atribuibles al método es la impermeabilización del relave debido al gran contenido de partículas finas que poseen, las que actúan como sellantes naturales, atribuyéndole permeabilidades del orden de 10^{-7} cm/s. En el ámbito sísmico, debido a la densificación y consolidación del depósito a través del secamiento por evaporación del agua y sedimentación de las partículas respectivamente, se espera que el fenómeno de licuación no ocurra. Sin embargo, existe riesgo de que el agua no se evapore totalmente o que aguas lluvias infiltren hacia la parte inferior del depósito, creando una zona saturada, pudiendo ocurrir el fenómeno de licuefacción frente a un evento sísmico. Este último aspecto forma parte del interés y estudio de la presente memoria de título.

Por último cabe destacar que las características topográficas no inciden en la depositación de relaves espesados, pudiéndose incluso depositar en terrenos planos, ventaja sobre la depositación convencional de relaves. La siguiente figura muestra la depositación convencional y TTD para distintos tipos de topografías.

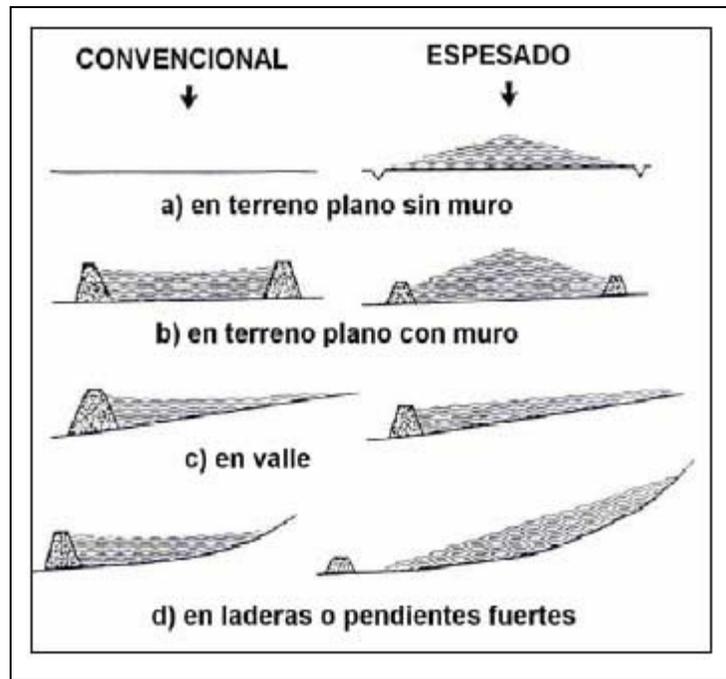


Figura 2.9: Depósitos de Relave Convencional y Espesado en Distintas Topografías (Ref. 3)

Para un mayor entendimiento, en el próximo capítulo se entregan definiciones de los materiales involucrados en los distintos tipos de disposición de relaves.

2.3 FORMAS DE OPERAR DE LOS RELAVES

Relave Integral

El material de Relave Integral es el obtenido de las faenas de chancado y molienda del proceso minero. Según clasificación USCS², el material clasifica como limo arenoso, con contenido aproximado de limos y arenas en proporción, y un índice de plasticidad de la fracción fina nulo a muy bajo. Los estudios realizados en la presente memoria de título fueron llevados a cabo manipulando este tipo de material.

Comúnmente se le agrega agua al relave integral para poder transportarlo en canaleta hasta los depósitos de relaves, así el material alcanza concentraciones de sólidos en peso al 50%.

Dependiendo de la concentración en peso de sólidos del relave integral lograda mediante la recuperación de agua, se tienen distintas denominaciones tales como

² Sistema Unificado de Clasificación de Suelos

relaves espesados, en pasta o filtrados. A continuación se entregan definiciones de estos conceptos.

Relaves Espesados

El relave espesado corresponde al relave integral, el cual es sometido a un proceso de sedimentación mediante espesadores en donde se le quita gran parte del agua que contiene, quedando aproximadamente con una concentración en peso de sólidos de 70% (Ref. 5). La pendiente de depositación natural varía aproximadamente entre 3 a 6%.

Relaves en Pasta

El relave en pasta corresponde al relave integral, al cual se le quita una gran cantidad de agua, diferenciándose del relave espesado por la concentración en peso de sólidos final que corresponde aproximadamente a un 75% (Ref. 5). La pendiente natural de este depósito varía entre un 10 a 15%. En la siguiente figura se muestran imágenes de Relaves en Pasta.



Figura 2.10: Relaves en Pasta (Ref. 6)

Relaves Filtrados

El relave filtrado corresponde al relave integral al cual se le quita una gran cantidad de agua por proceso de filtración, mediante equipos especiales de filtro, diferenciándose del relave espesado y en pasta por la concentración en peso de sólidos final que es menor al 80% (Ref. 5).

Relave Cicloneado

Los relaves cicloneados corresponden al relave integral, el cual pasa por un sistema de ciclones, obteniéndose dos materiales distintos: arena cicloneada, el cual contiene aproximadamente un 80% de arenas y un 20% de finos, utilizado en la construcción de muros de depósitos de relaves definidos anteriormente, y las lamas, que corresponde al material con fracción fina (limos) de aproximadamente 80% y un 20% de arenas.

El material de relave integral descrito anteriormente forma parte del estudio del presente trabajo de título, y por lo tanto se desea conocer la resistencia característica frente al fenómeno de licuación. En los subcapítulos siguientes se entrega la descripción técnica del fenómeno de licuefacción y los factores que afectan la resistencia cíclica de los materiales afectos a ella.

2.4 LICUACIÓN VERDADERA O FALLA DE FLUJO

El fenómeno de licuación se subdivide en dos problemas que aqueja a materiales granulares finos, en estado de compacidad sueltos y saturados, aunque también se ha evidenciado que los materiales finos, con nula o muy baja plasticidad provenientes de procesos de la minería (limos) también son susceptibles de presentar licuación. Los fenómenos se definen como Licuación “Verdadera o Falla de Flujo” y “Licuación o Movilidad Cíclica”. En el presente subcapítulo se define la Licuación Verdadera o Falla de Flujo, mientras que en el subcapítulo 2.5 se detalla la Licuación o Movilidad Cíclica.

La licuación Verdadera o Falla de flujo es un fenómeno asociado a la pérdida repentina de resistencia de una masa de suelo, en la que se moviliza la resistencia última no drenada del material afectado.

En general, cuando el nivel de tensiones de corte solicitantes supera la resistencia última no drenada del material, ocurre el fenómeno de falla de flujo. Es por esto que el parámetro que controla este fenómeno es precisamente la resistencia estática última no drenada del material. Más adelante se explican los casos en que puede ocurrir licuación verdadera.

La resistencia estática no drenada de un material granular, depende entre otros parámetros, de la presión de confinamiento y la densidad del material. El comportamiento del material puede ser contractivo o dilatante, dependiendo de la combinación de estos dos factores en el estado inicial de la masa de suelo. La línea de estado último en el plano $e - \log(p')$ define un límite de separación entre estos dos comportamientos. Por lo tanto, si un suelo está situado bajo esta línea, dilata, y si está situado sobre ésta, contrae.

En las siguientes figuras se muestran estos comportamientos para distintas presiones de confinamiento (Ref. 7).

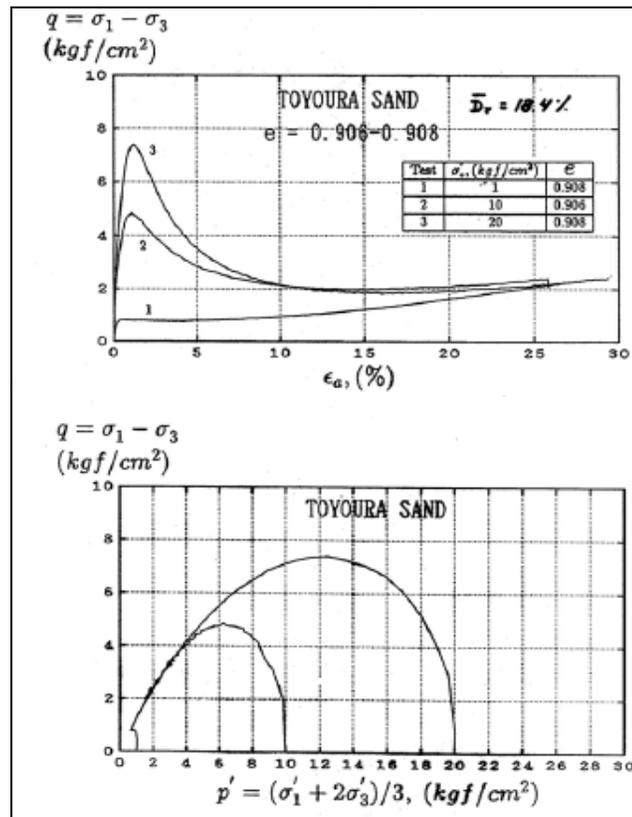


Figura 2.11: Comportamiento Monótono No Drenado de una Arena Suelta (Ref. 7)

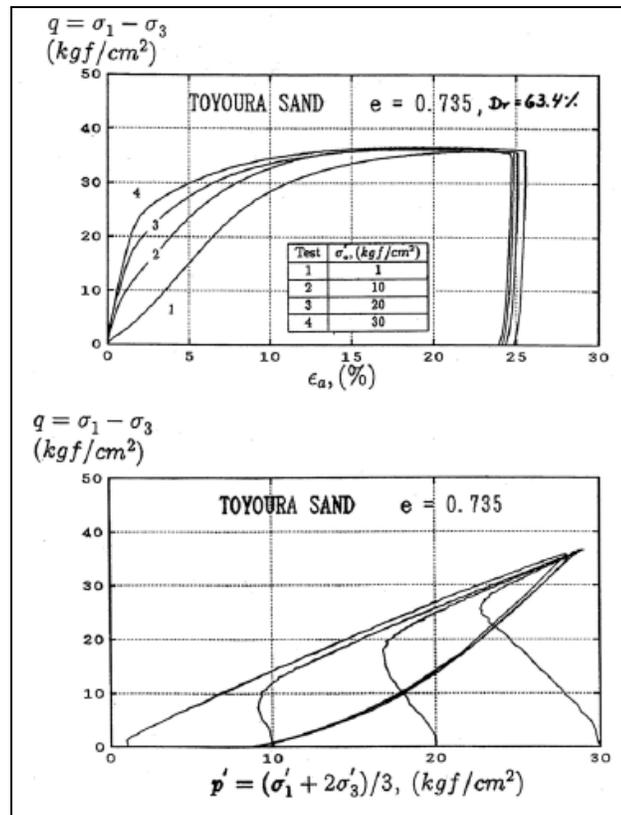


Figura 2.12: Comportamiento Monótono No Drenado de una Arena Densa (Ref. 7)

En la Figura 2.11 se puede observar que en un ensayo en carga monótona no drenado en una arena suelta ($DR = 18,4\%$), el desviador de tensiones “q” alcanza un valor máximo en el plano q-p, el que es mayor mientras más presión confinante se le aplique a la probeta, para luego disminuir hasta llegar a la falla. En el plano q- ϵ para presiones de confinamiento de 1,0 y 2,0 MPa se nota claramente un peak de resistencia para luego llegar a la falla, lo que se representa por una resistencia residual, la que es igual e independiente de la presión de confinamiento. Para una presión confinante de 0,1 MPa (baja presión) no se presenta un peak desarrollándose la resistencia residual.

Para arenas densas, tal como se representa en la Figura 2.12, el desviador de tensiones “q” es siempre creciente, sin presentar un peak de resistencia, hasta llegar a la falla.

Para poder explicar el fenómeno de falla de flujo, en la Figura 2.13 se muestran 4 casos genéricos (A, B, C y D) posibles de respuestas monótonas drenadas y no drenadas. Suponiendo, por ejemplo, el caso de un elemento de suelo en un talud en que el esfuerzo de corte solicitante estático corresponde a τ_{st} , el cual ha sido alcanzado mediante un régimen drenado de carga, como por ejemplo construcción lenta.

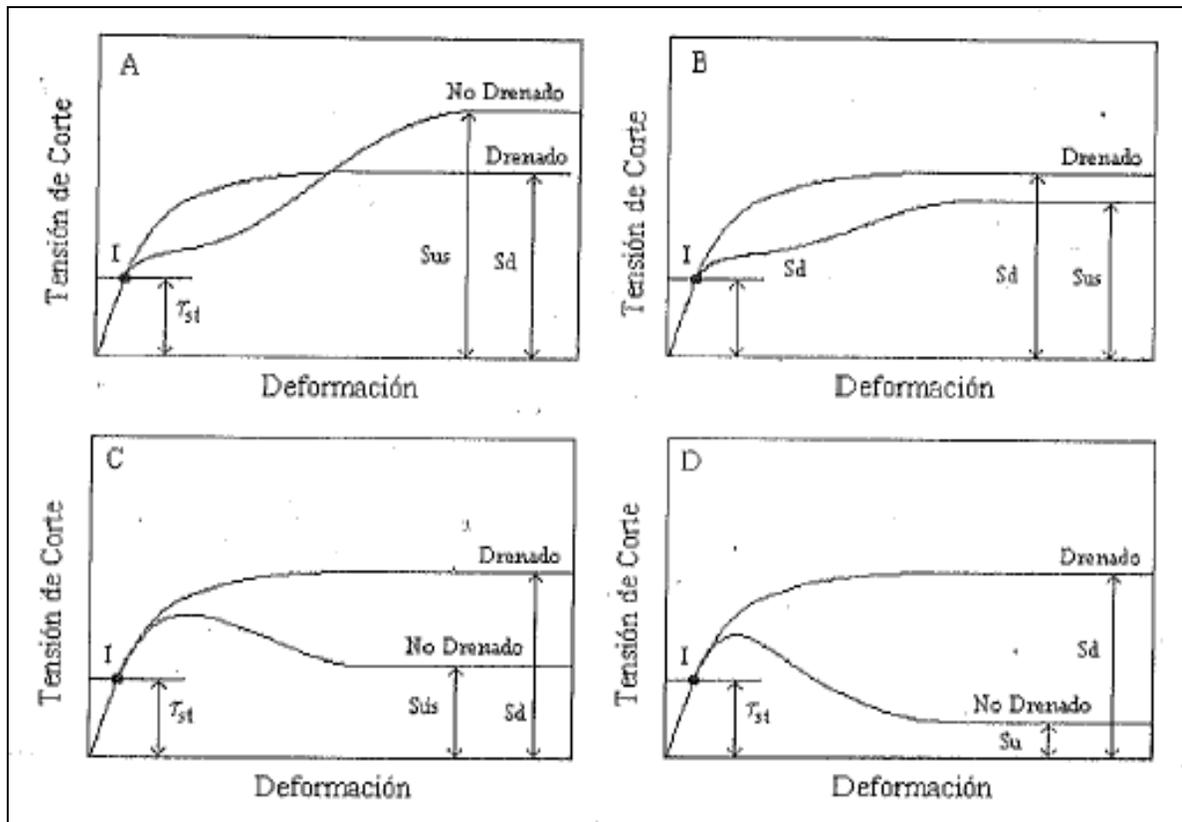


Figura 2.13: Comportamiento Monótono Drenado y No Drenado para Arenas a Diferentes Densidades (Ref. 7)

De la Figura 2.13 se puede inferir que de aumentar el esfuerzo de corte, se podría movilizar la resistencia máxima en condiciones drenadas S_d . con esto se puede definir un factor de seguridad frente a la falla en condiciones drenadas como:

$$FS = \frac{S_d}{\tau_{st}}$$

Los Factores de Seguridad para los casos A, B, C y D mostrados en la Figura 2.13 anterior son claramente mayores a uno.

En el caso de aplicarse una sollicitación rápida como un sismo, la masa de suelo tendrá un comportamiento no drenado, movilizándose una resistencia S_{us} , la que puede ser mayor o menor que S_d , dependiendo de la densidad del suelo y la presión de confinamiento. A continuación se analizan los cuatro casos posibles, determinándose la posibilidad de ocurrencia de falla de flujo.

2.4.1 Caso A. Resistencia No Drenada > Resistencia Drenada > Corte Solicitante. Comportamiento Dilatante

Para este caso se tiene que el corte solicitante τ_{st} alcanzado bajo carga drenada es menor que la resistencia drenada movilizada S_d , por lo que existe un factor de seguridad en falla mayor que uno. Cuando la masa de suelo es solicitada mediante una acción rápida, como un sismo, la respuesta del suelo será no drenada, movilizándose la resistencia S_{us} , que en este caso es mayor que S_d (resistencia drenada). El factor de seguridad en falla será también mayor que uno y mayor que el factor de seguridad para comportamiento drenado. Este caso se da cuando la combinación de presión confinante y la densidad cae bajo la línea de estado último en el gráfico $e - \log(p')$, presentando una respuesta dilatante. Por lo tanto se puede concluir que para este caso no habrá falla fluida.

2.4.2 Caso B. Resistencia Drenada > Resistencia No Drenada > Corte Solicitante. Comportamiento Dilatante

La resistencia no drenada en este caso es menor que la resistencia drenada. El corte solicitante τ_{st} alcanzado bajo carga drenada es mejor que la resistencia drenada S_d , por lo que el factor de seguridad en falla es mayor a uno. En el caso de sollicitación rápida, la condición será no drenada, movilizándose la resistencia S_{us} , que en este caso es mayor al corte solicitante, teniéndose un factor de seguridad mayor a la unidad pero menor al factor de seguridad en carga drenada. Este caso se da cuando las condiciones iniciales de densidad y presión de confinamiento están bajo la curva de estado último en el gráfico $e - \log(p')$, pero más cerca de ésta en relación al Caso A, lo que se traduce en una “menor dilatancia” que en caso anterior. Con lo dicho anteriormente, se tiene que no existe riesgo de falla de flujo.

2.4.3 Caso C. Resistencia Drenada > Resistencia No Drenada > Corte Solicitante. Comportamiento Contractivo

En este caso las condiciones iniciales de densidad y tensión de confinamiento caen sobre la línea de estado último o steady state, por lo que el suelo se comportará contractivamente. El corte solicitante τ_{st} será menor a la resistencia movilizada S_d por lo que se tendrá un factor de seguridad en condiciones drenadas mayor a la unidad. En carga no drenada, la resistencia movilizada S_{us} será menor que la resistencia drenada, pero mayor al corte solicitante, por lo que se tendrá un factor de seguridad no drenado también mayor a uno, por lo que la falla fluida no ocurriría.

2.4.4 Caso D. Resistencia Drenada > Corte Solicitante > Resistencia No Drenada. Comportamiento Contractivo.

El corte solicitante alcanzado bajo condiciones no drenadas es mayor a la resistencia movilizada S_d por lo que se tiene un factor de seguridad mayor a uno. Sin embargo cuando se aplica una carga rápida, en que la condición no drenada ocurre, se moviliza la resistencia S_{us} , que para este caso es menor a τ_{st} , teniéndose un factor de seguridad menor a la unidad. Este caso ocurre cuando las condiciones iniciales de densidad y presión de confinamiento se ubican sobre la línea de estado último, teniendo un comportamiento contractivo. Debido a que el factor de seguridad en carga no drenada es menor que uno, el fenómeno de falla flujo ocurre, creándose grandes deslizamientos, en que el suelo fluye hasta alcanzar ángulos de depositación acordes con el nivel de resistencia movilizado (no drenado).

2.4.5 Falla de Flujo y Solicitación Cíclica

Se vio que para el Caso D en que la combinación de densidad y presión de confinamiento en el estado inicial cae sobre la línea de estado último y la resistencia movilizada no drenada es menor al nivel de corte solicitante, se produce falla de flujo. Sin embargo, se debe tener en cuenta que el corte solicitante debe considerar tanto el corte solicitante estático como el producido por el corte cíclico en un sismo. La suma de ambos debe ser considerada en la evaluación de la ocurrencia de falla fluida. En la Figura 2.14 se muestra como una sollicitación cíclica puede desencadenar la falla fluida aún cuando el corte total solicitante no supera la resistencia peak no drenada (Ref. 8).

Por lo tanto en términos de factor de seguridad, se tendrá falla fluida cuando el corte solicitante estático y cíclico en conjunto sea mayor a la resistencia no drenada (S_u). Lo que se expresa como sigue:

$$FS = \frac{\tau_{sol_{est.+cicl.}}}{S_u}$$

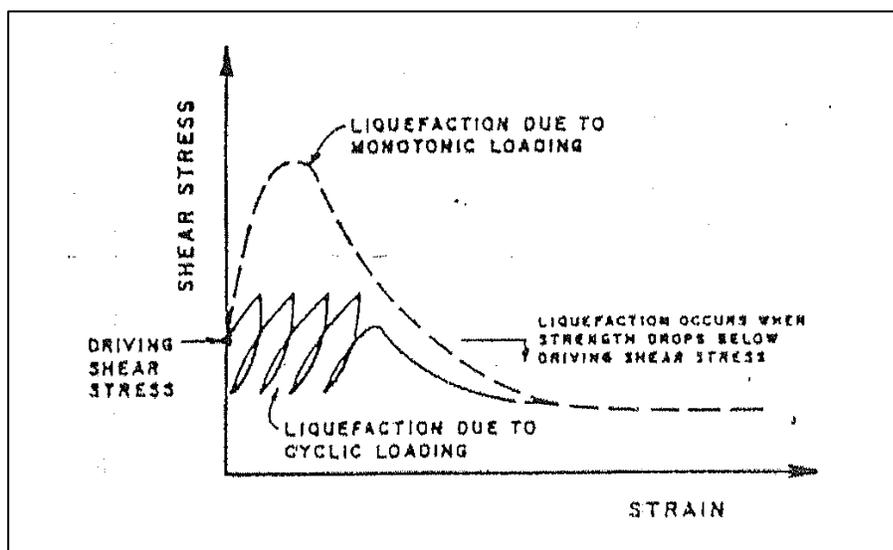


Figura 2.14: Carga Cíclica Induce Resistencia Última (Ref. 8)

2.4.6 Resistencia Estática No Drenada en Relaves Integrales

Para el caso de un depósito de relaves espesados TTD, el talud o ángulo de depositación influye en las tensiones de confinamiento, las que varían en profundidad y también producto de las condiciones de borde y geometría adoptada en el depósito. Como se vio en los puntos anteriores, lo que influye en el diseño de este ángulo de depositación, es la resistencia residual no drenada (S_u), la que varía linealmente con la presión de confinamiento a una misma densidad relativa.

En el VI Congreso Chileno de Geotecnia, Cifuentes en conjunto con Verdugo (Ref. 47), presentó un trabajo en que ensayó estática y cíclicamente un relave espesado fabricado en laboratorio con una concentración en peso de sólidos de un 72%. La muestra de relave integral fue obtenida directamente desde la canaleta de relaves del tranque Ovejería perteneciente a la División Andina de Codelco. El material poseía según informaciones de terreno una concentración en peso de sólidos cercana al 55%. Se dejó decantar el relave y posteriormente se procedió a secar al aire, obteniéndose un limo arenoso en estado seco. El relave espesado se fabricó en una caja de 75 x 35 cm de base y 25 cm de altura. El material al secarse se contrajo en forma homogénea y sin generarse grietas en su superficie, lo que indica la no segregación de partículas. La densidad de la muestra seca fue de aproximadamente de 84 y 88% de la D.M.C.S.³ del Proctor Modificado y Standard, respectivamente, densificación considera media a baja. Se realizaron ensayos triaxiales CIU a probetas talladas del relave espesado y además probetas preparadas por el método de compactación húmeda en 5 capas a densidades

³ Densidad Máxima Compactada Seca.

secas similares a las obtenidas del relave depositado en la caja, y con una humedad cercana al 10% (85% del Proctor Modificado). Los resultados obtenidos se presentan en la siguiente figura.

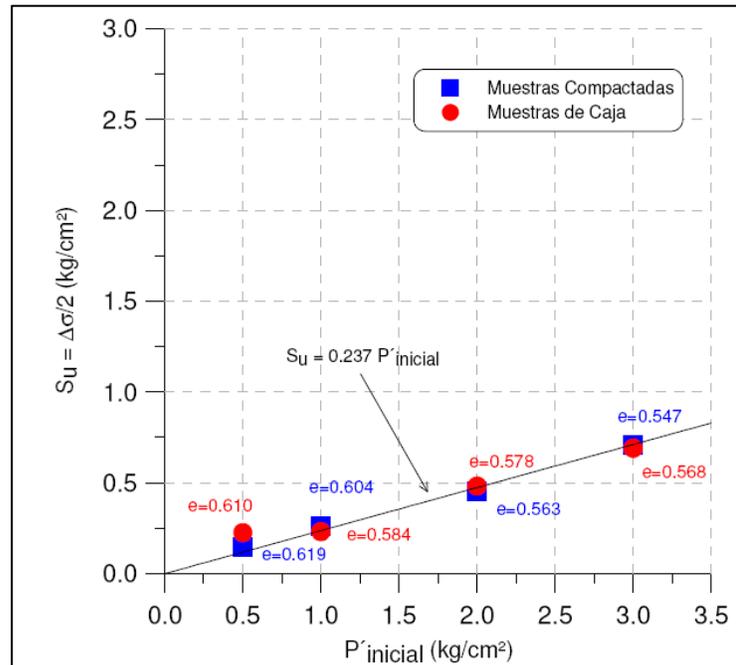


Figura 2.15: Resistencia No Drenada de Relave Integral para Probetas Inalteradas Fabricadas y Remoldeadas (Ref. 47)

Las principales conclusiones obtenidas de este estudio (Ref. 47), es que el relave espesado es potencialmente licuable y que para niveles de confinamiento inicial de 1 kg/cm^2 y mayores a éste, las trayectorias de tensiones son similares para los dos métodos utilizados en la confección de las probetas, lo que indica que por sobre este nivel, la resistencia no drenada es independiente de la “fábrica” inicial. El efecto de la fábrica y su significado se explica más adelante en el punto 2.6.1.

2.5 LICUACIÓN O MOVILIDAD CÍCLICA

La licuación o movilidad cíclica es un fenómeno que ocurre cuando una masa de suelo es solicitada por cargas cíclicas rápidas como un sismo. El fenómeno posee como característica fundamental un aumento progresivo de las deformaciones por lo que se asocia a un fenómeno de pérdida de rigidez, mientras que las presiones de poro aumentan hasta igualar la tensión confinante inicial, es decir un aumento de 100% de presión de poros, momento en el cual se dice que ha ocurrido licuación. Cuando esto sucede las tensiones efectivas ínter granulares se vuelven cero, pero sólo momentáneamente, por lo que no se puede hablar de una pérdida de resistencia del

material, ya que las solicitaciones de corte externas también son nulas, aumentando la tensión efectiva y disminuyendo la presión de poro, cuando las solicitaciones aumentan.

Las grandes deformaciones asociadas a este fenómeno pueden ser perjudiciales para algunas estructuras, tales como taludes, y provocar asentamientos por disipación de presiones de poro en el escenario post licuación.

La experiencia ha demostrado que tanto suelos granulares como materiales finos (limos) provenientes de la explotación minera, en estado de compacidad tanto sueltos como densos son susceptibles de presentar movilidad cíclica, aunque en este último caso, las grandes deformaciones asociadas son menores o tardan más en producirse, lo que depende de la duración y magnitud de la excitación cíclica. La Figura 2.16 y Figura 2.17 muestran el fenómeno de movilidad cíclica en muestras de suelos granulares en ensayos de corte torsional.

Las curvas muestran la trayectoria de tensiones partiendo de la presión de cámara inicial siguiendo una solicitación de corte cíclico normalizada por la tensión de confinamiento (τ_d/σ'_0) con una amplitud constante hasta tocar la envolvente de falla y desarrollar el 100% de presión de poros ubicándose en el origen del gráfico, punto donde la solicitación cíclica es nula, lo que corrobora el hecho de aceptar una envolvente de falla como frontera de los estados tensionales posibles.

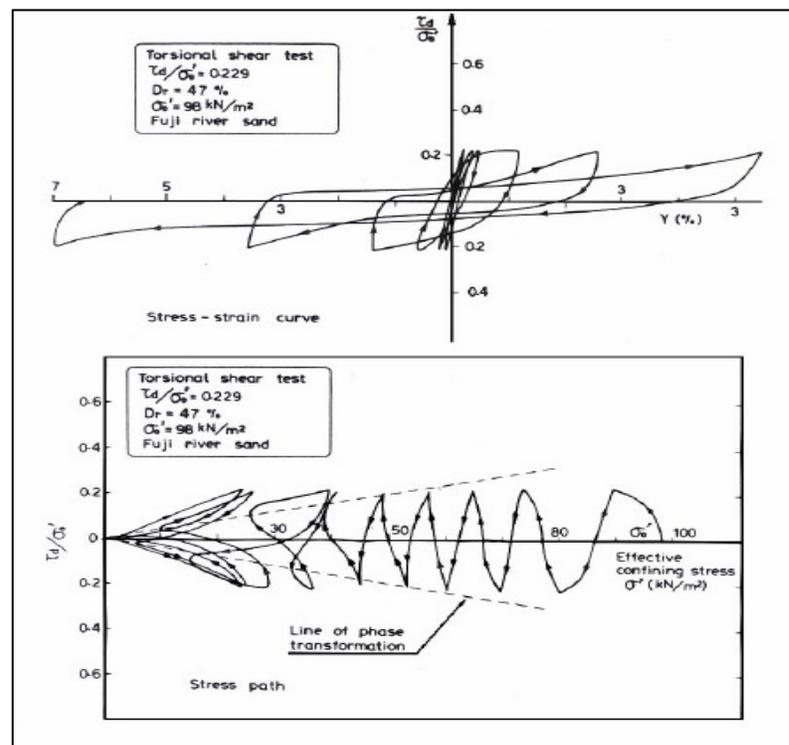


Figura 2.16: Curvas Tensión Deformación y Trayectoria de Tensiones en Arena Suelta (Ref. 9)

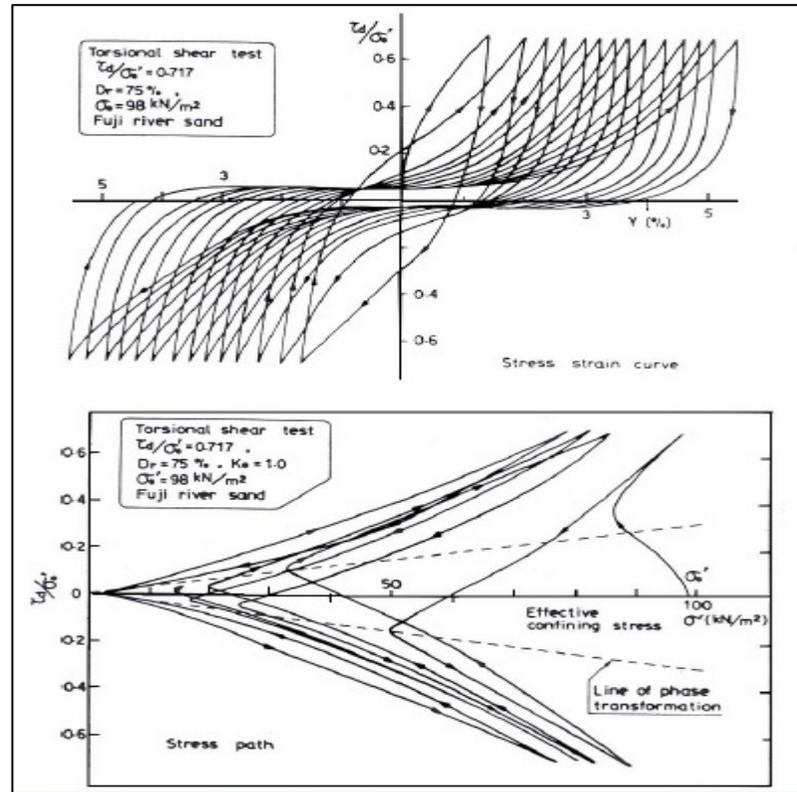


Figura 2.17: Curvas Tensión Deformación y Trayectoria de Tensiones en Arena Densa (Ref. 9)

Las curvas tensión deformación muestran claramente una pérdida progresiva de la rigidez del material, asociado a deformaciones que aumentan con el número de ciclos de sollicitación aplicados. También se nota que para el caso de arena densa la pérdida de rigidez se produce en menor magnitud que para una arena suelta.

Para ilustrar la variación de presiones de poros y su aumento hasta 100% cuando se solicita cíclicamente una masa de suelos, en la siguiente figura se muestran ensayos realizados en quipo de corte torsional.

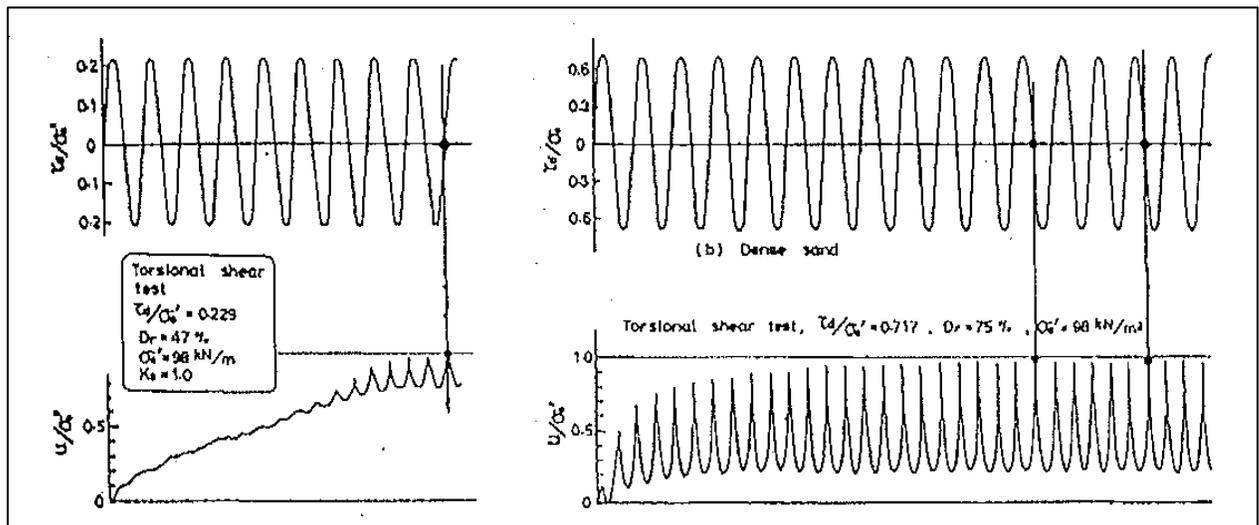


Figura 2.18: Variación de la Presión de Poros en Arena Suelta y Densa (Ref. 7)

De la Figura 2.18 se puede inferir que para una arena suelta se alcanza la condición de licuación (100% de presión de poros) en un número menor de ciclos que para el caso de una arena densa, siendo la sollicitación cíclica normalizada por la presión de cámara menor para este caso.

De ambos gráficos se nota claramente que la condición de 100% de presión de poros es alcanzada cuando la sollicitación de corte cíclica es nula, disminuyendo su magnitud inmediatamente cuando la sollicitación toma un valor distinto de cero.

2.5.1 Criterios de Falla

En términos de resistencia cíclica, se han definido distintos criterios de falla para este fenómeno, los cuales se definen a continuación:

- Número de Ciclos de carga y descarga para generar un 100% de aumento de presión de Poros o Licuación.
- Número de ciclos de carga y descarga para desarrollar cierto nivel de deformación en doble amplitud. Por lo general se tienen niveles de 2,5%, 5% y 10%, dependiendo de las deformaciones admisibles para cada estructura.

2.5.2 Resistencia Cíclica

Se define resistencia cíclica como la razón entre la tensión de corte máxima para producir licuación en n ciclos y la presión de confinamiento efectiva inicial. Dependiendo

del criterio de falla utilizado, también se define como la tensión de corte máxima para producir cierto nivel de deformación en n ciclos y la presión confinante inicial. La expresión viene dada como sigue:

$$R = \frac{\tau_{cy}}{\sigma'_0}$$

2.5.3 Resistencia Cíclica Evaluada Mediante Ensayos de Terreno

La resistencia cíclica puede ser evaluada mediante ensayos de terreno. Dentro de los más comunes se encuentran los ensayos SPT (Standard Penetration Test) y CPT (Cone Penetration Test), siendo el primero el más utilizado en Chile. La siguiente expresión es utilizada para evaluar la resistencia cíclica mediante ensayos SPT.

$$\left(\frac{\tau_{cy}}{\sigma'_0} \right)_{Terreno}^{\alpha, \sigma} = \left(\frac{\tau_{cy}}{\sigma'_0} \right)_{\sigma' < 10 \text{ ton} / \text{cm}^2}^{\alpha=0} \cdot C_M \cdot K_\sigma \cdot K_\alpha$$

En donde $\left(\frac{\tau_{cy}}{\sigma'_0} \right)_{\sigma' < 10 \text{ ton} / \text{m}^2}^{\alpha=0}$ se obtiene de la Figura 2.19 utilizando como parámetro de

entrada el valor de $(N_1)_{60}$, valor normalizado de N_{SPT} . El valor normalizado de N_{SPT} se obtiene utilizando la siguiente expresión:

$$N_1 = C_N \cdot N_{SPT} \quad \text{con} \quad C_N = \frac{1,7}{0,7 + \frac{\sigma'_v}{1 \text{ kg} / \text{cm}^2}}$$

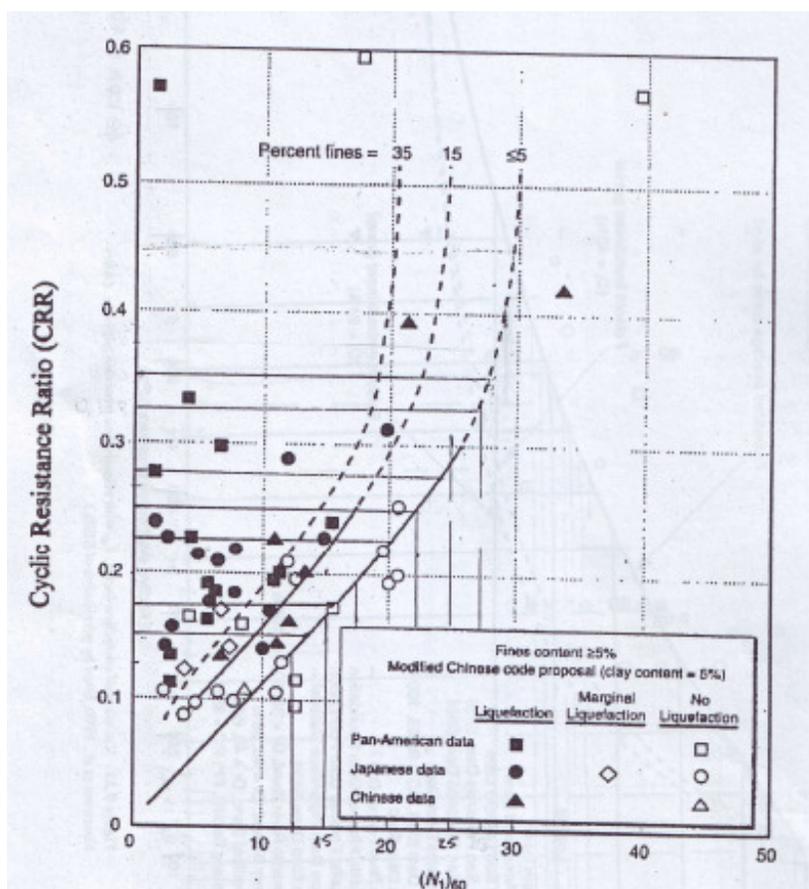


Figura 2.19: Resistencia Cíclica Evaluada Mediante Ensayos SPT para Distintos Contenidos de Finos (Ref. 15)

Cabe destacar que el gráfico mostrado en la Figura 2.19 es utilizable sólo para solicitaciones sísmicas de magnitud 7,5, por lo que el factor C_M es usado para corregir la expresión con magnitudes diferentes. La siguiente tabla muestra valores de C_M para distintas magnitudes de sismo.

Tabla 2.1: Factor C_M para Distintas Magnitudes de Sismos

Magnitud	C_M
5 ¼	1,50
6	1,32
6 ¾	1,13
7 ½	1,00
8 ½	0,89

Los factores de corrección K_α y K_σ fueron propuestos por Seed en 1983 para incorporar los efectos de la tensión de corte inicial y nivel de la presión de confinamiento efectiva. La tensión de corte inicial influye en áreas donde las pendientes son importantes o

soportan estructuras pesadas lo que influye en la resistencia cíclica, mientras que ensayos de laboratorio muestran que la tensión de corte cíclica requerida para que ocurra licuación aumenta a presiones de confinamiento elevadas, y la razón de tensiones cíclicas disminuye (Ref. 11). En las siguientes figuras se muestran los gráficos para obtener dichos parámetros.

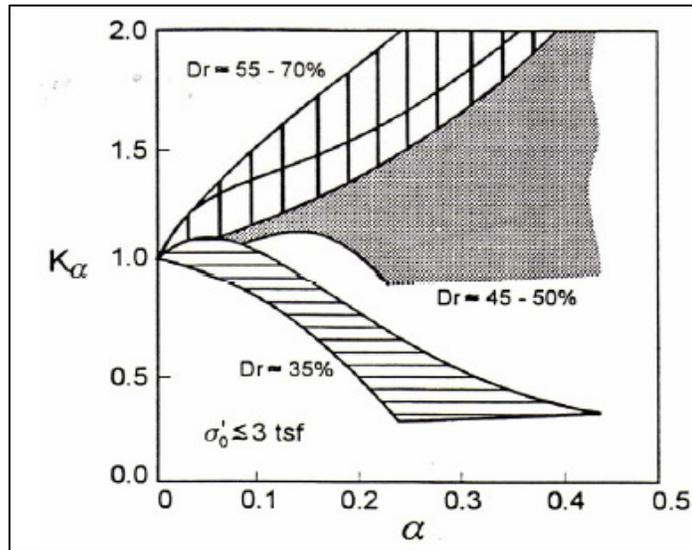


Figura 2.20: Variación del Factor K_α con la Razón de Tensiones Corte/Normal (Ref. 12)

El parámetro α se define como la razón entre la tensión de corte y la tensión normal, quedando la siguiente expresión:

$$\alpha = \left(\frac{\tau_{inicial}}{\sigma'_0} \right)$$

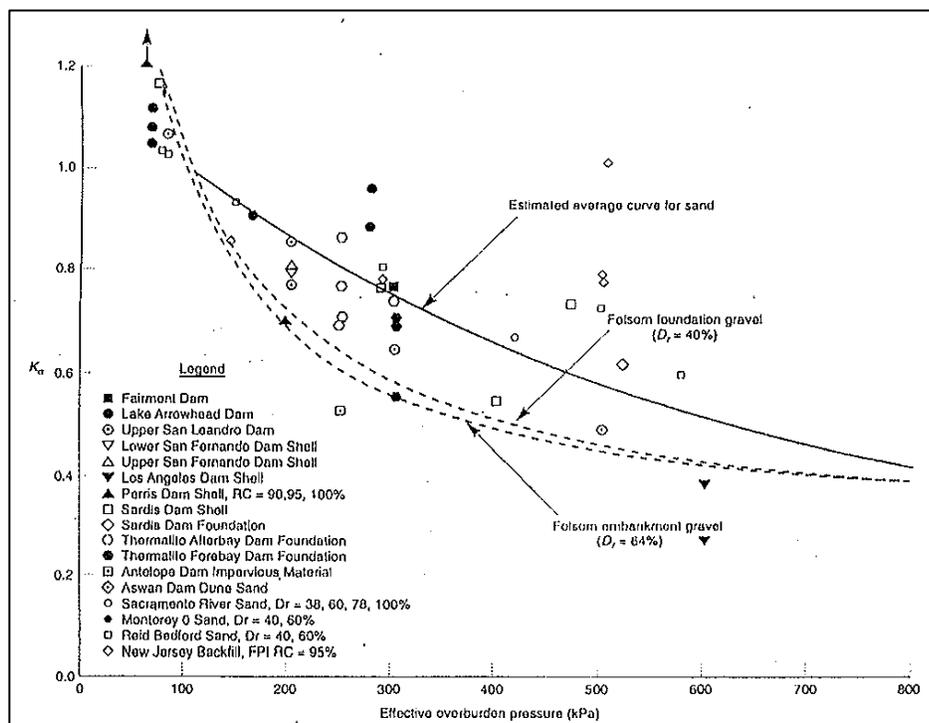


Figura 2.21: Variación del Factor de Corrección K_σ con la Presión de Confinamiento Efectiva (Ref. 12)

2.5.4 Resistencia Cíclica Evaluada Mediante Ensayos de Laboratorio

Los ensayos de laboratorio más utilizados para evaluar la resistencia cíclica de un suelo granular son el corte simple cíclico, cilindro hueco cíclico y triaxial cíclico. El ensayo de corte simple cíclico es el ensayo que más se asemeja a una condición de sollicitación de corte cíclico en un terreno horizontal, sin embargo el más utilizado en Chile y el mundo es el ensayo triaxial cíclico, debido a la facilidad de operación, preparación y saturación de las probetas.

El ensayo triaxial cíclico intenta simular las sollicitaciones cíclicas provocadas por un sismo a una masa de suelos, aplicando ciclos de carga y descarga en la dirección axial con amplitud máxima de tensión σ_d , manteniendo la presión de cámara constante durante el ensayo. Estas características del triaxial no conciben con la realidad, y dentro de las principales diferencias se pueden destacar el cambio de la presión de confinamiento total, patrones de carga, rotación de las tensiones principales, tensión principal intermedia, uniformidad de la carga, etc.

La rotación de las tensiones principales en el ensayo triaxial son posibles en el rango de 0 a 90° debido a la aplicación axial de la carga, contrario a lo que ocurre en terreno, en donde la componente de corte puro es sumada al plano horizontal y la orientación de

los planos principales rota suavemente a alguna nueva orientación, la cual depende de la tensión aplicada. Esta diferencia hace que la resistencia cíclica medida mediante ensayos triaxiales se sobredimensione en cierta parte.

Otros factores que pueden afectar la resistencia cíclica de un suelo es el método de preparación de la probeta, graduación del suelo, tamaño de la probeta, razón de tensiones principales durante la consolidación, la forma de la función de carga y su frecuencia de aplicación (Ref. 13) y efecto de la fábrica (Ref. 14).

Se define la razón de tensiones cíclica RTC como la tensión de corte cíclica aplicada a la probeta normalizada por la presión de confinamiento efectiva, lo que expresado en términos de tensiones axiales queda como sigue:

$$RTC = \frac{\tau_{cy}}{\sigma'_o} = \frac{\sigma_d}{2 \cdot \sigma'_o}$$

Luego es posible determinar las curvas de resistencia cíclica v/s el número de ciclos para un criterio de falla dado mediante ensayos triaxiales. La resistencia cíclica de terreno es posible obtenerla mediante la siguiente fórmula:

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

La resistencia cíclica de triaxial es posible determinarla según la magnitud del sismo a evaluar, mediante los ciclos equivalentes establecidos por Seed (Ref. 10) y que se presentan en la siguiente tabla:

Tabla 2.2: Número de Ciclos Equivalentes a la Magnitud de un Sismo (Ref. 10)

Magnitud	Nº de Ciclos Equivalentes
7	10
7 1/2	20
8	30

El factor de reducción C_r es introducido en la ecuación anterior para tomar en cuenta la influencia de la densidad relativa en la resistencia cíclica. Este factor puede ser obtenido de la siguiente figura:

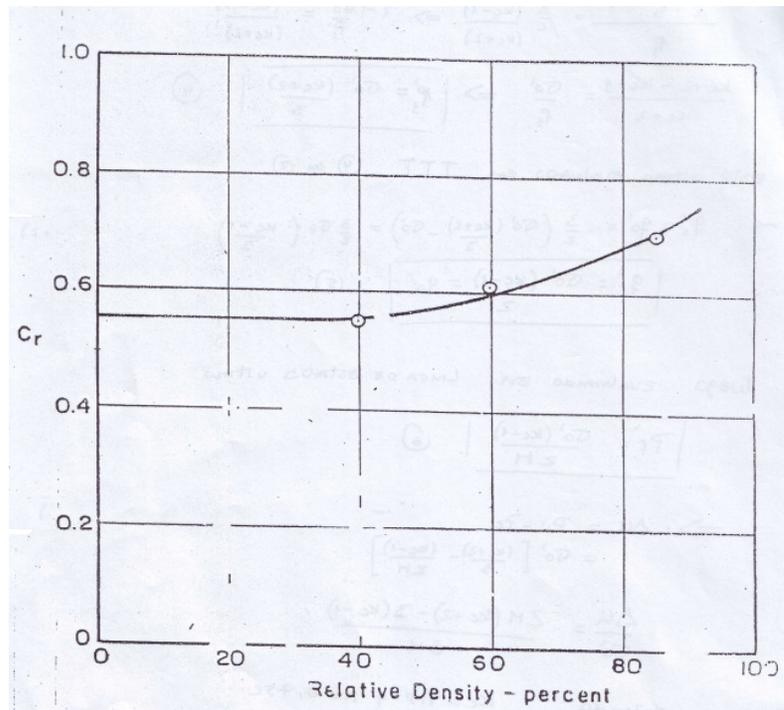


Figura 2.22: Relación entre el Factor C_r y la Densidad Relativa

Además del factor C_r , se incluye en la fórmula la razón entre las densidades relativas de terreno y laboratorio, lo que es útil cuando en laboratorio las muestras han sido preparadas con una densidad diferente a la existente en terreno.

2.5.5 Solicitación Cíclica

Debido a que la sollicitación de corte cíclica dada por un sismo no es uniforme en amplitud ni frecuencia, como si lo es la carga cíclica aplicada en un ensayo triaxial, fue necesario determinar ciclos equivalentes para caracterizar un sismo. La siguiente figura muestra la tensión de corte en el tiempo de un sismo real, donde la máxima tensión de corte inducida es $\tau_{m\acute{a}x}$. Esta curva puede ser caracterizada en términos de ciclos equivalentes para tensiones de corte uniformes en amplitud y frecuencia, con una magnitud máxima $\beta_{\tau_{m\acute{a}x}}$ (Figura 2.23).

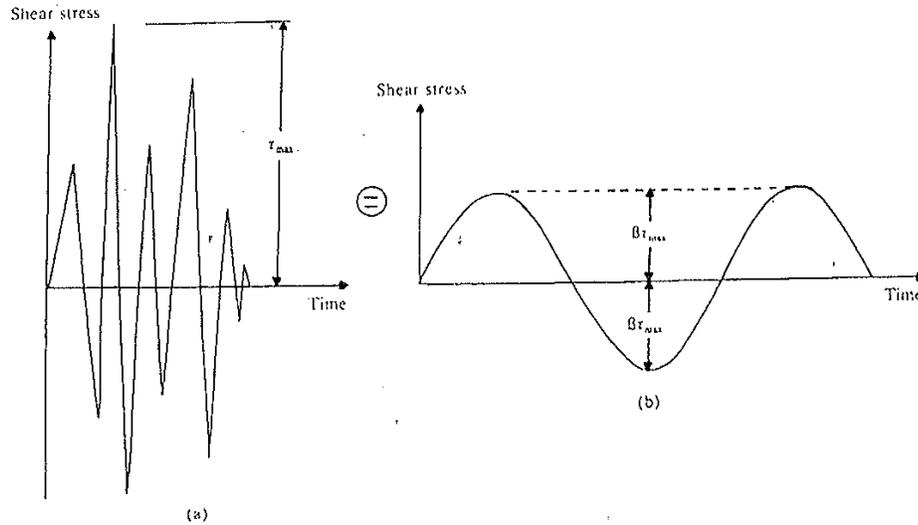


Figura 2.23: Número de Ciclos Equivalentes para un Sismo Real (Ref. 13)

La Figura 2.24 muestra un gráfico de $\tau/\tau_{\text{máx}}$ v/s el número de tensiones cíclicas uniformes N a una máxima tensión de corte de magnitud $0,65\tau_{\text{máx}}$. De esta curva se observa que un ciclo de tensión de corte de magnitud $\tau_{\text{máx}}$ es equivalente a 3 ciclos de tensión de corte de magnitud $0,65\tau_{\text{máx}}$ (Ref. 16). La siguiente figura presenta el número de ciclos equivalentes a un nivel máximo de $0,65\tau_{\text{máx}}$, para sismos de magnitudes entre 5,3 y 7,7.

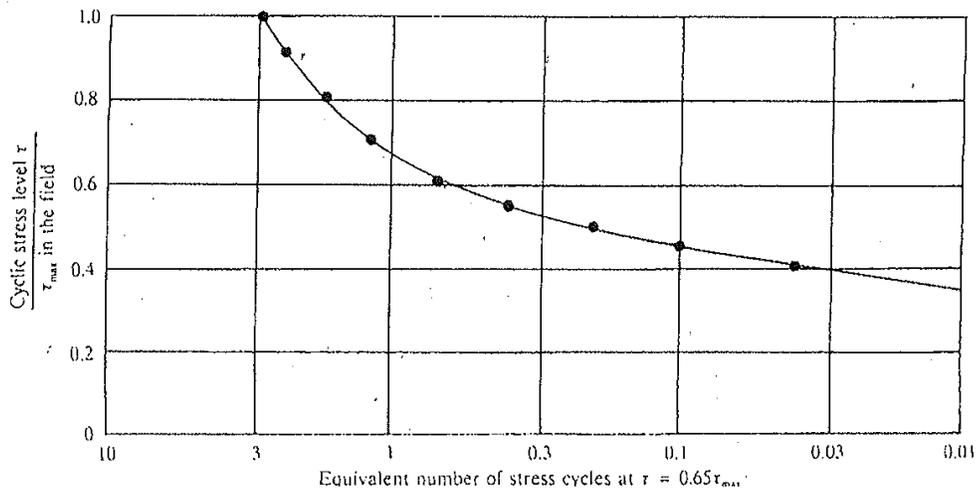


Figura 2.24: Gráfico $\tau/\tau_{\text{máx}}$ v/s N para $\tau = 0,65\tau_{\text{máx}}$ (Ref. 16)

También Seed (1975) determinó curvas de número de ciclos equivalentes que dependen de las componentes principales de un sismo, curvas que se presentan en la Figura 2.25.

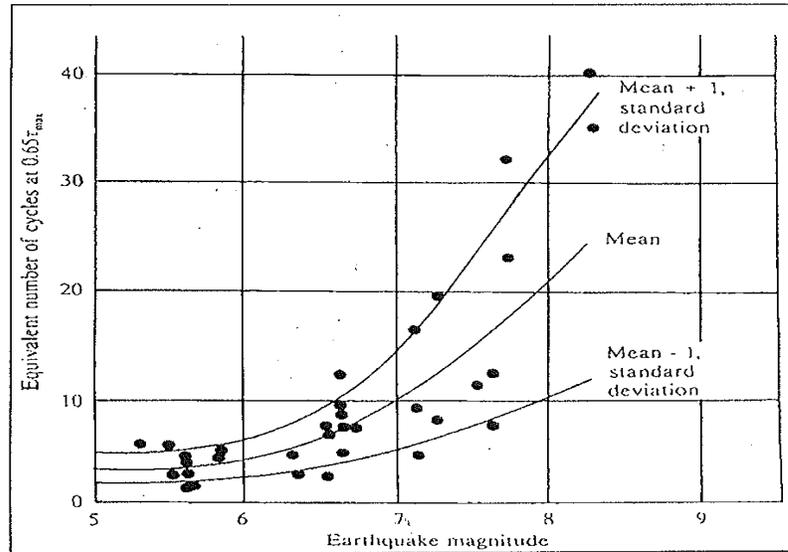


Figura 2.25: Número de ciclos Equivalentes Basados en las Componentes Principales de Sismos (Ref. 16)

A través del uso del método lineal equivalente, Seed calculó la respuesta sísmica de diferentes depósitos de suelo, obteniendo la siguiente ecuación:

$$\left(\frac{\tau_{cy}}{\sigma_v'} \right)_{sol} = 0,65 \cdot \frac{a_{m\acute{a}x}}{g} \cdot \frac{\sigma_v}{\sigma_v'} \cdot r_d \quad r_d = 1 - 0,015 \cdot z$$

Donde $(\tau_{cy}/\sigma_v')_{sol}$ es la tensión de corte cíclica solicitante, $a_{m\acute{a}x}$ es la máxima aceleración en superficie, g es la gravedad, σ_v la tensión vertical total, σ_v' la tensión vertical efectiva y r_d un factor de reducción donde z es la profundidad expresada en metros.

Entonces la tensión de corte cíclica solicitante puede ser comparada con la tensión de corte cíclica resistente medida en laboratorio y calcular el potencial de licuación como sigue:

$$P.L. = \frac{\left(\frac{\tau_{cy}}{\sigma_v'} \right)_{solicitante}}{\left(\frac{\tau_{cy}}{\sigma_v'} \right)_{resistente}}$$

Si P.L. (Potencial de licuación) es mayor que la unidad habrá licuación y si es menor, no.

El procedimiento presentado anteriormente es conocido comúnmente como el “Método Simplificado de Seed”, el cual fue desarrollado en el año 1971 (Ref. 16).

2.6 FACTORES QUE AFECTAN LA RESISTENCIA CÍCLICA

Existen numerosos factores que afectan la resistencia cíclica, los cuales se pueden dividir en dos grupos: factores que dependen de la metodología de ensayo, dentro de los cuales se encuentran el método de preparación de la probeta, forma de la onda de carga, frecuencia de la aplicación de la carga, tamaño de la probeta, fricción de los cabezales y bases de la celda triaxial, efecto de la membrana. El segundo grupo son los factores que dependen de las condiciones de ensayo y del material ensayado, como la presión de confinamiento, densidad relativa, tamaño de partícula y su graduación, predeformación o precarga, razón de preconsolidación (OCR), consolidación anisotrópica, grado de saturación, contenido de finos, plasticidad de los finos.

2.6.1 Metodologías de Ensayo que Afectan la Resistencia Cíclica

Método de Preparación de la Probeta

Ladd en el año 1974 (Ref. 17) realizó ensayos triaxiales cíclicos en muestras saturadas de tres diferentes arenas usando dos métodos de preparación de probetas: vibración seca (dry vibration) y apisonado húmedo (wet tamping). Los resultados arrojaron que las probetas compactadas a una misma densidad, podían presentar en el potencial de licuación sobre un 100% de diferencia, siendo siempre mayor la resistencia de las muestras realizadas con el método de apisonado húmedo.

Es por esto que Mulilis et al. En el año 1977 (Ref. 18) ensayó mediante 11 métodos diferentes la arena de Monterrey No. 0 consolidadas isotrópicamente y preparadas a una densidad relativa de 50%. La máxima diferencia en la resistencia cíclica para causar licuación fue cerca de un 110% a 10 ciclos. Estos resultados se presentan en la siguiente figura.

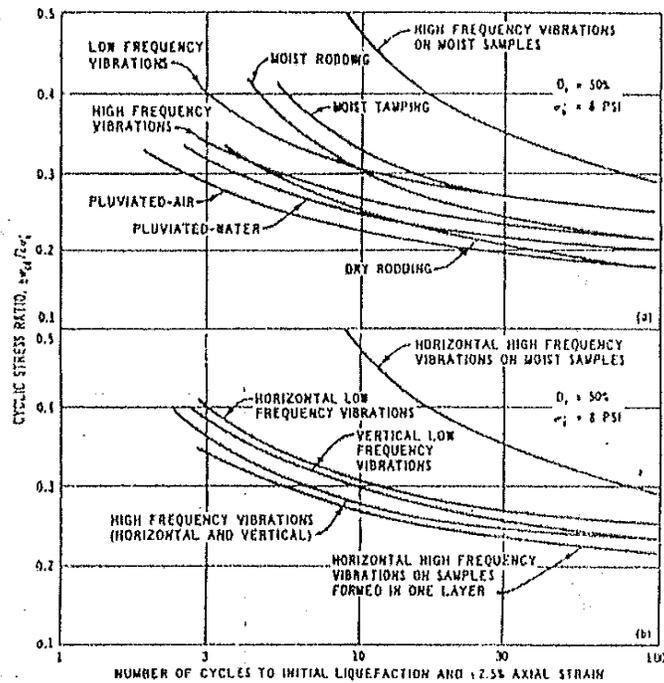


Figura 2.26: Razón de Tensión Cíclica v/s N° de Ciclos para (a) Método de Compactación por Vibración, (b) Otros Métodos de Compactación (Ref. 18)

En otro estudio, Mullis presenta resultados de probetas de arena de Monterrey No. 0 preparadas a una DR de 60% mediante el método de apisonado húmedo, las cuales fueron aproximadamente un 58% más resistentes que probetas preparadas con el método de apisonado seco, para una densidad similar (Ref. 19). Estos resultados se presentan en la Figura 2.27.

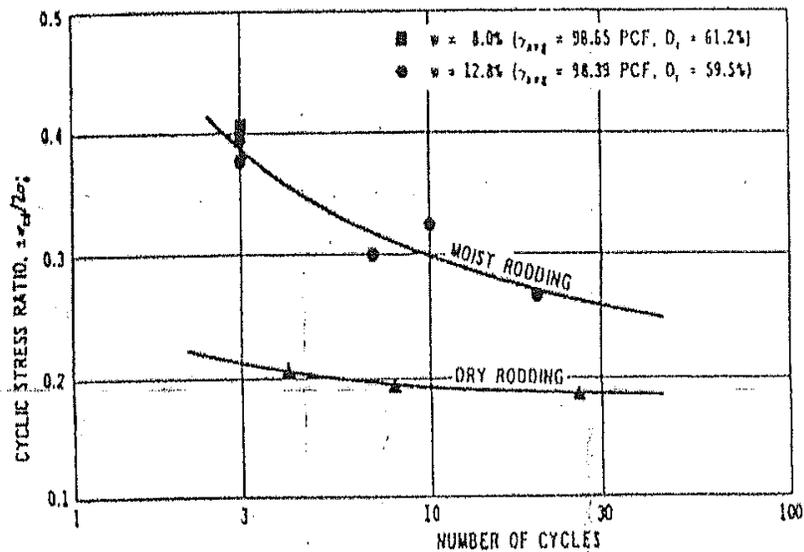


Figura 2.27: Efecto del Método de Preparación y Contenido de Humedad de la Muestra en el Número de Ciclos de Carga para Causar Licuación (Ref. 19)

En este mismo estudio, se realizaron ensayos triaxiales con probetas preparadas mediante el método de subcompactación (undercompaction) el que consiste en preparar las capas iniciales más sueltas que la densidad deseada, con las capas subsiguientes más densas. Esto se hace por el reconocimiento del hecho que en probetas muy sueltas y preparadas en capas, cada capa sucesiva compacta a la subyacente. Los resultados indican que las muestras subcompactadas fueron un 10% más resistentes que aquellas que no lo fueron. También se mostró en este estudio que el diámetro del pisón compactador y la variación en la humedad de moldeado no tienen efectos significativos en la resistencia cíclica.

Efecto de la Fábrica

El término *Fábrica* se refiere a la orientación y distribución de las partículas dentro de una masa de suelo, la que puede ser afectada bajo altos niveles de deformación. Es por ello que el método de preparación de las muestras evidencia una diferencia en la resistencia cíclica de una arena, atribuible a la fábrica del material.

Dentro de los efectos más drásticos, se puede notar las diferencias en la resistencia cíclica entre muestras remoldeadas e inalteradas. Marcuson y Townsend (Ref. 20) mediante ensayos de laboratorio realizados a muestras inalteradas y remoldeadas consolidadas isotrópicamente de la presa Fort Peck, mostraron que las diferencias en resistencia fueron aproximadamente de 70 a 80%, siendo las muestras inalteradas más resistentes que las remoldeadas.

En el caso de limos y arena limosa, Vaid et al (Ref. 21) evidenció mediante resultados de curvas tensión – deformación, que los resultados de muestras remoldeadas de estos materiales no pueden ser utilizados para representar el comportamiento in situ, a menos que se intente reproducir la fábrica en laboratorio. Otros resultados obtenidos por Vaid et al (Ref. 22) indican que muestras remoldeadas por el método de apisonado húmedo en arenas, entregan resultados demasiado conservadores comparados con muestras inalteradas y muchas veces la línea de estado último no es única en el plano $e-p'$, incluso para una misma fábrica. Vaid (Ref. 23) concluye que esto depende del estado inicial, magnitud y dirección de las tensiones principales y trayectoria de éstas durante el corte no-drenado, además de la fábrica.

El efecto de la fábrica y la estructura de un material granular posee gran incidencia en la homogeneidad de depositación de una masa de suelos. Así, se ha evidenciado que ensayos realizados a muestras heterogéneas muestran líneas de steady state diferentes a las obtenidas en ensayos realizados a muestras homogéneas, por lo que la línea de steady state podría ser influenciada por la disposición inicial de partículas.

La evidencia experimental ha permitido concluir que para suelos homogéneos, la línea de steady state es alcanzada para altos niveles de deformación por lo que la disposición

inicial de partículas es modificada. Por lo tanto para suelos homogéneos la línea de steady state no es afectada por el método inicial de deposición de partículas. Sin embargo en suelos heterogéneos, las altas deformaciones no pueden borrar completamente la disposición inicial de partículas de suelo, pudiéndose esperar el mismo grado de heterogeneidad una vez que las altas deformaciones hayan ocurrido. En otras palabras, la depositación inicial de partículas afecta el steady state.

Efecto de la Fábrica en Relaves Integrales

Cifuentes (Ref. 47), ensayó mediante ensayos triaxiales no drenados isotrópamente consolidados un relave espesado preparado en laboratorio con una concentración de sólidos de 72%. Las probetas fueron preparadas inalteradas o talladas desde la caja de relave espesado, y remoldeadas. Las probetas remoldeadas fueron preparadas a una densidad similar a la del relave espesado. Las presiones de cámara fueron de 1 y 3 kg/cm² y las razones de tensiones cíclicas cubrieron un buen rango de ciclos para los criterios de falla de 5 y 10% de deformación en doble amplitud y 100% de presión de poros. La Figura 2.28 muestra las curvas de resistencia cíclica para un aumento de 100% de presión de poros, en probetas inalteradas y otras remoldeadas, para tensiones de confinamiento de 1 y 3 kg/cm².

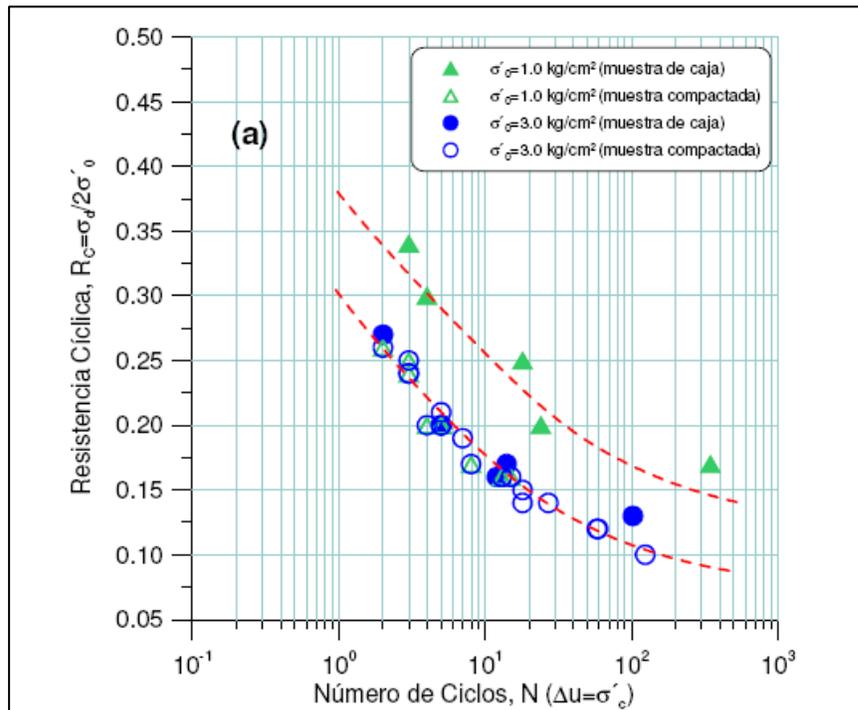


Figura 2.28: Resistencia Cíclica para 100% de P.P. Probetas Inalteradas y Remoldeadas. Relave Integral (Espesado) (Ref. 47)

Cifuentes concluye de la figura anterior, que para tensiones de confinamiento de 1 kg/cm^2 la resistencia cíclica es mayor para las muestras inalteradas, mientras que para 3 kg/cm^2 son muy similares. Por lo tanto se tiene que para presiones de 3 kg/cm^2 la resistencia cíclica es independiente de la fábrica inicial, influyendo ésta, para una tensión de 1 kg/cm^2 . En vista de lo anterior, se puede estimar que para tensiones mayores a 1 kg/cm^2 , las muestras inalteradas de un depósito de relave en pasta no presentan una disminución en la resistencia cíclica, si se le compara con muestras remoldeadas. El mismo comportamiento y conclusiones se tienen para los criterios de falla de 5 y 10% de deformación en D.A.

2.6.2 Condiciones de Ensayo y Material Ensayado que Afectan la Resistencia Cíclica

Densidad Relativa

Evidencia en terreno y laboratorio han demostrado que el efecto de la densidad relativa es sin duda el más incidente en la resistencia cíclica de suelos. Seed y Lee en el año 1967 (Ref. 24) reconocieron este efecto llegando a la conclusión que la resistencia cíclica aumenta linealmente hasta aproximadamente una densidad relativa de 60%, y que a densidades relativas menores a 50% el fenómeno de licuación ocurre casi instantáneamente. En 1975 Mulilis (Ref. 25) corroboró lo estudiado por Lee y Seed, pero dedujo que la linealidad entre densidad relativa y resistencia cíclica se mantenía hasta una densidad aproximada de 70%, dependiendo esta relación de la presión de confinamiento. La Figura 2.29 muestra la relación obtenida por Mulilis.

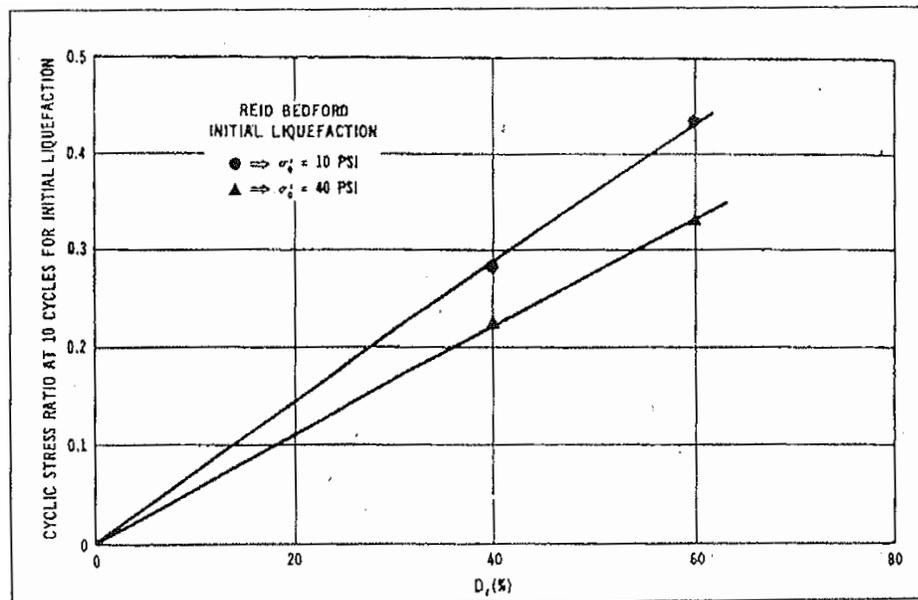


Figura 2.29: Razón de Tensiones Cíclicas a 10 Hz para Licuación Inicial v/s Densidad Relativa (Ref. 25)

Más tarde, Tatsuoka et al., en el año 1982 (Ref. 26) dedujo que la linealidad se mantiene hasta densidades relativas aproximadas de 80 y 90%, para luego aumentar casi asintóticamente. Esta densidad es llamada densidad relativa crítica. La Figura 2.30 muestra este límite para distintos criterios de falla.

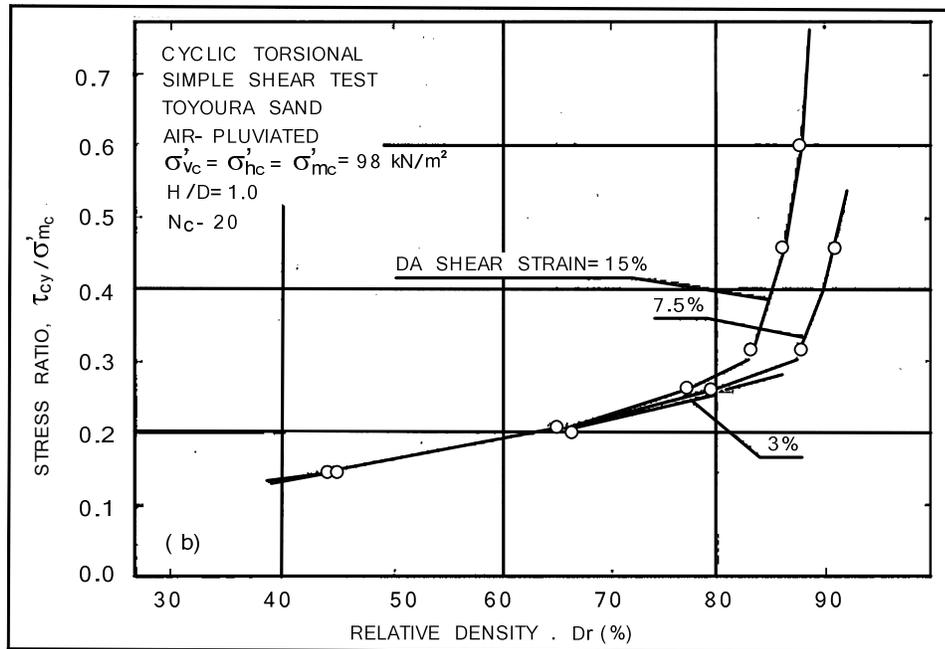


Figura 2.30: Efecto de la Densidad Relativa Sobre la Resistencia Cíclica en Ensayo de Corte Directo, para un Criterio de Falla Definido a 3, 7,5 y 15% de Deformación en Doble Amplitud para 20 Ciclos de Carga (Ref. 26)

Evidencia experimental demostró, posteriormente (Ref. 13), la existencia de linealidad entre densidad relativa y resistencia cíclica hasta alcanzar una densidad crítica, pero ésta depende de las características del suelo, pudiendo tomar valores entre 50 y 90%. La Figura 2.31 presenta esta condición para una arena de relave.

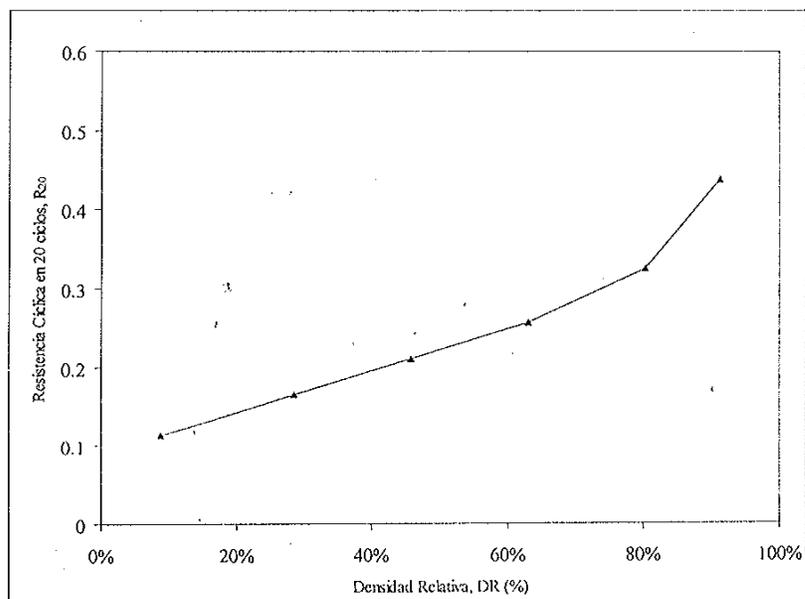


Figura 2.31: Variación de la Resistencia Cíclica en 20 Ciclos con la Densidad Relativa de una Arena de Relave (Ref. 13)

Tamaño de Partícula y Graduación

En 1969 Lee y Fitton (Ref. 27) compararon la incidencia del tamaño de partícula en la resistencia cíclica, utilizando como parámetro el diámetro medio de partícula D_{50} . De estos estudios se dedujo que a medida que el tamaño medio de partícula aumenta, la resistencia cíclica también aumenta.

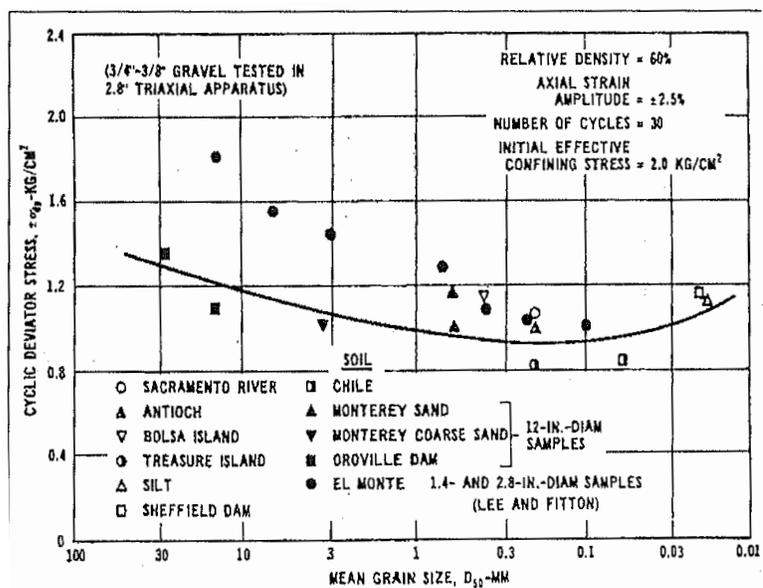


Figura 2.32: Tensión Cíclica Desviadora para Causar Amplitud de 2,5% de Deformación Axial para Diferentes Tamaños de Grano Medio D_{50} (Ref. 28)

La Figura 2.32 (Ref. 28) muestra un incremento de 30 a 60% en resistencia cíclica para un criterio de falla de aproximadamente 2,5 y 10% de deformación en D.A., a medida que D50 aumenta de 0,1 a 30 mm. Cuando D50 decrece a tamaños de suelos finos, la resistencia cíclica tiende a crecer rápidamente. La Figura 2.33 (Ref. 29) muestra un incremento en la resistencia cíclica de un 28% cuando el tamaño de partícula disminuye de 0,1 a 0,01 mm, por lo que se puede concluir que de los suelos estudiados, aquellos con un D50 de 0,1 mm presentan una menor resistencia cíclica.

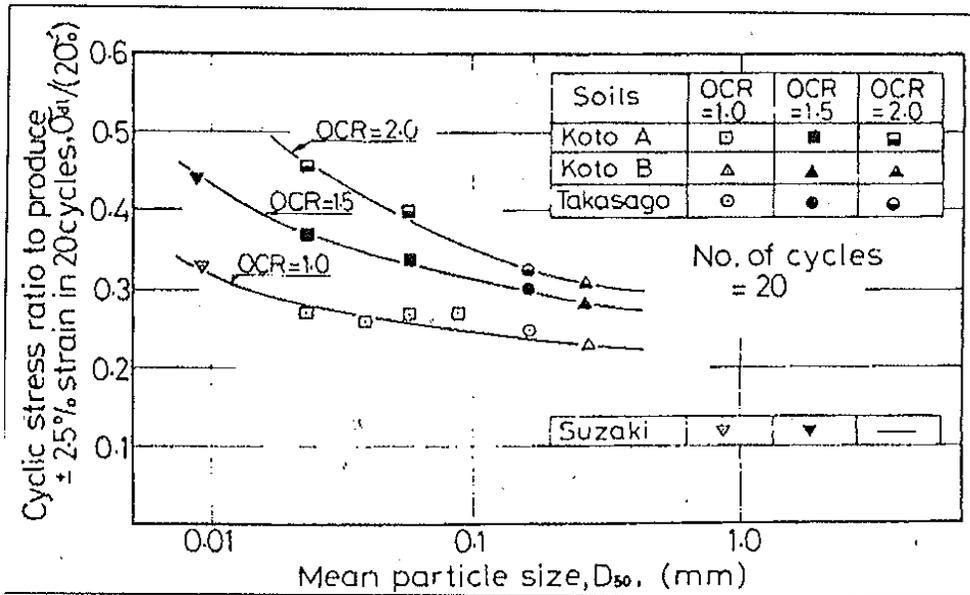


Figura 2.33: Relación entre la Resistencia Cíclica y el Tamaño Medio de Partícula de un Suelo (Ref. 29)

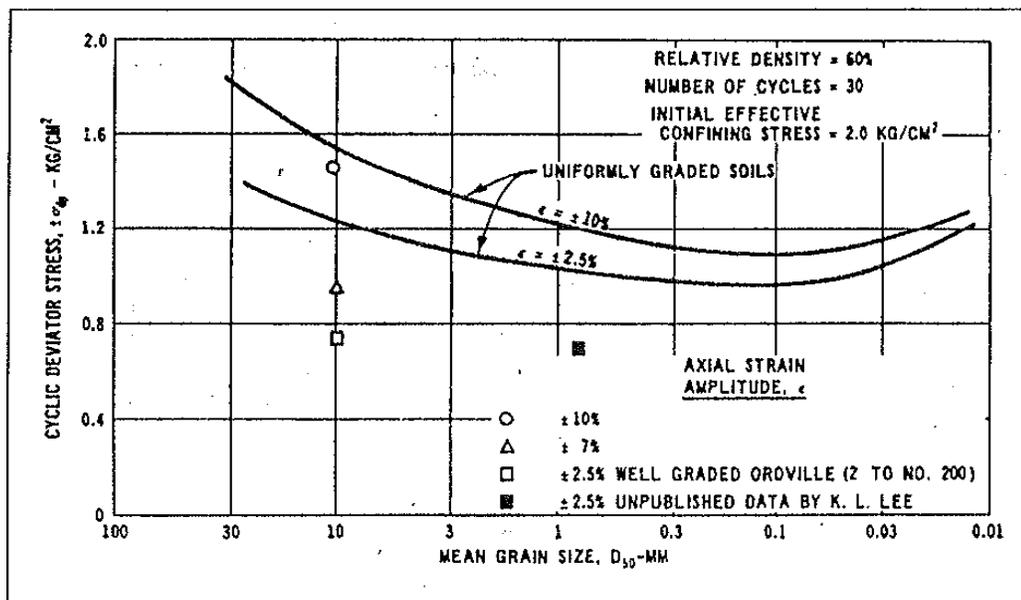


Figura 2.34: Resistencia Cíclica en Suelos Uniformemente Graduados y Bien Graduados (Ref. 28)

De la Figura 2.34 se puede notar que los materiales bien graduados presentan una resistencia cíclica menor, en relación a los materiales uniformemente graduados. Esta aseveración se contrapone con la tendencia a la densificación de un suelo bien graduado al ocupar, las partículas más pequeñas, los huecos que se crean en suelos uniformemente graduados, aumentando la resistencia, problema que debe ser estudiado con más detención.

Grado de Saturación

La resistencia cíclica es evaluada en términos de suelos 100% saturados, ya que esto representa la peor condición en terreno. Sin embargo, en la realidad la condición de 100% de saturación no se tiene siempre, y es probable que sea la condición característica de, por ejemplo, los relaves en pasta o espesados. Es por ello que la Figura 2.35 y Figura 2.36 muestran la resistencia cíclica en arenas de relave parcialmente saturadas para determinar este comportamiento. De las figuras se puede notar que se tiene una mayor resistencia cíclica en los casos parcialmente saturados para arenas con 30% de finos, mientras que para arenas limpias la condición de saturación total arroja mayor resistencia para grandes sollicitaciones cíclicas. Esto debido a que en condición saturada se crean presiones de poros negativas que ayudan a la estabilidad de la probeta, lo que no ocurre en suelos parcialmente saturados.

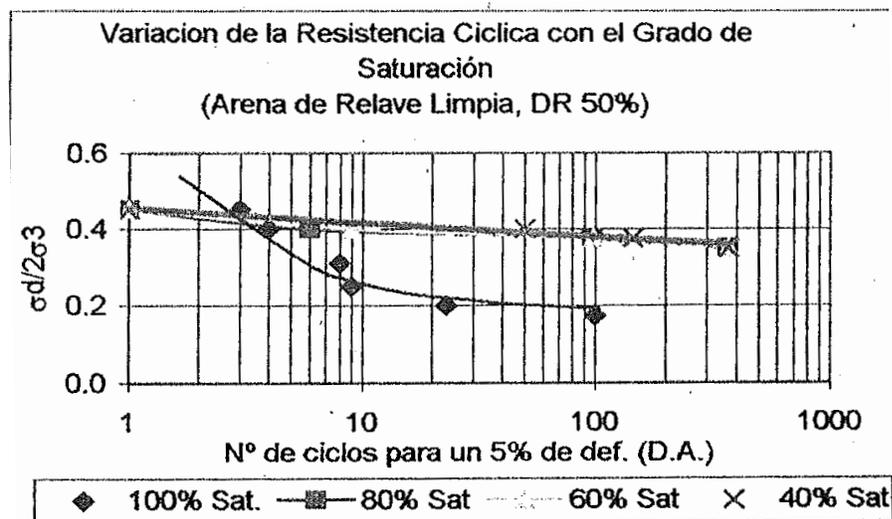


Figura 2.35: Variación de la Resistencia Cíclica con el Grado de Saturación (Arena Limpia) (Ref. 30)

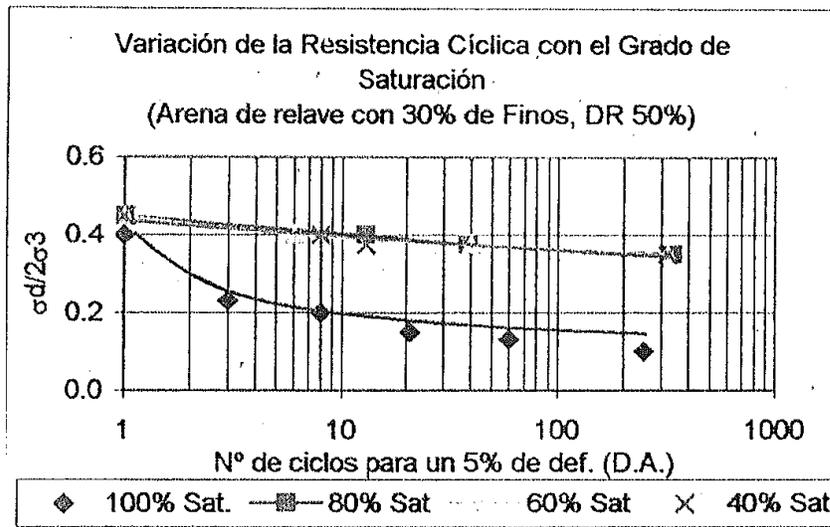


Figura 2.36: Variación de la Resistencia Cíclica con el Grado de Saturación (Arena con 30% de Finos) (Ref. 30)

Contenido de Finos y Plasticidad

La evidencia experimental muestra que tanto arenas limpias como arenas con contenido de finos sufren el fenómeno de licuefacción ante eventos sísmicos. Este aspecto es muy importante de analizar, ya que los relaves integrales poseen alrededor del 50% de finos no plásticos.

Una variable importante que puede revertir los resultados esperados ante un evento sísmico es la plasticidad de los finos. En el año 1980, Ishihara et al. (Ref. 31), realizaron un estudio de resistencia cíclica en arenas de relave (lomas). Los resultados se presentan en la Figura 2.37.

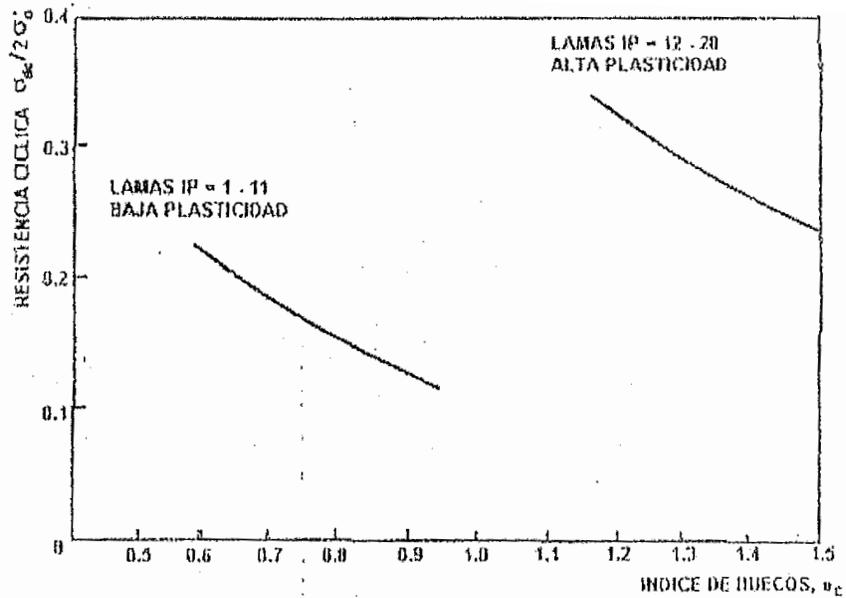


Figura 2.37: Influencia de la Plasticidad de Limos de Arenas de Relave en la Resistencia Cíclica (Ref. 32)

De esta figura se puede ver que para limos de alta plasticidad (IP entre 12 y 28) la resistencia cíclica es mayor que para limos de baja plasticidad (IP entre 1 y 11), a pesar de tener índice de huecos más altos.

Finos Plásticos

La influencia del contenido de finos plásticos ha establecido que éstos tienden a incrementar la resistencia cíclica frente a fenómenos sísmicos, como la mayoría de los estudios han demostrado.

En el año 1983 Seed, Idris y Arango (Ref. 10) realizaron estudios que demuestran que si el contenido de finos arcillosos es mayor al 20%, el suelo no licuará. Estudios realizados por Tokimatsu y Yoshimi (Ref. 33) obtuvieron la misma conclusión. La Figura 2.38 muestra el incremento en la resistencia cíclica cuando el índice de plasticidad de los finos también aumenta.

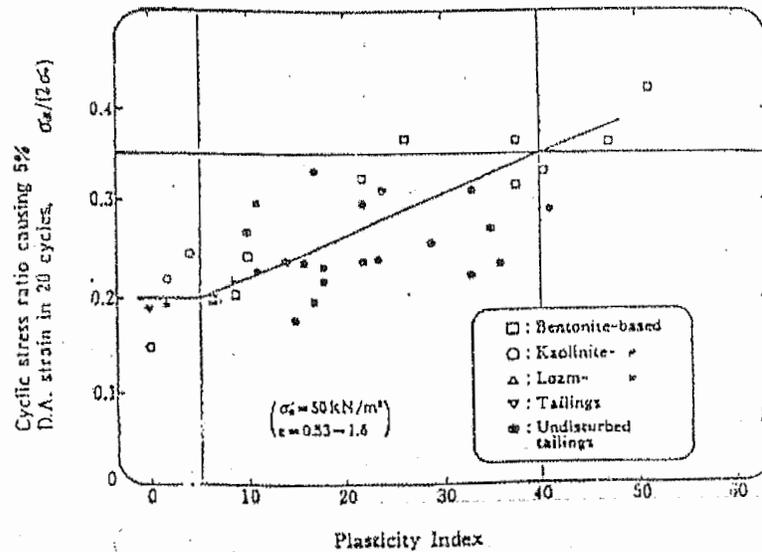


Figura 2.38: Incremento de la Resistencia Cíclica con el Incremento del Índice de Plasticidad (Ref. 34)

Ishihara y Koseki (Ref. 34) indicaron que a pesar de no existir una clara correlación entre el contenido de finos y la resistencia a la licuefacción, el incremento en el índice de plasticidad es consistente con el incremento de ésta. Para los limos del relave integral, se espera obtener un índice de plasticidad nulo a muy bajo, por lo que se situarían en el sector de la curva que presentaría mayor susceptibilidad a la licuación.

Finos No Plásticos

La evidencia de terreno, basada en eventos sísmicos, ha producido resultados contradictorios con respecto al contenido de limos sobre la resistencia a la licuefacción en arenas. Okashi (Ref. 35), observó que durante el terremoto de Nigata en Japón (1964), las arenas cuyo contenido de finos era menor a 10% eran más propensas a licuar. En 1991 Fei (Ref. 36) observó que para el terremoto de Tangshan en China (1976), la resistencia cíclica de suelos limosos aumentó con el contenido de finos. Posteriormente, Tokimatsu y Yoshimi (Ref. 33) concluyeron, mediante un estudio realizado sobre 17 terremotos mundiales, que el 50% de los suelos que presentaron licuefacción poseían contenidos de finos menores que 5%. Las arenas con contenidos de finos mayores a 10% presentaban una resistencia a la licuefacción más grande que las arenas limpias con el mismo número de golpes SPT.

En contraposición, Verdugo (Ref. 37) demostró que el incremento del contenido de finos en arenas de relave produce una disminución de la resistencia cíclica, tal como lo muestra la Figura 2.39.

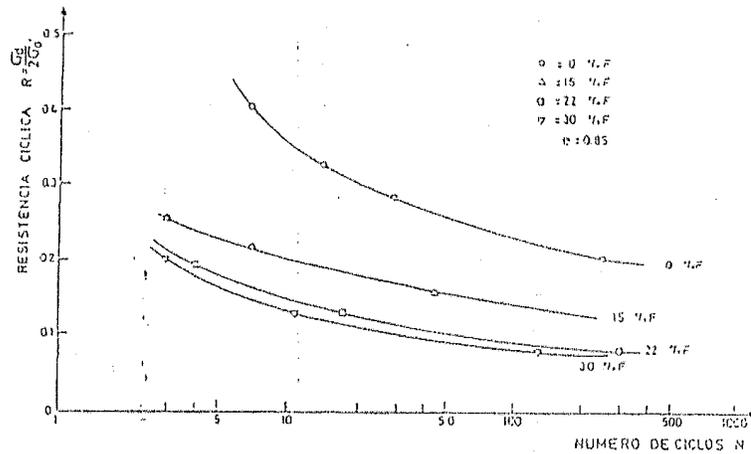


Figura 2.39: Influencia del Contenido de Finos Sobre la Resistencia Cíclica de una Arena de Relave (Ref. 37)

Dobry y Álvarez (Ref. 38), Okusa, Anma y Maikuma (Ref. 39), reportaron casos de tranques de relaves construidos con un 100% de limos que licuaron durante terremotos en Chile y Japón. La principal característica observada fue que los limos poseían baja o nula plasticidad. Okusa, Anma y Maikuma concluyeron además, que los limos que no licuaron estaban bajo la presencia de arcilla que los envolvían, interrumpiendo el contacto grano a grano de ellos, y a la vez, se comportaron como conectores.

Por otra parte, Chang et al. (Ref. 40) mostraron que después de una pequeña reducción, la resistencia cíclica aumenta con el contenido de finos, tal como lo muestra la Figura 2.40. El fino utilizado en este estudio correspondía a un limo de baja plasticidad.

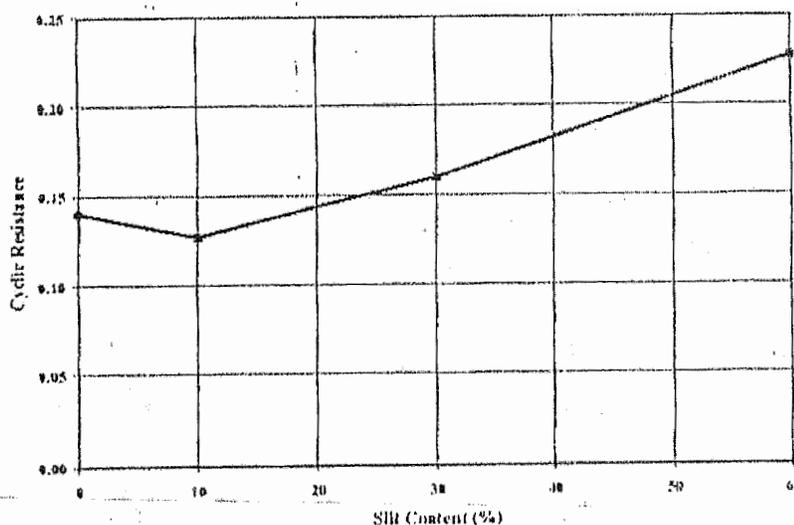


Figura 2.40: Incremento de la Resistencia Cíclica con el Incremento del Contenido de Limo (Ref. 40)

Importante es el caso de Koester (Ref. 41), quien puso en evidencia la disminución de la resistencia a la licuefacción hasta un contenido de finos de 20% para luego aumentar (Figura 2.41).

Viertel (Ref. 13) mostró mediante un estudio que la resistencia cíclica disminuye con el contenido de finos no plásticos, y la densidad relativa crítica aumenta mientras mayor es el contenido de finos (Figura 2.42).

Cabe destacar que los finos utilizados por Viertel y Verdugo son no plásticos, por lo que se puede decir que el aumento de resistencia con el aumento del contenido de finos, sólo es posible si los finos presentan plasticidad.

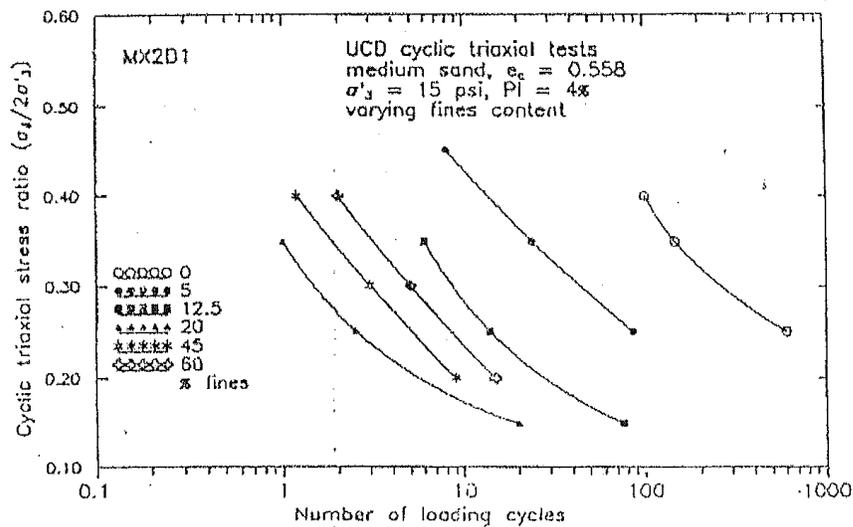


Figura 2.41: Decremento y Posterior Incremento en la Resistencia Cíclica con el Incremento del Contenido de Limo (Ref. 41)

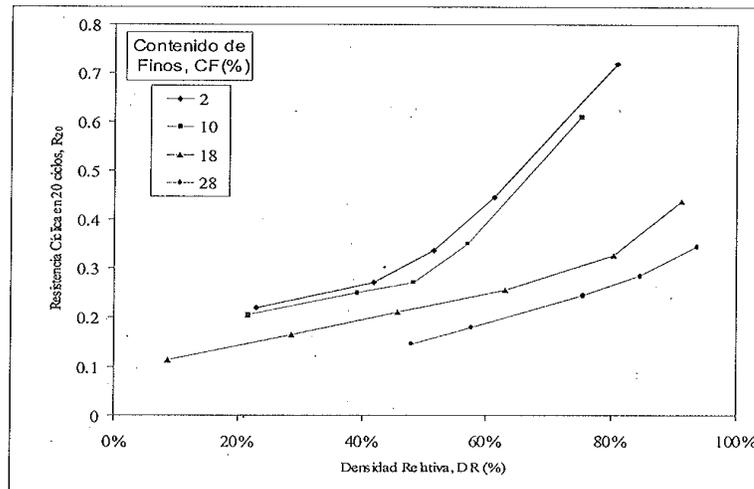


Figura 2.42: Variación de la Resistencia Cíclica con la Densidad Relativa y el Contenido de Finos (Ref. 13)

Efecto del Envejecimiento en la Resistencia Cíclica de Relaves

En el año 1988, Troncoso et al. (Ref. 42) analizaron muestras inalteradas extraídas de dos muros de arena de relaves con el objetivo de estudiar el efecto del envejecimiento de este material. Para este efecto, realizaron ensayos triaxiales cíclicos a muestras con diferentes edades de depositación, comparando los resultados con aquellos obtenidos en muestras reconstituidas en laboratorio.

El criterio de falla utilizado fue el número de ciclos para alcanzar un 5% de deformación en doble amplitud con distintas razones de tensión cíclica R_c . Las muestras inalteradas extraídas del muro poseían 1, 5 y 30 años de depositación, por lo que se trataba de arena relativamente cementada. Los resultados se presentan en la Figura 2.43.

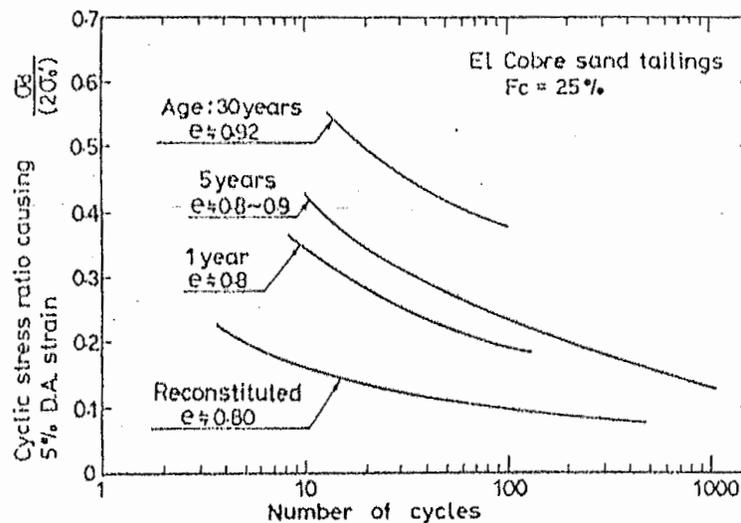


Figura 2.43: Curvas Obtenidas de Ensayos en Muestras Inalteradas y Remoldeadas (Ref. 42)

De los resultados presentados en la Figura 2.43 se puede observar la influencia del período de depositación. Al graficar la razón de esfuerzo cíclico para 20 ciclos de aplicación de la carga y normalizando con respecto a los resultados de muestras reconstituidas en laboratorio de arena depositada recientemente, se obtiene el gráfico ilustrado en la Figura 2.44.

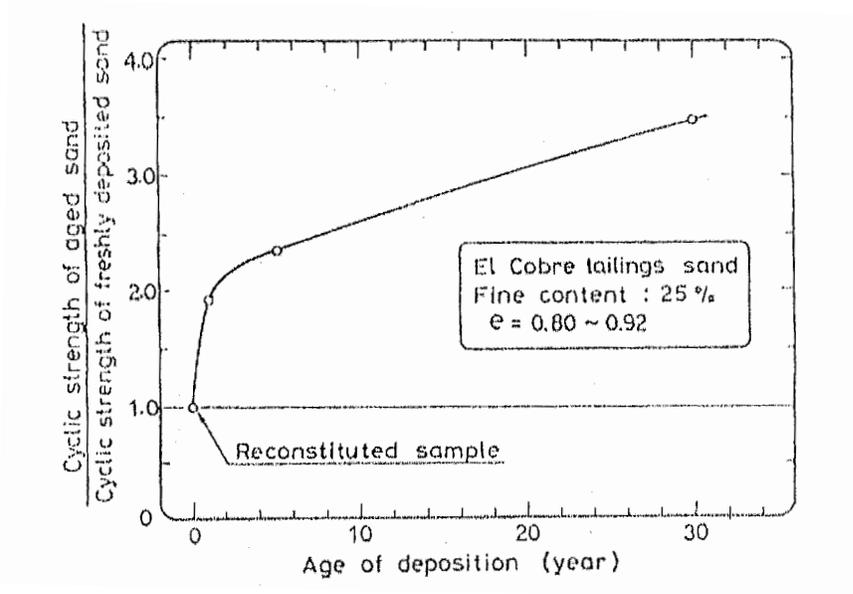


Figura 2.44: Incremento en la Resistencia Cíclica de Muestras Inalteradas Envejecidas Normalizadas con Respecto a Muestras Reconstituidas en Laboratorio (Ref. 42)

3.0 EQUIPOS, METODOLOGÍA Y MATERIALES UTILIZADOS

3.1 PROGRAMA DE ENSAYOS

El programa consta de ensayos índices y de clasificación, como: granulometría, gravedad específica y densidades máximas y mínimas. Se realizaron ensayos granulométricos, densidades máximas y mínimas y gravedad específica a dos muestras representativas de relave integral (slurry). La densidad mínima fue realizada por depositación de material seco sobre un molde de dimensiones conocidas y la máxima fue realizada por medio del método japonés, el cual consiste en golpear lateralmente un molde cilíndrico, de aproximadamente 7 cm de alto y 3 cm de diámetro. Se deposita el relave en 10 capas, y por cada una se aplican 100 golpes.

Se realizaron ensayos triaxiales estáticos en condición no drenada sobre el relave integral (slurry) con muestras preparadas a la densidad natural, es decir, a la densidad obtenida del relave correspondiente a una concentración de sólidos en peso de aproximadamente 55%, completando un total de 6 ensayos a presiones efectivas de cámara de 1, 2, 3, 4, 5 y 6 kg/cm².

También se realizaron un total de 26 ensayos triaxiales cíclicos en condición no drenada. Del total, 20 ensayos se realizaron al material slurry directamente extraído desde la canaleta de relaves (concentración de 55% de sólidos en peso), para presiones de cámara efectivas de 1, 2, 3, 4 y 5 kg/cm². Para cada presión de cámara efectiva se aplicaron 4 distintas razones de tensión cíclica. Los 6 ensayos restantes se realizaron utilizando la confección de probetas remoldeadas, mediante el método de apisonado húmedo (wet tamping), y se ensayaron para presiones de cámara efectiva de 1 y 3 kg/cm², aplicando 3 distintas razones de tensión cíclica.

Adicionalmente, se realizaron dos ensayos de consolidación isotrópica, uno al material saturado (slurry) y otro a una probeta remoldeada. Las presiones de confinamiento efectivas variaron entre los 0,2 y 6 kg/cm².

3.2 DESCRIPCIÓN DE EQUIPO TRIAXIAL ESTÁTICO

Los ensayos triaxiales estáticos se realizaron a deformación controlada. El sistema de carga con el cual opera el equipo es electromecánico. Para la saturación, según sea el caso, y confinamiento de las probetas se utiliza un sistema de aire presurizado, generado por un compresor eléctrico y regulado por válvulas reguladoras.

Los sistemas de medición son digitales e incluyen: celda de carga, transductor de presión de poros y dial de deformación.

Una descripción más detallada de un equipo similar, fue realizada por Pino (Ref. 43), Mora (Ref. 44), Sánchez (Ref. 45) y Díaz (Ref. 46). El modo de empleo de este equipo fue descrito por Sánchez (Ref. 45). La Figura 3.1 muestra el equipo descrito anteriormente.



Figura 3.1: Equipo Triaxial Estático

3.3 DESCRIPCIÓN DE EQUIPO TRIAXIAL CÍCLICO

El equipo utilizado para realizar ensayos cíclicos permite confinar, saturar según sea el caso, consolidar y aplicar cargas cíclicas a las probetas.

El grado de confinamiento y saturación se logran a través de un sistema de aire presurizado, el cual es generado por un compresor eléctrico y a su vez es controlado por válvulas reguladoras. Las cargas cíclicas son aplicadas manualmente por medio de un carro móvil, por lo que las características del equipo permiten realizar ensayos en carga controlada.

El equipo triaxial cíclico dispone de una celda de carga, un dial de deformación y un transductor de presión de poros, los cuales están conectados a un computador que procesa la información que se mide en unidades de voltaje.

Dentro de los principales componentes del equipo se tiene: marco triaxial cíclico (Figura 3.2), unidad eléctrica de medición, panel de saturación y presión de cámara, y compresor eléctrico (Figura 3.3).

El marco triaxial consiste en una estructura metálica donde se puede someter a una probeta a cargas cíclicas y presión de confinamiento mediante equilibrios de fuerzas que se aplican en el marco y en el brazo.



Figura 3.2: Marco Triaxial Estático



Figura 3.3: Equipo Complementario Triaxial Cíclico

3.4 METODOLOGÍA DE ENSAYOS

a) Preparación, Confección y Montaje de Probetas

Como se dijo anteriormente, se utilizaron dos métodos de confección de probetas, correspondientes al ensaye del material de relave integral saturado (slurry) y apisonado húmedo para las muestras remoldeadas.

El método utilizado para la confección de probetas de slurry consistió en colocar la membrana de látex en el cabezal inferior de la celda triaxial, fijada por medio de dos O'rings. El cabezal superior es removido de la celda triaxial para permitir la libre colocación del molde de la probeta, el cual ha sido modificado con dos salidas que permiten la succión de la membrana mediante un compresor.

Luego se procede a colocar una mica con perforaciones entre la membrana y el molde, unida entre sí por hileras de papel de diario, las que son adheridas a la mica mediante una cinta adhesiva, más conocida como "masking tape". Esto permitirá que cuando se llene la cámara con agua, el papel se rompa o por defecto se suelte la cinta adhesiva (Figura 3.4).

Se aplica succión a la membrana para así obtener el diámetro deseado de la probeta de 5 cm. Las perforaciones de la mica permiten que la succión se distribuya en forma homogénea a través de toda la membrana. Luego, mediante un embudo se procede a depositar el material dentro de la membrana hasta completar una altura aproximada de 10,6 cm, y se coloca el cabezal superior sujeto por dos O'rings. Se procede a retirar el molde y a atornillar la manguera que une el cabezal superior a la celda triaxial, para luego aplicar una succión de $0,1 \text{ kg/cm}^2$ por la parte superior e inferior de la probeta mediante un compresor (Figura 3.4).



Figura 3.4: Preparación y Confección de la Probeta

El uso de la mica perforada y la aplicación de $0,1 \text{ kg/cm}^2$ de succión permiten mantener estable la probeta mientras se confecciona y monta, debido a la fluidez que presenta el material.

Manteniendo la probeta estable, se coloca la cubierta acrílica de la celda (cámara triaxial), llenando la cámara con agua y aplicando una presión de $0,1 \text{ kg/cm}^2$ para mantener la estabilidad de ésta (Figura 3.5).



Figura 3.5: Montaje de la Probeta

Las probetas remoldeadas se prepararon mediante el método wet tamping o apisonado húmedo, el que consiste en agregar agua destilada en porcentaje de 10% en peso de la muestra de relave seco, compactando en un total de 5 capas sobre la celda triaxial. La compactación de las capas se realiza en un molde que permite darle las dimensiones de 5 cm de diámetro y 10 cm de alto. Conociendo la densidad a la que se desea confeccionar la probeta y el volumen del molde, se puede determinar el peso de cada capa, con el mismo espesor, a compactar para lograr tal densidad.

El objetivo principal fue obtener en probetas remoldeadas el mismo índice de vacíos después de consolidación de las probetas en slurry, por lo que las probetas se confeccionaron aproximadamente a una densidad relativa de 65%.

Una vez compactada la probeta, se procede a la colocación de la membrana de látex, sujeta a los cabezales por dos O'rings (dos por cada cabezal). La estabilidad y forma de la probeta se mantienen debido a la cohesión aparente dada por la humedad agregada al material. Luego de la colocación de los O'rings, se ensambla la cámara triaxial y se llena con agua en el caso de triaxial estático, o se deja un colchón de aire en el caso de triaxial cíclico. Para finalizar el montaje, se le agregan $0,1 \text{ kg/cm}^2$ de presión de cámara para estabilizar la probeta.

b) Saturación

Para el caso de slurry, debido a que las condiciones del material al ser confeccionada la probeta es de saturación completa o casi completa, no se empleó el proceso de saturación ni aplicación de CO₂ acostumbrado cuando se confeccionan probetas remoldeadas o talladas. La verificación de saturación se realizó aplicando contrapresión y presión de cámara, para luego utilizar el parámetro B de Skempton, cuyo valor mínimo debe ser 0,95.

Para las probetas remoldeadas, se le aplicó CO₂, gas que permite desplazar el aire de los intersticios del material para así saturarlos con agua destilada desaireada. La aplicación de CO₂ se mantuvo por un tiempo aproximado de 30 minutos en cada probeta, y para la saturación se dejó pasar agua destilada a través de la probeta hasta obtener unos 200 ml. Posteriormente, se le aplica presión de cámara y contrapresión (back – pressure) y se calcula el parámetro B de Skempton, el que deber ser, como se dijo antes, mayor o igual a 0,95 (95% de saturación).

c) Consolidación

Los ensayos triaxiales estáticos y cíclicos fueron realizados a distintas presiones de confinamiento efectivas. Para los ensayos estáticos las presiones fueron de 1 a 6 kg/cm² y para los cíclicos de 1 a 5 kg/cm² en slurry y de 1 y 3 kg/cm² para remoldeados. Los ensayos de consolidación isotrópica utilizaron presiones de cámara efectiva de 0,2 a 0,9 kg/cm², de 1, 1,5, 2, 2,5 kg/cm² y de 3 a 6 kg/cm². En todos los casos, la consolidación estaba finalizada cuando la lectura del cambio volumétrico se estabilizara y la presión de poros alcanzara el valor de contrapresión utilizado. Luego de consolidación, la probeta es ensayada en condiciones no drenadas, a una velocidad de 3 ciclos por minuto en el triaxial cíclico y a 0,13 mm/min en el triaxial estático.

d) Evaluación de Índice de Huecos

Verdugo (1996) (Ref. 48) propone un método para evaluar el índice de vacíos una vez terminado el ensayo. Este método consiste en determinar el contenido de agua de la probeta al término del ensayo. A continuación se resumen los pasos a seguir:

- 1) En condición no drenada se libera la contrapresión. Esto se hace para evitar posibles errores originados por la expansión o contracción de las mangueras que conectan a la probeta con la bureta de medición de cambio de volumen.
- 2) Se baja el nivel de la pipeta dentro de la bureta de cambio de volumen lo más bajo posible y se registra dicho nivel como V_i .

- 3) Se abre la válvula de drenaje e incrementa la presión de confinamiento a un valor máximo admisible, dependiendo de la resistencia de la celda triaxial.
- 4) Una vez que la presión de poro ha sido disipada casi totalmente, se cierra la válvula, registrándose el volumen final drenado de la probeta V_f . La presión de cámara se disminuye hasta un valor nulo. La descarga en condición no drenada desarrolla presiones internas negativas (succión) que le permite mantenerse en pie.
- 5) Se desmonta la probeta del marco de carga y de la celda triaxial, retirando el cabezal superior, lo que permite una entrada de aire que endurece la probeta para ser manipulada.
- 6) Secando la membrana de látex cuidadosamente, se procede a retirarla, depositando la probeta en un molde limpio y seco, al cual se ha registrado su peso. Se remueve con un cuchillo o espátula el resto del material adherido a la membrana de látex y a los cabezales superior e inferior.
- 7) Se pesa el recipiente con la probeta húmeda en su interior, registrando su peso como W_m . El recipiente con el material se lleva al horno para su secado. Una vez seco el material se registra su valor como W_d .
- 8) El índice de huecos de la probeta después del ensayo se calcula con la siguiente expresión:

$$e = \frac{(V_f - V_i) + (W_m - W_d)}{W_d} \cdot G_s$$

3.5 CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA DEL RELAVE INTEGRAL UTILIZADO

El material de Relave Integral (slurry) utilizado proviene de la División Andina de Codelco, ubicada aproximadamente a 45 Km. de Santiago, Región Metropolitana. El material fue extraído desde la canaleta de relaves, la que los transporta hasta el Tranque de Relaves Ovejería, antes de pasar por el sistema de ciclones.

El relave integral es el residuo de la roca triturada por molienda convencional y SAG, producido en planta concentradora, por lo que los granos más gruesos presentan forma angulosa. En estado natural, el relave integral presenta un contenido de finos bajo malla

Nº200 de aproximadamente 50%. Los datos de granulometría del material se presentan en la Tabla 3.1.

Tabla 3.1: Granulometría del Relave Integral

Tamiz	Abertura (mm)	% que pasa Muestra 1	% que pasa Muestra 2
4	4,750	100	100
8	2,360	100	100
10	2,000	100	100
30	0,600	99	98
40	0,425	95	94
50	0,300	87	86
100	0,150	66	67
200	0,075	51	52
--	0,035	41	41
--	0,015	30	30
--	0,008	19	19
--	0,004	10	10
--	0,001	1	1

Las propiedades de gradación del material se pueden obtener de los datos entregados en la tabla anterior y se presentan en la Tabla 3.2 y la Figura 3.6.

Tabla 3.2: Propiedades de Gradación del Relave Integral

C.F. (%)	D ₁₀ (mm)	D ₃₀ (mm)	D ₆₀ (mm)	C _u	C _c
51-52	0,004	0,015	0,12	31,6	33,2

Coefficiente de Uniformidad:
$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$$

Coefficiente de Concavidad:
$$C_c = \frac{D_{30}^2}{D_{10} \cdot D_{60}}$$

Debido a la gran cantidad de finos que presenta el material, los diámetros por el cual pasan el 10 y 30 % se obtuvieron mediante ensayo Láser realizado en el Departamento de Geología de la Universidad de Chile.

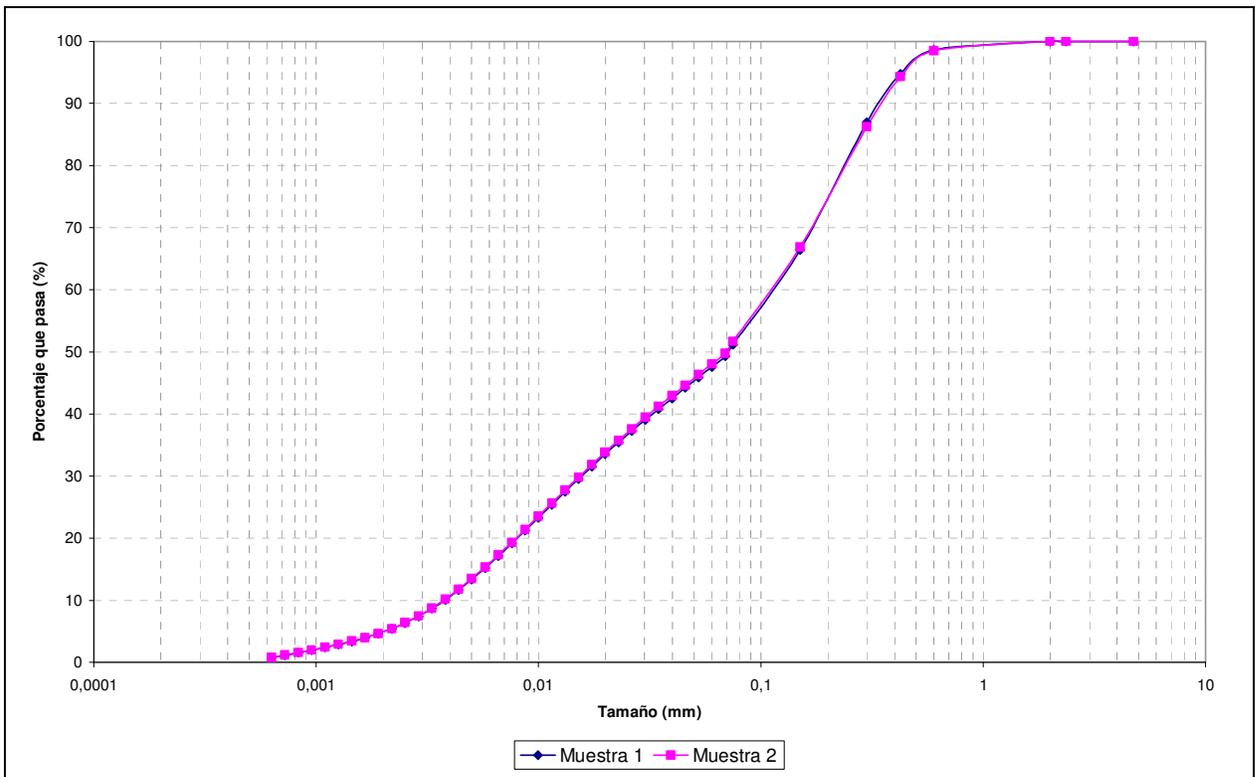


Figura 3.6: Curvas Granulométricas de Relave Integral

Como se puede ver de la Figura 3.6, el contenido de finos del relave integral varía entre 51 – 52%, por lo que según clasificación USCS el material clasifica como un limo.

Para conocer la plasticidad del relave se realizaron ensayos de Límites de Atterberg a una muestra de relave cortada bajo malla N°40, cuyos resultados se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 3.3: Límites de Atterberg Relave Integral

Límite Líquido (%)	Límite Plástico (%)	Índice de Plasticidad (%)
18,1	11,2	7,0

Según estos resultados, el material se puede clasificar como un limo no plástico o limo de baja plasticidad (ML).

Se realizaron ensayos para determinar la propiedad índice de gravedad específica a dos muestras de relave. El rango de G_s está entre 2,768 – 2,774, con un promedio de 2,771.

Para caracterizar la densidad del material, se realizaron ensayos de densidades máximas (JSSMFE) y mínimas (ASTM) a dos muestras del relave integral. Los resultados se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 3.4: Densidades Máxima (JSSFME) y Mínimas (ASTM) Relave Integral

Muestra	$\gamma_{\text{máx}}$ (g/cm ³)	$\gamma_{\text{mín}}$ (g/cm ³)	$e_{\text{máx}}$	$e_{\text{mín}}$
1	1,76	1,03	1,676	0,576
2	1,75	1,04	1,649	0,581

La densidad máxima se obtuvo mediante el método japonés, el que consiste en depositar el material seco en 10 capas uniformes en espesor en un molde con dimensiones conocidas, dando 100 golpes por cada capa.

La densidad mínima se obtuvo mediante el procedimiento de la norma ASTM, el que consiste en depositar el material mediante un embudo de papel desde donde se deja caer sobre un molde de volumen conocido.

De los resultados mostrados en la Tabla 2.1, se utilizará el valor de densidad máxima alcanzado independiente de la muestra, la que corresponde a 1,76 g/cm³ y un índice de vacíos mínimo de 0,576. El mismo criterio aplica para la densidad mínima, correspondiendo a 1,03 g/cm³ e índice de vacíos máximo de 1,676.

Cifuentes (Ref. 47) obtuvo densidades máximas y mínimas de 1,586 y 1,087 t/m³ respectivamente, utilizando los mismos métodos de ensaye. Sin embargo, el contenido de finos del material fue de un 56%, mayor al 51 o 52% arrojado para el material en estudio de la presente memoria. Estas pequeñas diferencias se asocian a las diferencias mostradas en los valores de las densidades máximas y mínimas de obtenidas por Cifuentes.

4.0 ANÁLISIS DE RESULTADOS DE LABORATORIO

4.1 ENSAYOS TRIAXIALES ESTÁTICOS

Se realizaron 6 ensayos triaxiales estáticos no drenados isotrópicamente consolidados para obtener la resistencia residual S_u y la línea de estado último para el material de relave integral saturado (slurry). Como se vio en el Capítulo 3.5, el contenido de finos del material es 51-52%.

Los ensayos triaxiales estáticos en condición no drenada se realizaron en deformación controlada, a una velocidad de deformación de 0,13 mm/min hasta llegar a una deformación del 20%. Las presiones de cámara, contrapresión y cámara efectiva a las cuales fueron ensayadas las probetas se presentan en la Tabla 4.1.

Tabla 4.1: Presiones Aplicadas a Ensayos Triaxiales Estáticos

Presión de Cámara, σ_0 (kg/cm ²)	Contrapresión (kg/cm ²)	Presión de Cámara Efectiva, σ_0' (kg/cm ²)
3,0	2,0	1,0
4,0		2,0
5,0		3,0
6,0		4,0
7,0		5,0
7,0	1,0	6,0

Los resultados de los ensayos triaxiales estáticos ensayados en condición no drenada y el índice de huecos e , obtenido después de consolidación se muestran en la Tabla 4.2. A partir de estos valores se puede obtener la línea de estado último y la curva de consolidación isotrópica en el plano $e - \log(p')$. La Figura 4.1 muestra esta última curva y la Figura 4.2 la LEU (línea de estado último) en el plano $q'-p'$.

Tabla 4.2: Resultados Ensayos Triaxiales Estáticos

Presión de Cámara Efectiva, σ_0' (kg/cm ²)	Índice de Huecos, e	q' (kg/cm ²)	p' (kg/cm ²)
1,0	0,569	0,321	0,408
2,0	0,572	0,587	0,874
3,0	0,522	0,845	1,227
4,0	0,510	1,273	1,850
5,0	0,503	2,109	3,296
6,0	0,481	2,972	4,298

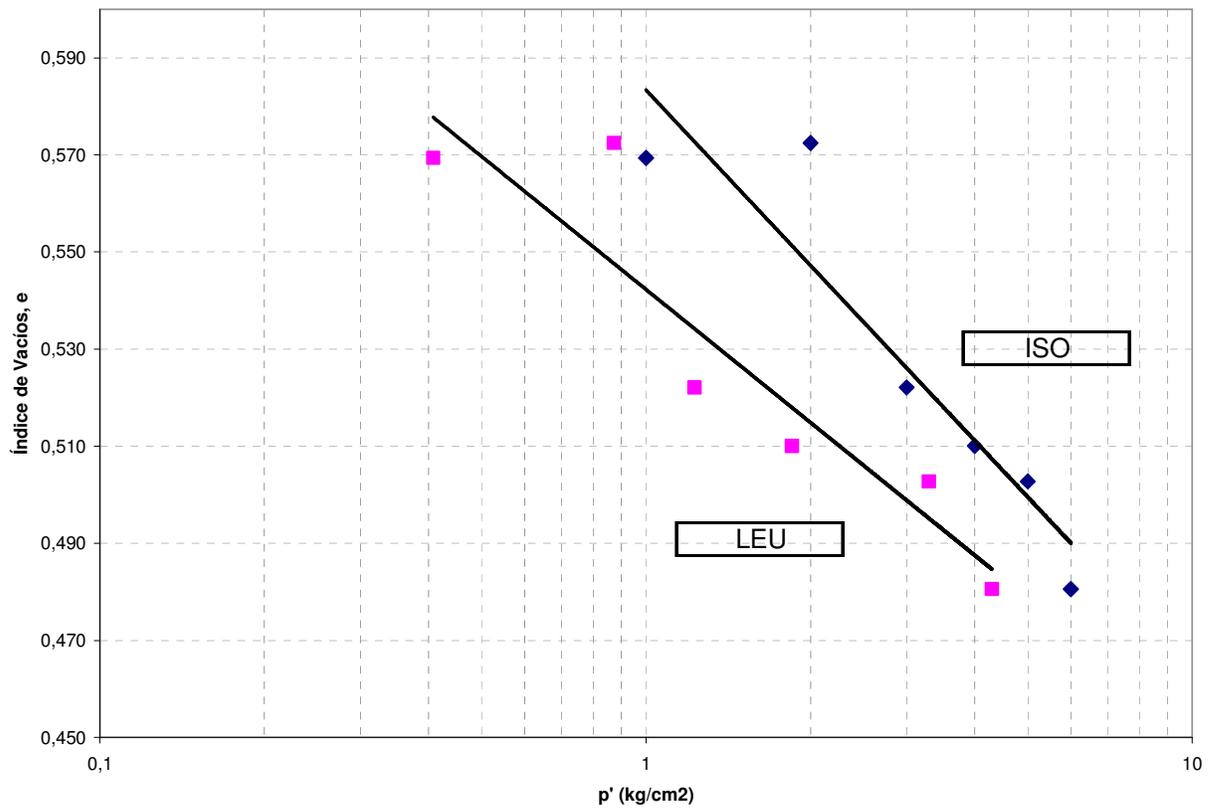


Figura 4.1: Curvas de Estado Último y Consolidación Isotrópica en Gráfico e-log(p')

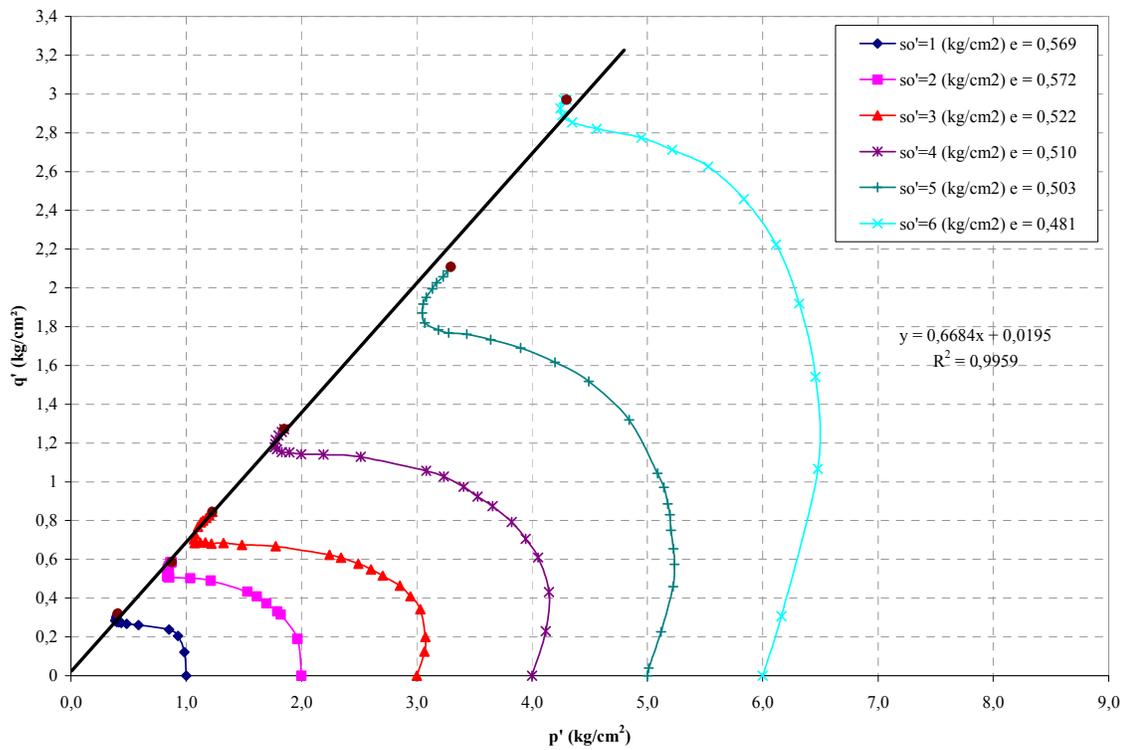


Figura 4.2: Curva de Estado Último en el Plano q' - p'

Los resultados detallados de los ensayos triaxiales estáticos se pueden encontrar en el Capítulo 7.3.

De la Figura 4.2 se puede apreciar claramente una respuesta contractiva para todos los estados iniciales de presión de confinamiento y densidad de las probetas ensayadas. Este aspecto también se puede observar en la Figura 4.3 en donde la presión de poros es siempre creciente y positiva mientras aumenta la deformación, característica de un comportamiento contractivo. Siguiendo con la Figura 4.2, se aprecia que el material posee un valor muy bajo a nulo de cohesión, lo que es consistente con la naturaleza no plástica y clasificación (limo de baja plasticidad) del relave. Por otro lado se tiene que la pendiente de la LEU en el plano $q' - p'$ es $M = 0,668$, correspondiente a un ángulo de fricción inter granular de $\phi = 33^\circ$. Se puede definir entonces la línea de estado último en el plano $q'-p'$ como sigue:

$$q' = 0,668 \cdot p' + 0,019$$

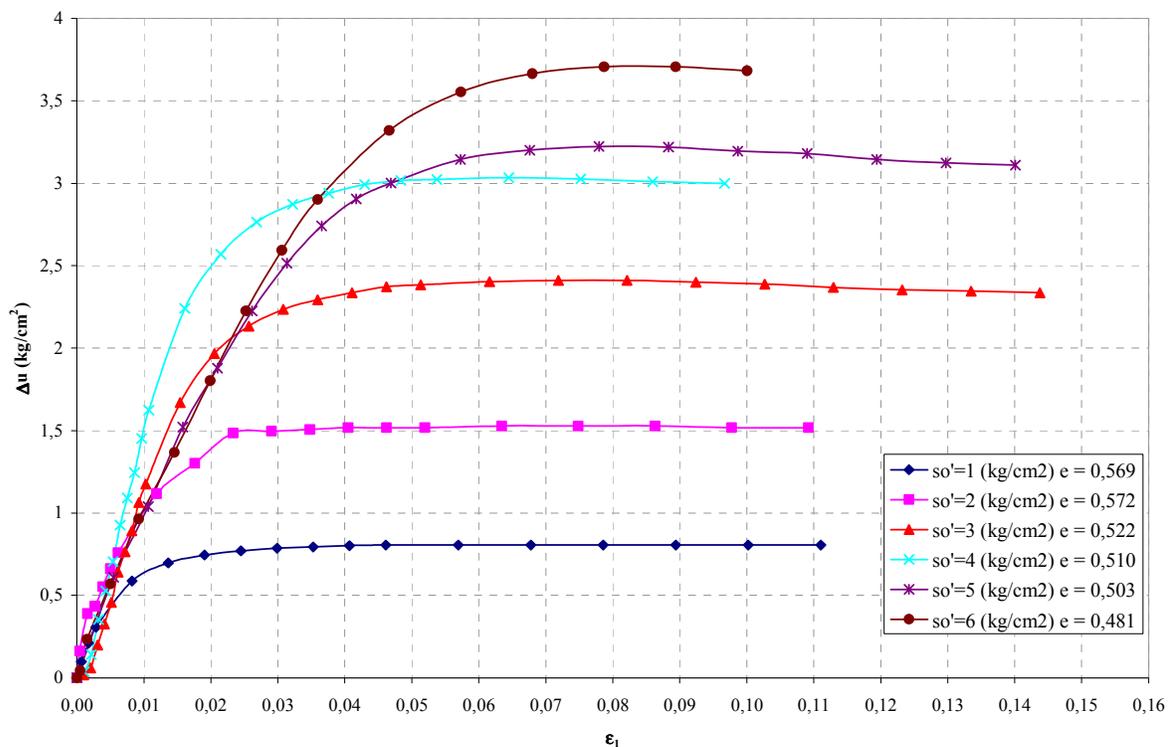


Figura 4.3: Gráfico Variación de Presión de Poros v/s Deformación Axial

La resistencia no drenada residual generalmente es llamada S_u y es utilizada en los análisis o diseños en tensiones totales, como por ejemplo el diseño de un depósito de relaves, en que es necesaria para obtener el ángulo de inclinación del depósito para

que éste sea seguro dada la condición de saturación y cargas solicitantes rápidas. La Figura 4.4 muestra la relación entre la resistencia no drenada y la presión de confinamiento efectiva S_u v/s σ_0' .

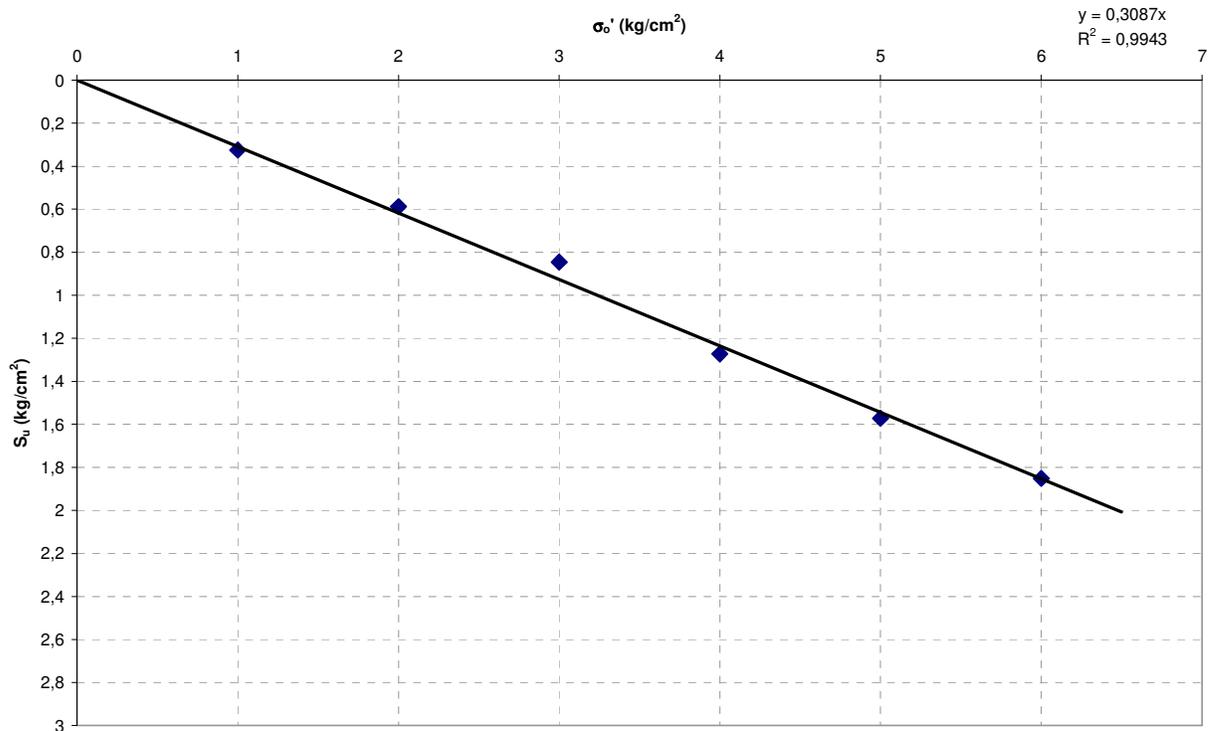


Figura 4.4: Resistencia Residual No Drenada v/s Presión de Confinamiento Efectiva

Se puede observar de la Figura 4.4 que se cumple una relación lineal entre la resistencia residual no drenada S_u y la presión de Confinamiento Efectiva σ_0' , sin presentar quiebre alguno en ningún punto de la curva. La relación entre la resistencia no drenada y tensión de confinamiento efectiva para este material se puede definir como sigue:

$$S_u = 0,31 \cdot \sigma_0'$$

4.2 ENSAYOS TRIAXIALES CÍCLICOS

Para el estudio de la resistencia cíclica del material, se realizaron 26 ensayos triaxiales cíclicos no drenados consolidados isotrópamente. Dentro del total, 20 ensayos corresponden al material de relave integral saturado (slurry) y 6 ensayos a probetas remoldeadas. Para los ensayos en slurry, se consideraron presiones efectivas de cámara de 1, 2, 3, 4 y 5 kg/cm² para 4 distintas razones de tensiones cíclicas R_c . Para

el caso de las probetas remoldeadas, las presiones de cámara efectivas fueron de 1 y 3 kg/cm² para tres R_c distintos. La frecuencia fue de 3 ciclos/min. Los criterios de falla escogidos fueron de 100% de presión de poros, 5 y 10% de deformación en D.A. (doble amplitud). Los resultados se muestran en las siguientes tablas.

Tabla 4.3: Resultados Ensayos Triaxiales Cíclicos en Probetas Confeccionadas con Slurry

Probetas Confeccionadas Con Material Slurry					
Presión de Cámara Efectiva, σ_0' (kg/cm ²)	Índice Huecos, e	R _c	N° ciclos 100% P.P.	N° ciclos 10% D.A	N° ciclos 5% D.A
1	0,582	0,175	67	61	58
	0,578	0,205	22	16	14
	0,558	0,225	14	8	7
	0,603	0,260	10	5	2
2	0,531	0,165	51	45	43
	0,536	0,175	33	28	26
	0,530	0,200	17	11	10
3	0,491	0,160	62	55	52
	0,526	0,165	33	29	27
	0,517	0,250	8	1	0,5
4	0,501	0,150	73	70	69
	0,504	0,165	25	19	17
	0,509	0,190	10	9	6
5	0,479	0,140	85	79	77
	0,495	0,155	31	8	5
	0,470	0,160	23	4	2
	0,483	0,185	9	1	0,5

Resultados Ensayos Triaxiales Cíclicos en Probetas Remoldeadas

Probetas Remoldeadas					
Presión de Cámara Efectiva, σ_0' (kg/cm ²)	Índice Huecos, e	R _c	N° ciclos 100% P.P.	N° ciclos 10% D.A	N° ciclos 5% D.A
1	0,578	0,190	32	34	31
	0,593	0,210	18	13	11
	0,590	0,230	9	6	5
3	0,524	0,150	43	42	41
	0,499	0,160	22	23	22
	0,570	0,185	8	9	8

En el Capítulo 7.4 se adjuntan los resultados de los ensayos triaxiales cíclicos, tanto para probetas confeccionadas con (slurry) como remoldeadas.

En las siguientes figuras se grafican los resultados obtenidos para estos ensayos.

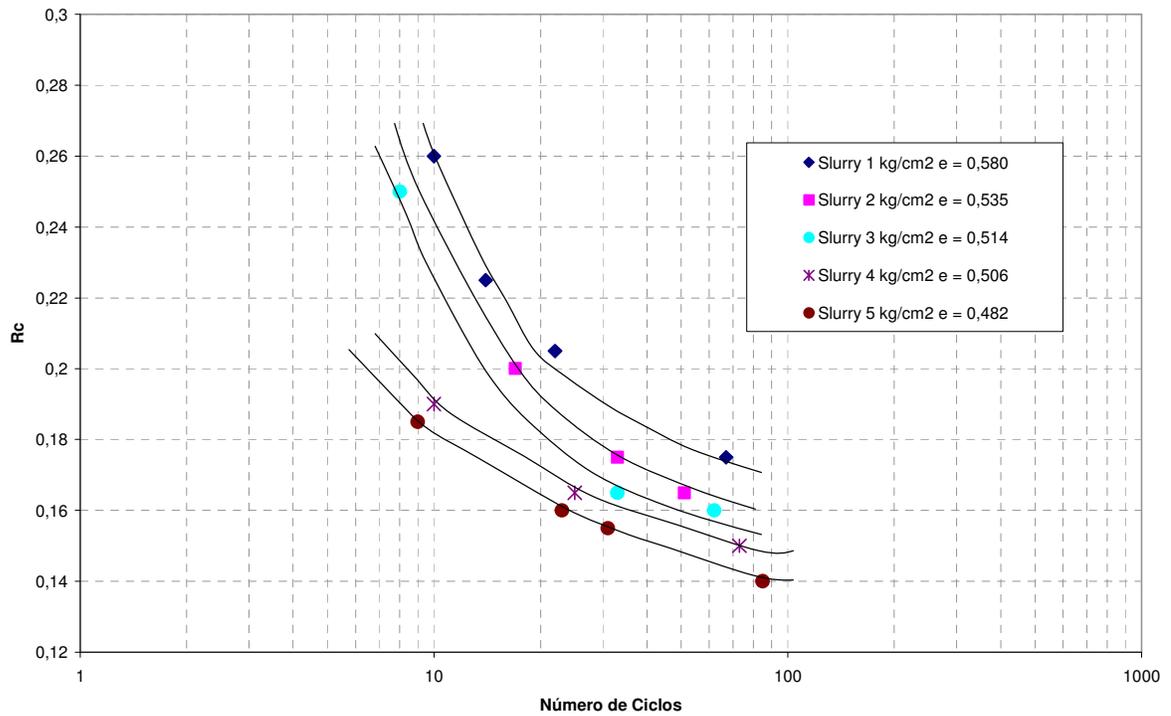


Figura 4.5: Curvas de Resist. Cíclica, Criterio de Falla de 100% de P.P. Probetas Slurry

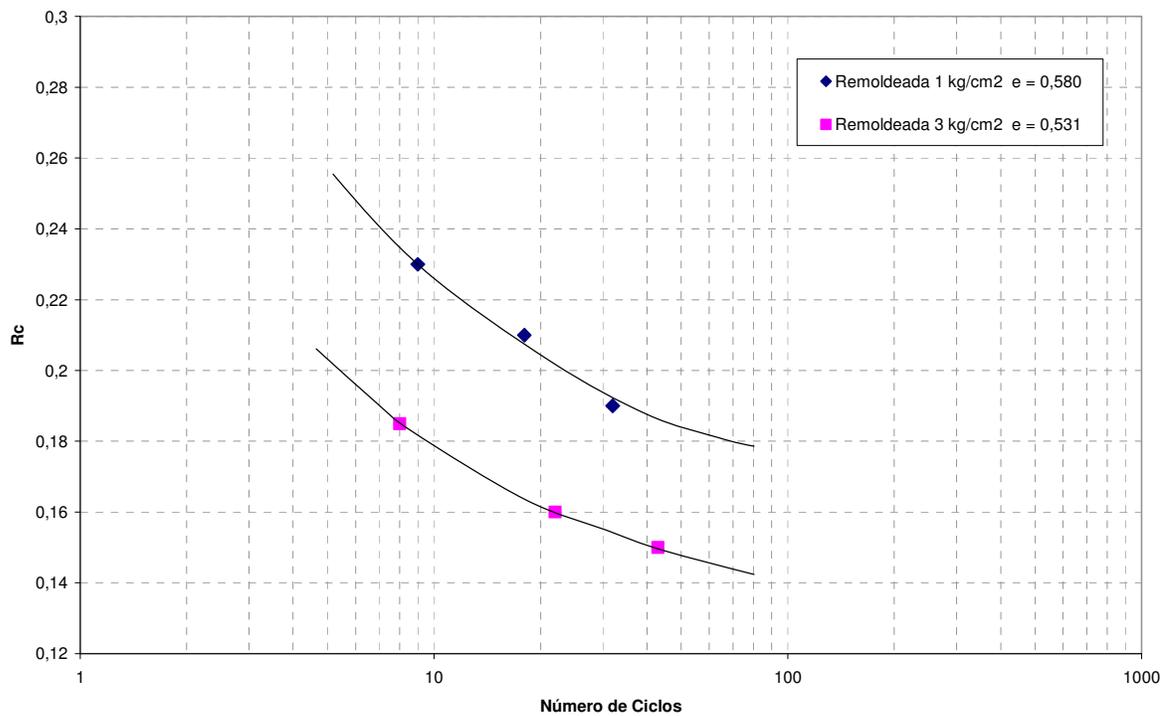


Figura 4.6: Curvas de Resist. Cíclica, Criterio de Falla de 100% de P.P. Probetas Remoldeadas

De la Figura 4.5 y Figura 4.6 se nota claramente que las curvas de resistencia cíclica para el método de confección de probetas de slurry, son cuasi – paralelas o no se cruzan entre ellas, al igual que para las probetas remoldeadas. Sin embargo, se tiene que las curvas comparables de 1 y 3 kg/cm² de slurry y remoldeadas se cruzan entre sí, estando las remoldeadas en su mayor parte por debajo de las curvas de resistencia cíclica de slurry.

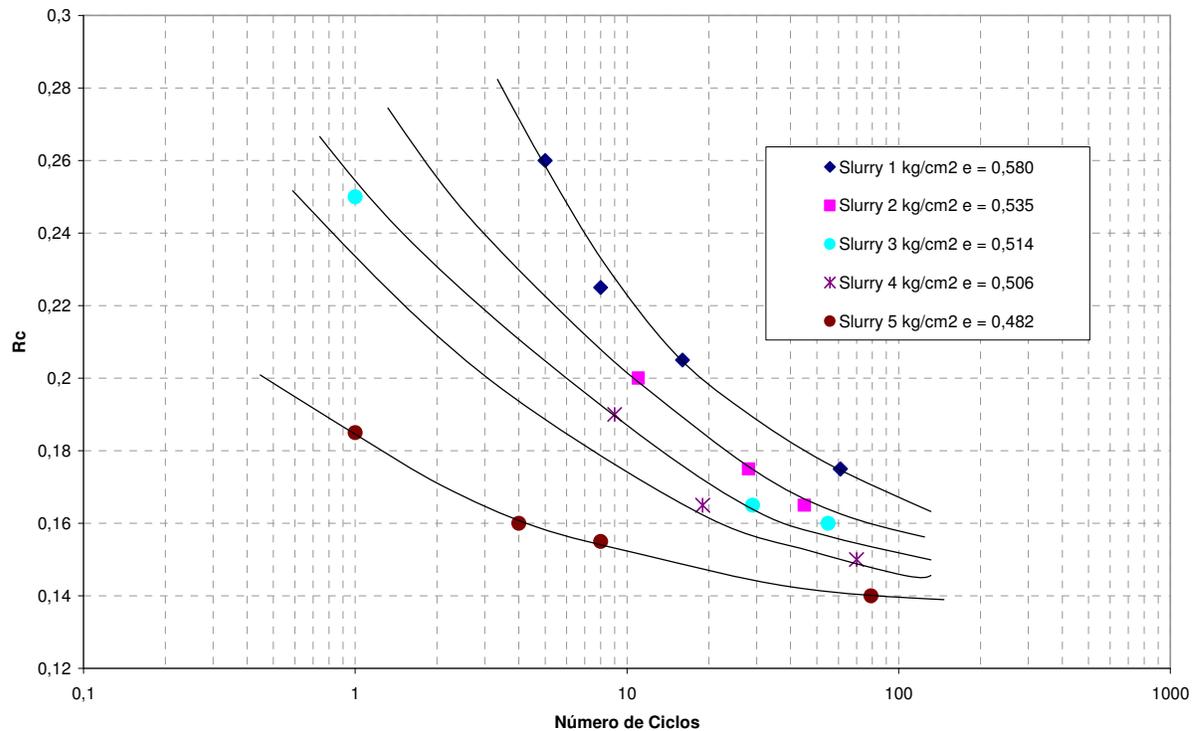


Figura 4.7: Curvas de Resist. Cíclica, Criterio de Falla 10% de Deformación D.A. Probetas Slurry

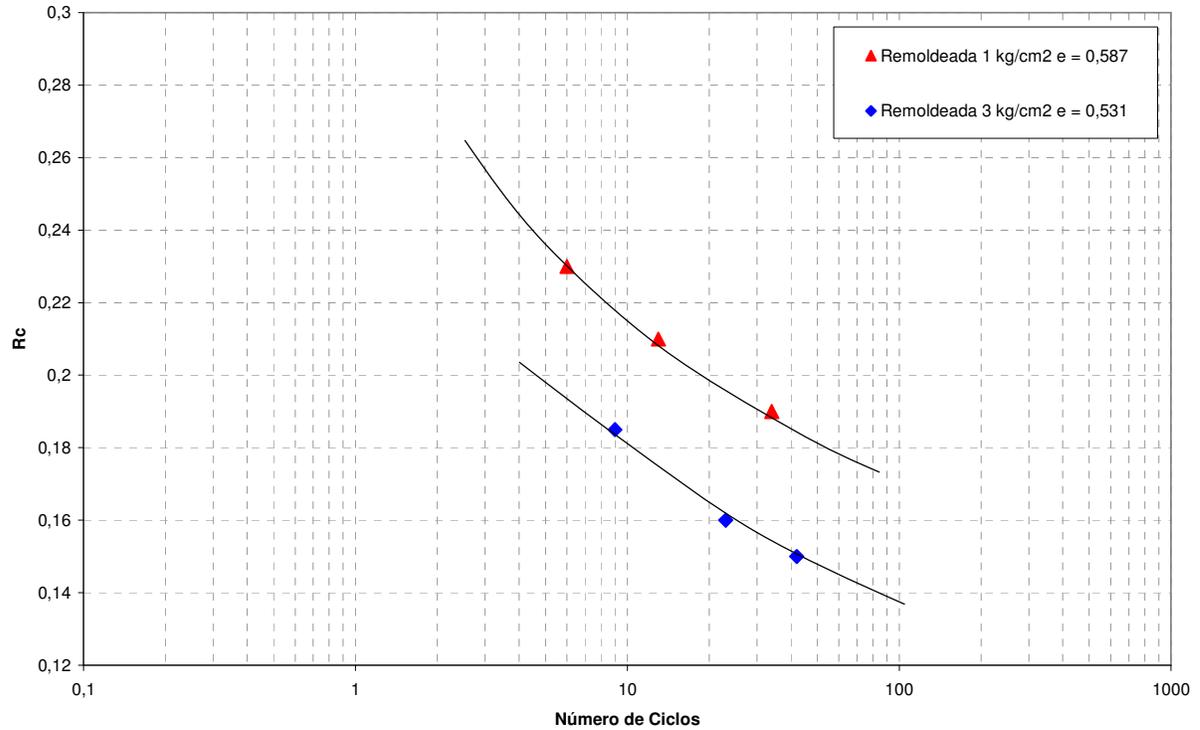


Figura 4.8: Curvas de Resist. Cíclica, Criterio de Falla 10% de Deformación D.A. Probetas Remoldeadas

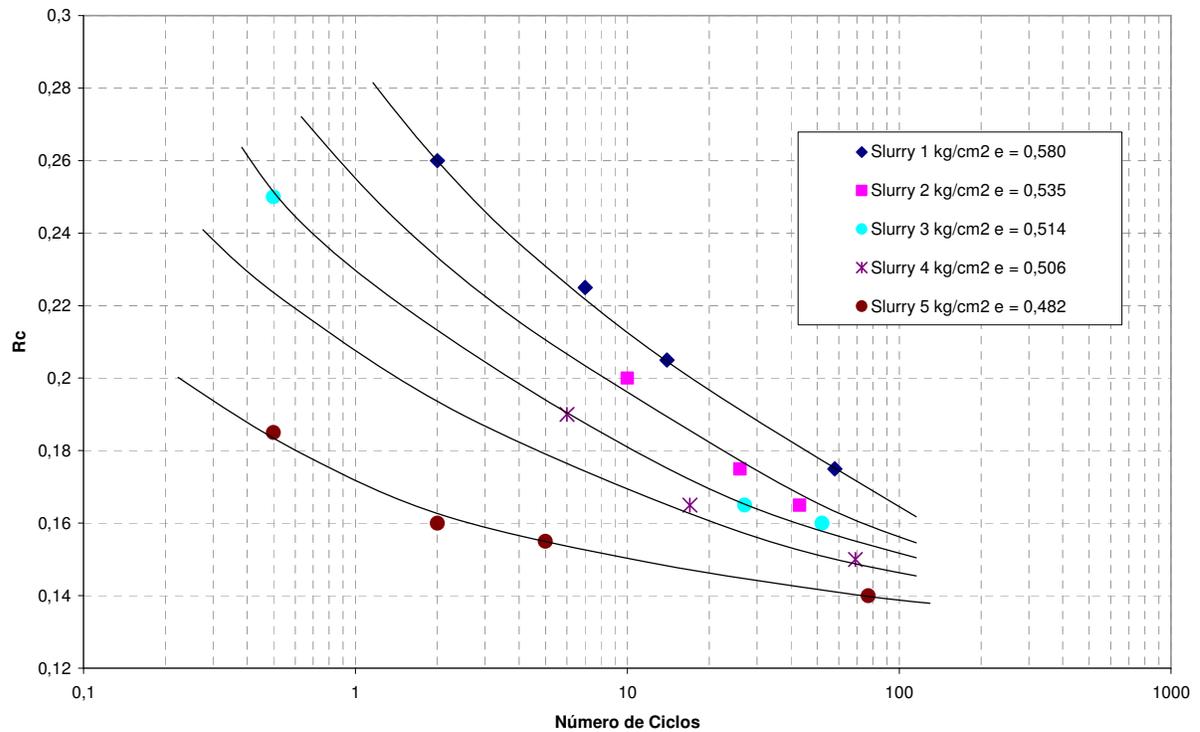


Figura 4.9: Curvas de Resist. Cíclica, Criterio de Falla 5% de Deformación D.A. Probetas Slurry

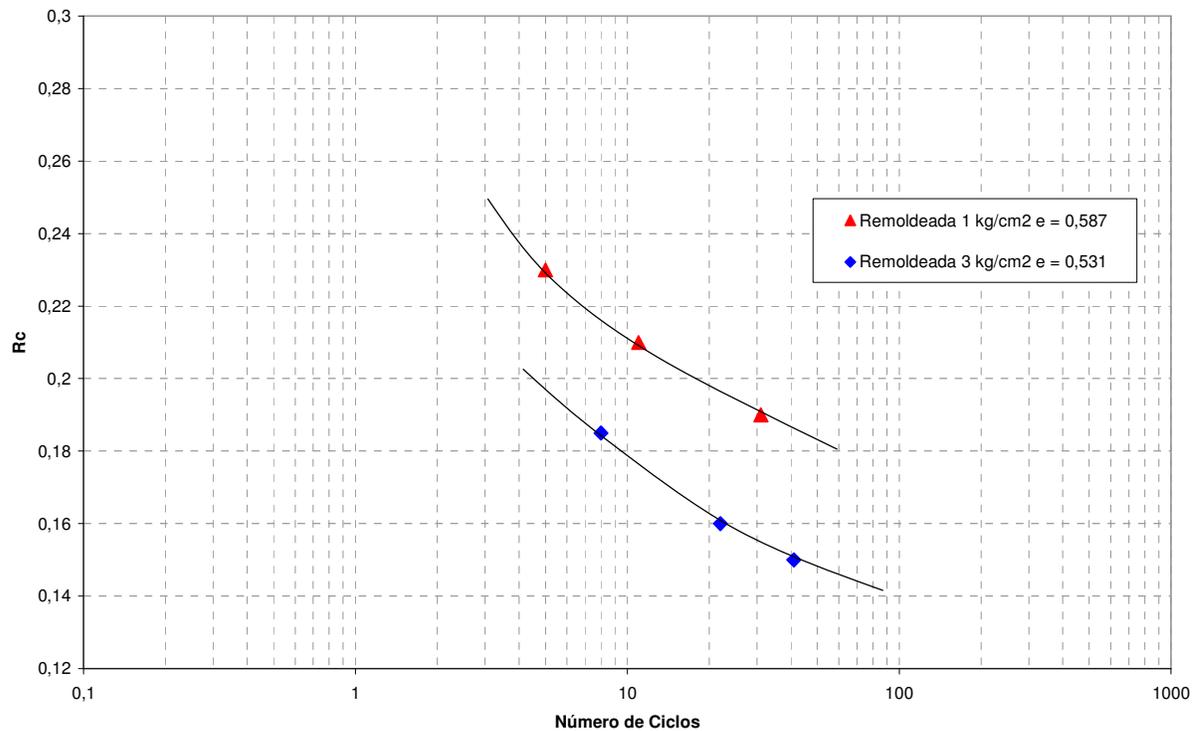


Figura 4.10: Curvas de Resist. Cíclica, Criterio de Falla 5% de Deformación D.A. Probetas Remoldeadas

Cabe destacar que las probetas remoldeadas se confeccionaron a una densidad relativa de 65%, con el fin de que el índice de vacíos final (después de consolidación) resultara igual o muy similar a los índices de vacíos obtenidos de los ensayos triaxiales cíclicos y estáticos en muestras de relave integral saturado slurry. Con el fin de verificar esto, se realizaron ensayos de consolidación isotrópica a una muestra de slurry y otra para una probeta remoldeada. Los resultados se muestran en la Figura 4.14.

De las Figura 4.7 a Figura 4.10 se puede apreciar que las curvas de resistencia cíclica para slurry son cuasi paralelas y no existen cruces entre ellas, ocurriendo lo mismo para el caso de las remoldeadas. Sin embargo entre las curvas de slurry y probetas remoldeadas se pueden observar ciertos cruces entre ellas. Si bien existen cruces entre estas curvas, se puede apreciar que las curvas de presión de confinamiento efectiva de 1 kg/cm² para probetas remoldeadas y de slurry son muy parecidas y casi superpuestas, observándose cierta diferencia ocasionada por la pequeña dispersión de los datos obtenidos. Para la presión efectiva de confinamiento de 3 kg/cm², se puede apreciar que la curva de resistencia cíclica correspondiente a las probetas remoldeadas se encuentra en general entre las curvas de 3 y 4 kg/cm² de probetas confeccionadas con slurry.

En general, se puede observar que la resistencia cíclica para probetas confeccionadas con slurry, es mayor para el criterio de falla de aumento de 100% de presión de poros y la menor se tiene para 5% de deformación en D.A. Para el caso de las probetas remoldeadas se tiene que en general la mayor resistencia cíclica se tiene para el criterio de falla de 10% de deformación en D.A. y la menor para 5% de deformación en D.A. Para mostrar en forma gráfica lo dicho anteriormente, se graficó la resistencia R_{20} (resistencia para 20 ciclos de carga y descarga), para los criterios de diseño descritos y ambos tipos de confección de probetas (Figura 4.11, Figura 4.12 y Figura 4.13).

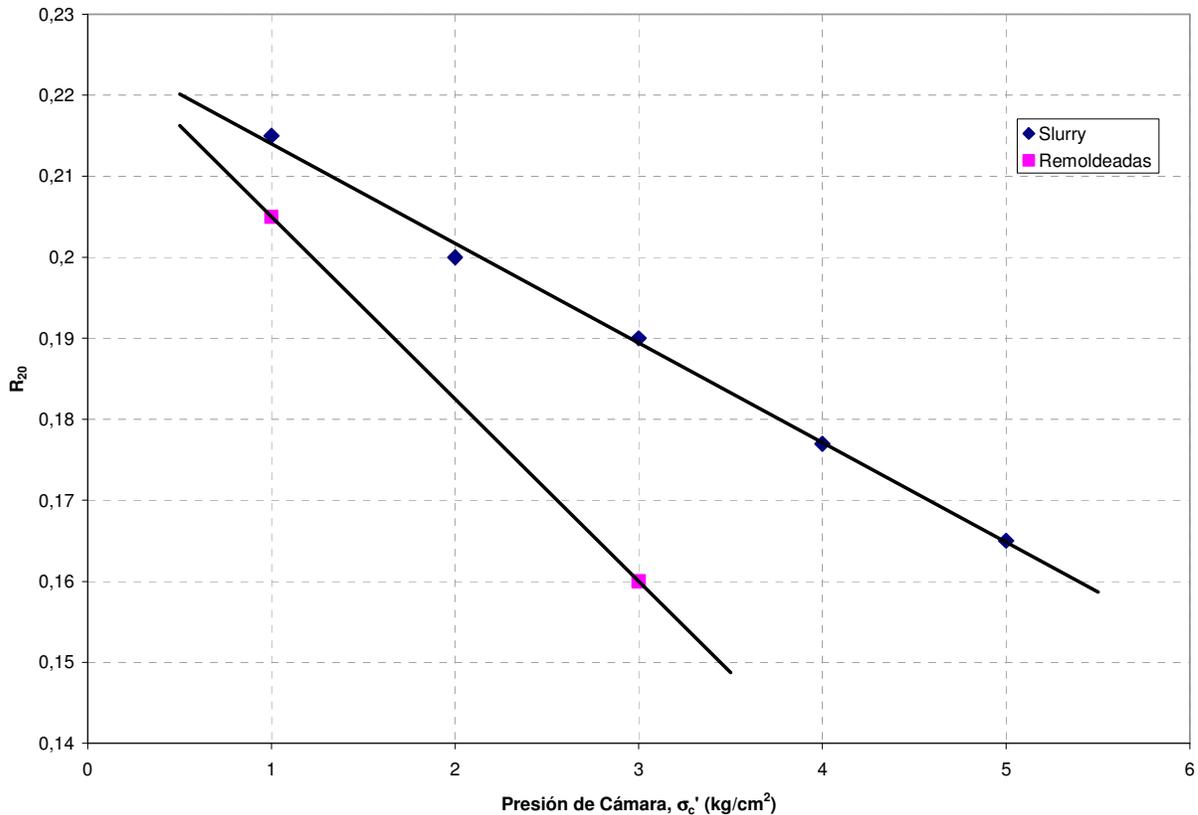


Figura 4.11: Resistencia R_{20} para Criterio de Falla de Aumento de 100% de P.P. para Probetas Slurry y Remoldeadas

Para el criterio de aumento de 100% de presión de poros se tiene que la resistencia cíclica R_{20} es mayor para las probetas de slurry. También se puede observar que a medida que la presión de confinamiento aumenta, la resistencia para probetas remoldeadas disminuye en mayor magnitud que la resistencia en probetas slurry.

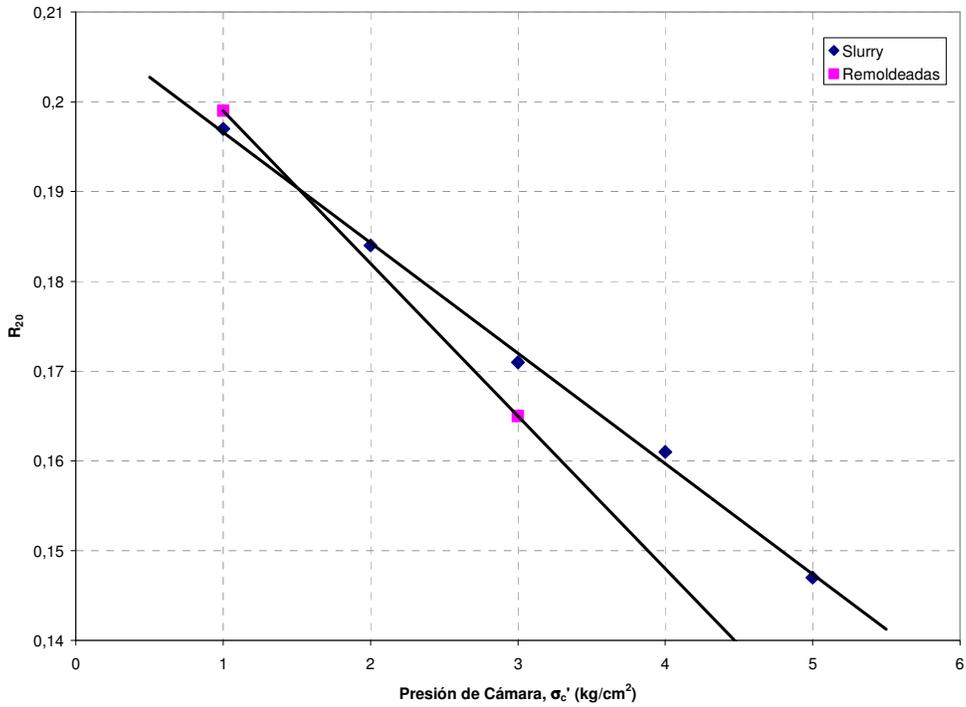


Figura 4.12: Resistencia R_{20} para Criterio de Falla de 10% de Deformación en D.A. para Probetas Slurry y Remoldeadas

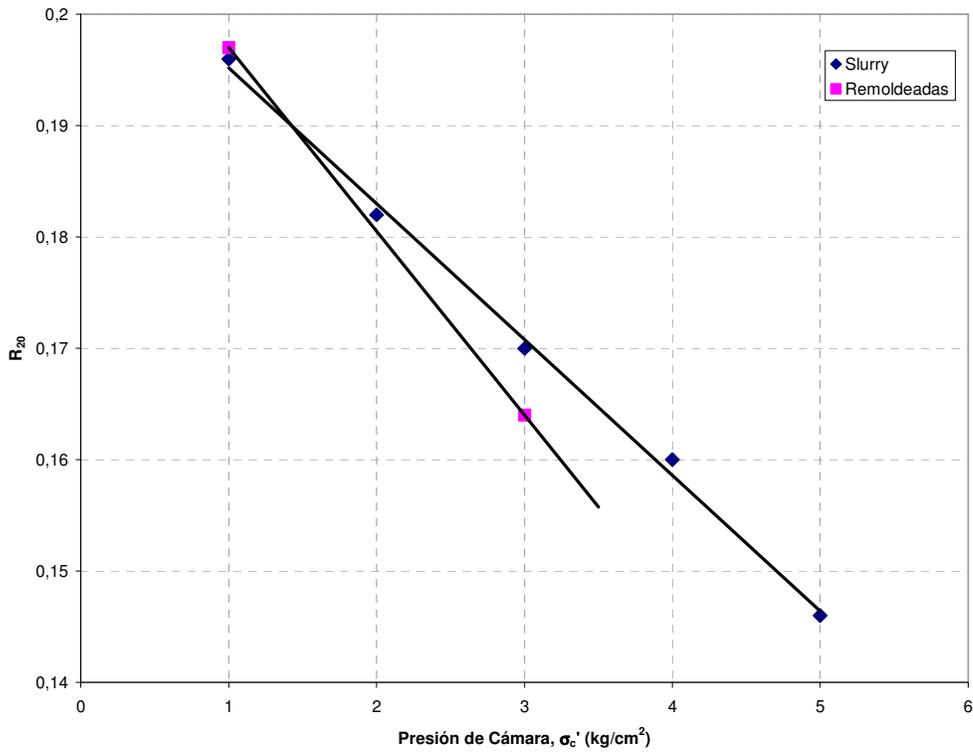


Figura 4.13: Resistencia R_{20} para Criterio de Falla de 5% de Deformación en D.A. para Probetas Slurry y Remoldeadas

De estas dos últimas figuras se nota que la resistencia R_{20} para pequeñas presiones de confinamiento (entre 1,0 y 1,5 kg/cm^2 aproximadamente) para probetas remoldeadas resulta mayor que para las probetas confeccionadas con slurry, si se consideran los criterios de deformación en doble amplitud. Después de esta presión límite (aproximadamente 1,5 kg/cm^2), los valores de resistencia cíclica disminuyen para las probetas remoldeadas siendo menores que la resistencia cíclica de las probetas de slurry.

Para determinar la comparabilidad de los ensayos con estos dos métodos de confección de probetas, la Figura 4.14 muestra los índices de vacíos después de consolidación para probetas remoldeadas a 65% de D.R. y confeccionadas con slurry. Se observa que para los ensayos de consolidación isotrópica obtenidos, las curvas ISO son muy parecidas, presentando muy poca dispersión. En esta figura también se grafican los índices de vacíos e , obtenidos de los ensayos triaxiales cíclicos para las probetas confeccionadas en slurry y remoldeadas a 65% de D.R., las cuales también muestran muy poca diferencia o dispersión. Por lo tanto, se puede decir que los ensayos en probetas remoldeadas y confeccionadas con slurry son comparables.

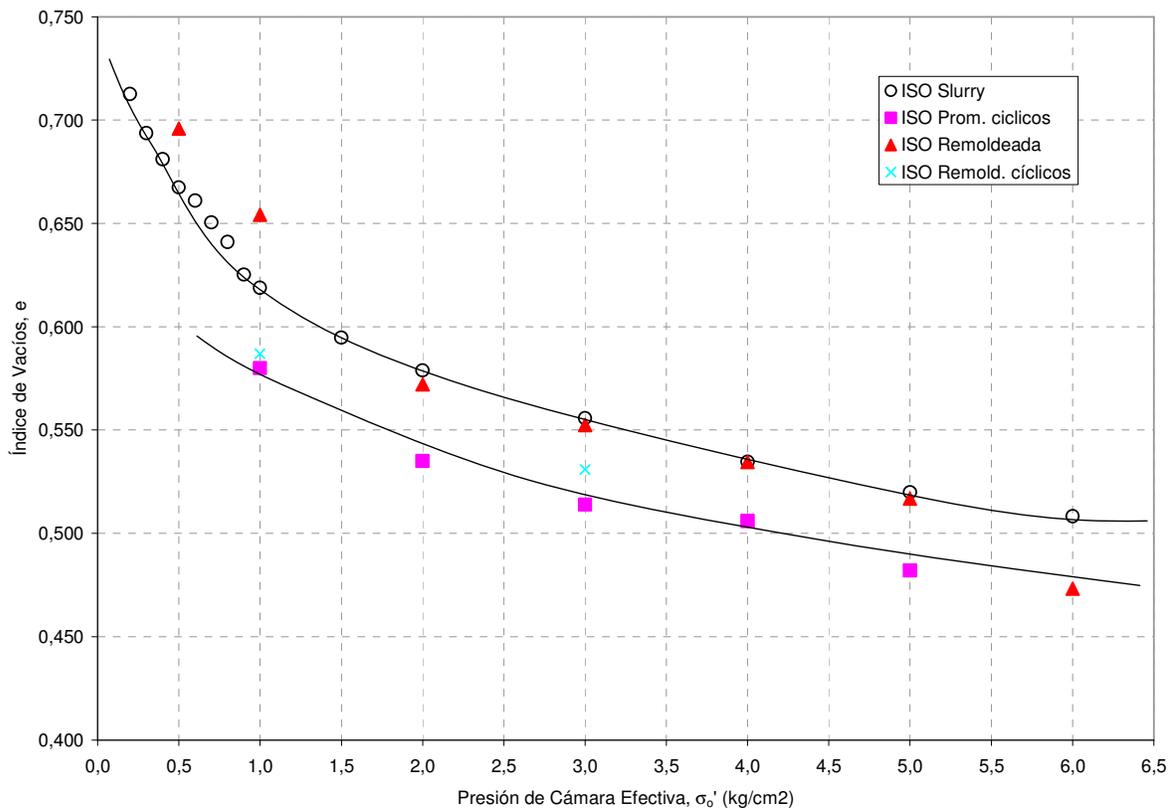


Figura 4.14: Curvas de Consolidación Isotrópica para Probetas Confeccionadas con Slurry y Remoldeadas

4.3 ANÁLISIS DE EVENTUAL LICUACIÓN

Como se dijo anteriormente, la resistencia cíclica para un sismo de magnitud de 7,5 (ver Tabla 2.2), es la resistencia del ensayo triaxial cíclico para 20 ciclos equivalentes R_{20} . En este trabajo de título se obtuvieron las curvas de resistencia para tensiones de cámara efectiva de 1 a 5 kg/cm², por lo que el rango de resistencias R_{20} es 0,165 – 0,215 para un criterio de falla de aumento de 100% de P.P. El rango para el criterio de falla de 10% de deformación en D.A. es 0,148 – 0,188 y para 5% es 0,145 – 0,186.

Para conocer las solicitaciones en el depósito de relaves, se consideró una aceleración máxima de 0,4 g, y se asumió que debido a la baja pendiente del talud del depósito (3 a 6%), este no influye en las tensiones verticales ni horizontales, por lo que para efectos de cálculo se considerará como superficie horizontal. Para tales efectos, se pueden calcular las solicitaciones mediante la fórmula presente en el punto 2.5.5. Otras consideraciones asumidas son una altura de 15 m (origen en la superficie del depósito), densidad seca de 1,5 ton/m³ (densidad saturada de 1,8 ton/m³) y que todo el depósito se encuentra saturado, peor condición en terreno posible. En la siguiente figura se muestra un esquema de las simplificaciones mencionadas anteriormente.

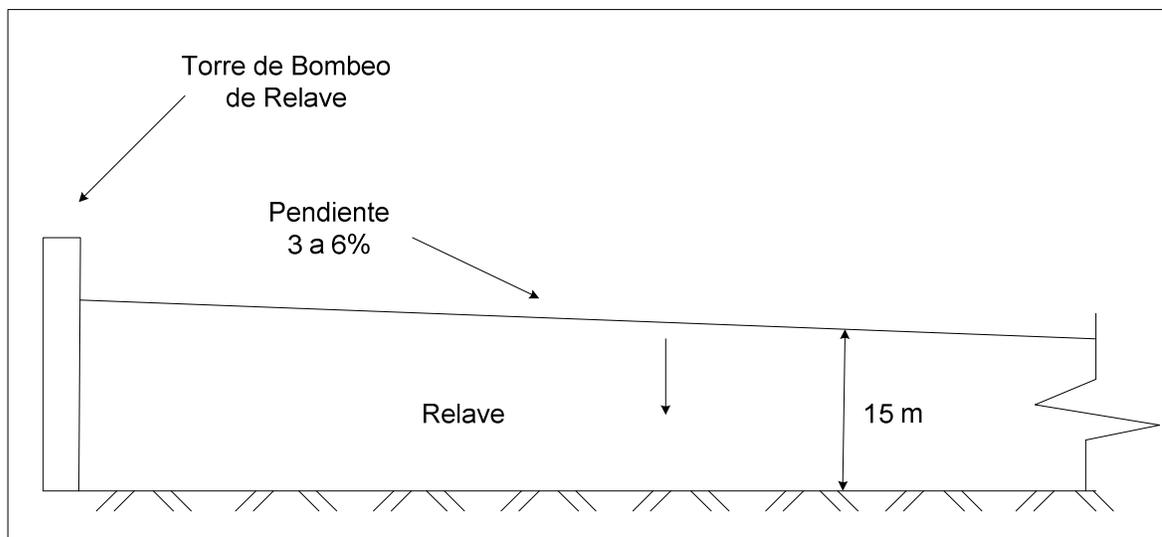


Figura 4.15: Esquema Simplificado del Depósito de Relaves para Evaluación de la Licuefacción

En la siguiente tabla se muestra el cálculo de la eventual licuación que podría afectar al depósito de relaves.

Tabla 4.4: Evaluación de Licuación

Prof. (m)	σ_v (ton/m ²)	σ'_v (ton/m ²)	r_d	$(\tau_{cy}/\sigma'_0)_{sol}$	$(\tau_{cy}/\sigma'_0)_{resist.}$	
1	1,8	0,8	0,985	0,576	0,165	0,215
2	3,6	1,6	0,970	0,567	0,165	0,215
3	5,4	2,4	0,955	0,559	0,165	0,215
4	7,2	3,2	0,940	0,550	0,165	0,215
5	9,0	4,0	0,925	0,541	0,165	0,215
6	10,8	4,8	0,910	0,532	0,165	0,215
7	12,6	5,6	0,895	0,524	0,165	0,215
8	14,4	6,4	0,880	0,515	0,165	0,215
9	16,2	7,2	0,865	0,506	0,165	0,215
10	18,0	8,0	0,850	0,497	0,165	0,215
11	19,8	8,8	0,835	0,488	0,165	0,215
12	21,6	9,6	0,820	0,480	0,165	0,215
13	23,4	10,4	0,805	0,471	0,165	0,215
14	25,2	11,2	0,790	0,462	0,165	0,215
15	27,0	12,0	0,775	0,453	0,165	0,215

De esta última tabla se puede apreciar que el rango de solicitaciones para un sismo con aceleración máxima de 0,4 g es de 0,453 – 0,576, lo que está por encima del rango de resistencias R_{20} obtenido de los ensayos triaxiales cíclicos 0,165 – 0,215. Si se calculara el potencial de licuación de este modelo, se tiene que para cualquier profundidad siempre será mayor a la unidad, por lo que se tendría licuación en todo el depósito. Cabe destacar que el criterio de falla utilizado fue el de aumento de 100% de presión de poros, por lo que para criterios de falla de 5 y 10% de deformación en D.A. el potencial de licuación es aún mayor, al ser las resistencias R_{20} menores.

Al considerar una situación más realista, se tiene el mismo análisis anterior, pero ahora considerando una capa de 1 m saturada al fondo del depósito. Por sobre esta capa saturada, se considera que el material estará parcialmente saturado y se asocia una densidad de 1,79 ton/m². La siguiente figura muestra un esquema de esta situación.

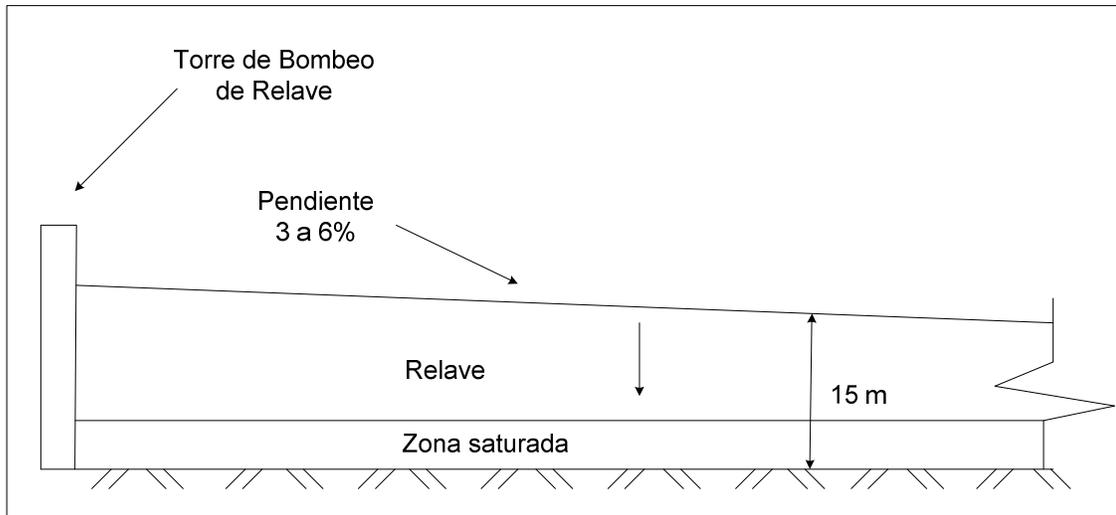


Figura 4.16: Esquema Simplificado del Depósito de Relaves para Evaluación de la Licuefacción con Capa de 1 m Saturada en el Fondo del Depósito

En la siguiente tabla se muestra el cálculo de la eventual licuación que podría afectar al depósito de relaves para esta situación.

Tabla 4.5: Evaluación de Licuación para Capa de 1 m saturada en el Fondo del Depósito

Prof. (m)	σ_v (ton/m ²)	σ'_v (ton/m ²)	r_d	$(\tau_{cy}/\sigma'_0)_{sol}$	$(\tau_{cy}/\sigma'_0)_{resist.}$
14	25,1	25,1	--	--	--
15	26,9	25,9	0,775	0,209	0,165

De esta última tabla se puede apreciar que la sollicitación cíclica disminuye a menos de la mitad, pero aún es mayor que el límite inferior de resistencias cíclicas obtenidas en este trabajo de título, por lo que aún existe riesgo de desarrollar movilidad cíclica al presentar un potencial de licuación mayor que 1. Cabe destacar que para esta evolución también se utilizó el criterio de aumento de 100% de P.P., siendo mayor el potencial de licuación al utilizar los criterios de 5 y 10% de deformación en D.A. al presentar menores resistencias cíclicas R_{20} .

5.0 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

En términos de resistencia estática no drenada del material, se puede concluir que el material al exhibe una respuesta contractiva frente a cargas no drenadas, situación que se tiene durante a un sismo, al ser una carga rápida. Por lo tanto, es importante recalcar que se debe aplicar un análisis del potencial de licuación en términos de falla de flujo del depósito. Se propone utilizar las curvas de resistencia residual en función de las tensiones de confinamiento efectivas evaluadas en este trabajo, es decir, $S_u/\sigma_0' = 0,37$.

Los ensayos de resistencia cíclica muestran que en general el relave integral saturado (slurry) es susceptible de presentar licuación o movilidad cíclica. Por una parte se obtuvo resistencias R_{20} entre 0,165 – 0,215 para un criterio de falla de aumento de 100% de P.P. Por otra parte, la sollicitación cíclica es del orden de 0,50 considerando el depósito totalmente saturado y de 0,21 al considerar sólo el último metro del depósito saturado. Consecuentemente, habría licuación.

La diferencia observada entre las curvas de resistencia cíclica entre probetas confeccionadas con slurry y remoldeadas, muestra que la resistencia cambia según sea el método con que se confeccione la probeta o de la fábrica inicial (arreglo de partículas). En general, se puede concluir que la resistencia cíclica en probetas remoldeadas es menor en un 5% para presiones efectivas de cámara de 1 kg/cm^2 y en un 16% para 3 kg/cm^2 , aumentando con la presión de confinamiento efectiva a las obtenidas de probetas confeccionadas con slurry. Debido a la complejidad de preparar probetas como slurry, se recomienda el diseño sísmico considerando ensayos en probetas remoldeadas.

Se puede concluir con los antecedentes recopilados en el presente trabajo de título, que el relave integral saturado y preparado como slurry es potencialmente licuable. Su comportamiento no drenado es contractivo y desarrolla movilidad cíclica para bajos valores de R_c . Lo anterior comprueba las hipótesis planteadas de un material licuable, como se presentó en la revisión bibliográfica, al poseer una cantidad elevada de contenido de partículas finas y con límites de consistencia que lo hacen clasificable como no plásticos o de baja plasticidad.

Para una mejor representación de la realidad, se recomienda el estudio del comportamiento estático y cíclico para el material consolidado anisótricamente con valores de k_c acorde a los que se puedan presentar en un depósito de relaves en pasta, espesado o filtrado.

Por lo tanto, es importante la verificación o diseño de la geometría y ángulos de depositación del depósito, considerando que el material es potencialmente licuable

dadas las condiciones expuestas anteriormente, lo que refuta las hipótesis de densificación y posterior incremento de resistencia después de secado.

En conclusión se recomienda la utilización de esta metodología siempre y cuando no se permita que el depósito se sature, lo que se puede lograr con un eficiente sistema de drenaje en la base del depósito.

6.0 REFERENCIAS

1. Comisión Chilena del Cobre, Anuario Estadístico, www.cochilco.cl/anuario07.pdf, [23 – agosto – 2008].
2. Conflicto Socioambiental: Proyecto Tranques de Relaves Compañía Minera Los Pelambres, www.iepe.org/econoticias/images/librocaimanes/libro.pdf.
3. Programa de Fomento a la Innovación Tecnológica, Región de Valparaíso, www.fitv.cl/content/view/153/Deposito_de_Pasta_la_region_a_la_vanguardia_en_innovación_en_tratamiento_de_residuos_mineros.html.
4. Verdugo R. (2007) “Geotecnia e Ingeniería Sísmica Aplicadas a la Minería”, San Juan, Argentina.
5. Decreto Supremo N°248, Reglamento para la Aprobación de Proyectos de Diseño, Construcción, Operación y Cierre de los Depósitos de Relaves, Ministerio de Minería. Publicado en el diario Oficial el 11 de Abril del 2007.
6. Conejeros V. (2007) “Uso Eficiente del Recurso Hídrico en la Región de Antofagasta”.
7. Verdugo R. (1995) “Zonificación Sísmica y Geotecnia”, X Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones. Guadalajara, México, Vol.4, pp. 647-663.
8. Poulos S. (1998) “Liquefaction and Related Phenomena”. Advance dam engineering for design, construction, and rehabilitation, pp 256-320, Edited R.B. Jansen, Van Nostrand Reinhold, New York.
9. Ishihara K. (1985) “Stability of Natural Deposits During Earthquakes”. Theme Lecture. Proc. 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. II, pp 1311-1314. San Francisco, USA.
10. Seed B., Idriss I. and Arango I. (1983) “Evaluation of Liquefaction Potential Using Field Performance Data”, Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 109, No. 3, pp 458-482.
11. Kramer S. (1996) Geotechnical Earthquake Engineering.
12. Marcuson et al. (1990) “Evaluation and Use of Residual Strength in Seismic Safety Analysis of Embankments”. Earthquake Spectra, Vol. 6 N°3, pp 529-572.

13. Viertel P. (2003) "Efecto del Contenido de Finos y de la Densidad Relativa en la Resistencia Cíclica de Arenas de Relave". Memoria para al título de Ingeniero Civil. Universidad de Chile, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas.
14. Retamal W. (2005) "Efecto de la Fábrica en el Comportamiento Cíclico de Arenas de Relave". Memoria para optar al título de Ingeniero Civil. Universidad de Chile, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas.
15. Seed, H.B., Seed, R.B., Harder, L.F. and Jong, H.L. (1989). "Re-evaluation of The Lower San Fernando Dam: An investigation of the February 9, 1971 slide, Contact Report GL-89-2, US Army Corps of Engineers, Report 1.
16. Seed B., Idriss I. (1971) "Simplified Procedure for Evaluating Soil Liquefaction Potential". Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol.97, No. SM9, pp. 1249-1273.
17. Ladd R.S. (1974) "Journal of Geotechnical Engineering Division, American Society of Civil Engineers, Vol. 100, No GT10, pp. 1180-1184.
18. Mulilis J., Seed H., Chan C., Mitchell J. and Arulanandan K. (1977) "Effects on Sample Preparation on Sand Liquefaction", Journal of Geotechnical Engineering Division, American Society of Civil Engineers, Vol. 103, No. GT2, pp. 91-108.
19. Mulilis J., Townsend F. and Horz R. (1978) "Triaxial Testing Techniques and Sand Liquefaction". Dynamics Geotechnical Testing. ASTM STP 654, American Society for Testing and Materials, pp. 265-279.
20. Marcuson W, III and Townsend F (1976). "Effects of Specimen Reconstitution on cyclic Triaxial Results", WES Miscellaneous Paper S 76-5 U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station, Corps of Engineers, Vicksburg.
21. Vaid Y.P., UthayaKumar M. Sivathayalan, S., Robertson P.K., and Hoffman B. (1995). "Laboratory Testing of Syncrude Sand". Proc. 48th Can. Geotech. Conf., Vancouver, 1, 223-232.
22. Vaid, Y.P., and Sivathayalan S. (1998). "Fundamental Factors Affecting liquefaction Susceptibility of Sands". Proc., Int. Symp. On the Physics and Mech. Of Soil Liquefaction, P.V. Lade and J.A. Yamamuro, eds., Baltimore, 105-120.
23. Vaid Y.P., and Sivathayalan S. (2001). "Discussion: Strength of Undisturbed Versus Reconstituted silt and silty sand specimens", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, pp.993.

24. Lee K., Fitton J. (1967). "Cyclic Stress Condition Causing Liquefaction of Sand". Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, American Society of Civil Engineers, Vol. 93, No. SM1, pp. 47-70.
25. Mulilis J. (1975). "The Effects of Method of Sample Preparation on the Cyclic Stress – Strain Behavior of Sands". EERC Report 75-18, College of Engineering, University of California, Berkeley.
26. Tatsuoka F., Maramatsu M., Sasaki T., (1982). "Cyclic Undrained Stress – Strain Behavior of Dense Sands by Torsional Simple Shear Test", Soils and Foundations, Vol. 22, No.22, pp. 55-70.
27. Lee K., Fitton J. (1969). "Vibration Effects of Earthquakes on Soils and Foundations" ASTM STP 450, American Society for Testing Materials.
28. Wong R., Seed H., Chan C. (1975). "Liquefaction of Gravelly Soil Under Cyclic Loading Conditions" Journal of Geotechnical Engineering Division, American Society of Civil Engineers, Vol. 101, No. GT6, pp. 571-583.
29. Ishihara K, Sodekawa M., Tanaka Y. (1978). "Effects of Overconsolidation on Liquefaction Characteristics of Sands Containing Fines". Dynamic Geotechnical Testing. ASTM STP 654, American Society for Testing and Materials, pp. 246-264.
30. Peters G. (1999) "Resistencia Estática y Cíclica de Arenas de Relaves", Memoria para optar al Título de Ingeniero Civil. Universidad de Chile, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas.
31. Ishihara K, Troncoso J., Kawase Y. and Takahashi Y. (1980). "Cyclic Strength Characteristics of Tailings Materials". Soils and Foundations, Vol. 20, No. 4, pp. 127-142.
32. Troncoso J. (1992). "Fundamentos de Ingeniería Geotécnica Antisísmica". Ediciones Universidad Católica de Chile.
33. Tokimatsu K., and Yoshimi Y. (1983). "Empirical Correlation of Soil Liquefaction Based on SPT N-Value and Fines Content". Soils and Foundations, JSSMFE, Vol. 23, No. 4, pp. 56-74.
34. Ishihara K., and Koseki J. (1989). "Discussion on the Cyclic Shear Strength of Fines Containing Sands", Earthquakes Geotechnical Engineering, Proceedings of the 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Rio de Janeiro, Brazil, pp. 101-106.

35. Okashi Y. (1970). "Effects of Sand Compaction on Liquefaction During Tokachioki Earthquake". Soils and Foundations, JSSMFE, Vol. 10, No. 2, pp. 112-128.
36. Fei H. (1991). "The characteristics of Liquefaction of Silt Soil", Soils Dynamics and Earthquake Engineering V, Computational Mechanics Publications, Southampton, pp. 293-302.
37. Verdugo R. (1983). "Influencia del Porcentaje de Finos en la Resistencia Cíclica de Arenas de Relaves". Memoria para optar al Título de Ingeniero Civil. Pontificia Universidad Católica de Chile. Departamento de Ingeniería Estructural.
38. Dobry R., Álvarez L. (1967). "Seismic Failures on Chilean Tailings Dams", Journal of the Soil and Foundations Division, ASCE, Vol. 93, No. 6, pp. 237-260.
39. Okusa S., Anma S. and Maikuma H.(1980). "Liquefaction of Mine Tailings in the 1978 Izu-Oshima-Kinkai Earthquake, Central Japan". Proceeding of the Seventh World Conference on Earthquake Engineering, Istanbul, Turkey, Vol. 3, pp.89-96.
40. Chang N., Yeh S. and Kaufman L. (1982). "Liquefaction Potential of Clean and Silty Sands", Proceedings of the Third International Earthquake Microzonation Conference, Seattle, USA, Vol. 2, pp. 1017-1032.
41. Koester J. (1994). "The Influence of Fine Type and Content on Cyclic Strength", Ground Failures Under Seismic Conditions, Geotechnical Special Publication, No. 44, ASCE, pp. 17-33.
42. Troncoso J. Ishihara K., and Verdugo R. (1988). "Aging Effects on Cyclic Shear Strength of Tailings Materials". Proceedings of Ninth World Conference on Earthquake Engineering. August 2-9, 1988, Tokyo-Kyoto, Japan (Vol. III), pp. 121-126.
43. Pino J. (1999). "Caracterización Geomecánica de los Suelos no Cohesivos Mediante Ensayos triaxiales Estáticos y Cíclicos". Memoria para Optar al Título de Ingeniero Civil. Universidad de Chile, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas.
44. Mora F. (2001). "Estado Último y Movilidad Cíclica en Arenas de Relaves". Memoria para Optar al Título de Ingeniero Civil. Universidad de Chile, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas.
45. Sánchez J. (2002). "Resistencia Última no Drenada en Arenas: Estado inicial del Suelo y Correlación con Estado Último Mediante la Velocidad de Ondas de

Corte”. Memoria para Optar al Título de Ingeniero Civil. Universidad de Chile, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas.

46. Díaz A. (2002). “Parámetros de Estado para Caracterizar la Respuesta Cíclica en Arenas de Relave”. Memoria para Optar al Título de Ingeniero Civil. Universidad de Chile, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas.
47. Cifuentes L. y Verdugo R. (2007). “Resistencia Estática y Cíclica de Relaves Espesados”. VI Congreso Chileno de Geotecnia, Valparaíso, Chile.
48. Verdugo R. e Ishihara K. (1996). “The Steady State of Sandy Soils”. Soils and Foundations, Vol. 36, No. 2, pp. 81 – 91. Japanese Geotechnical Society.
49. Newman P., White Roger, Cadden A. (2001). “Paste – The Future Of Tailings Disposal?”. Golder Associates (UK) Ltd., England.

7.0 ANEXOS

7.1 ENSAYOS DE CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA

7.1.1 Análisis Granulométrico (ASTM D421-58 y ASTM D422-63)

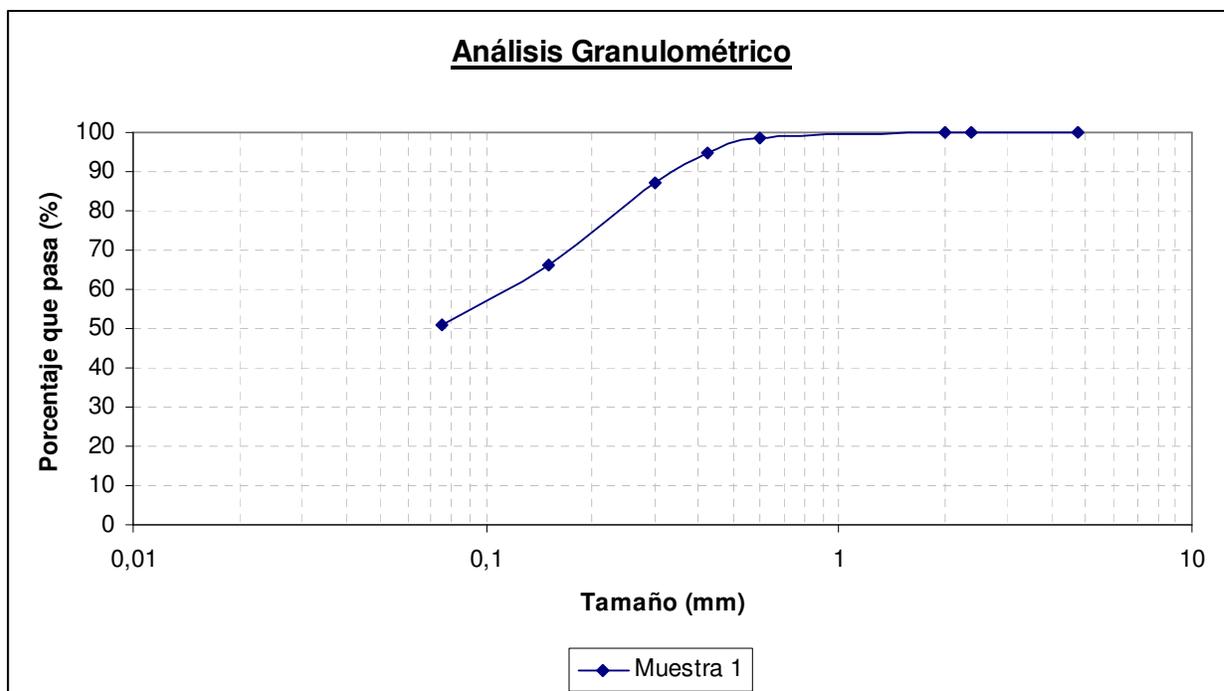
Proyecto:	Memoria "Resistencia Estática y Cíclica de Relaves Integrales"
Muestra:	1
Fecha:	

Material	Diámetro (mm)	Pesos (g)
Sobre 3"	75,0	--
Sobre 3/8"	9,5	--
Bajo 3/8"	9,5	483,51
Total	--	483,51

Diámetro Característico	Valor (mm)
D ₁₀	--
D ₃₀	--
D ₆₀	0,12

Coefficiente	Valor
C _U	--
C _C	--

Tamiz N°	Diámetro (mm)	Pesos (g)	% Retenido	% que pasa
2 1/2"	63,0	--	0	100
2"	50,0	--	0	100
1 1/2"	37,5	--	0	100
1"	25,0	--	0	100
3/4"	19,0	--	0	100
1/2"	12,5	--	0	100
3/8"	9,5	--	0	100
4	4,75	0,03	0	100
8	2,36	0	0	100
10	2,00	0,02	0	100
30	0,60	6,66	1,4	99
40	0,425	18,47	3,8	95
50	0,300	37,67	7,8	87
100	0,150	99,56	20,6	66
200	0,075	73,77	15,3	51
Lavado	--	245,56	--	--



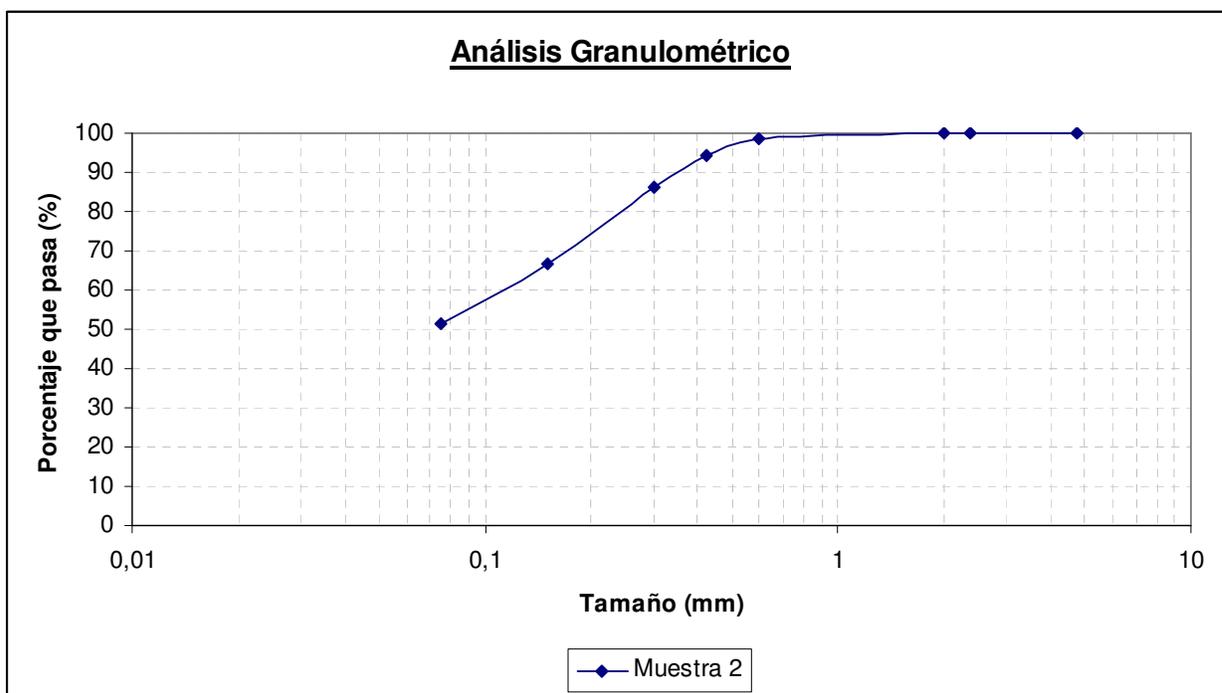
Proyecto:	Memoria "Resistencia Estática y Cíclica de Relaves Integrales"
Muestra:	2
Fecha:	

Material	Diámetro (mm)	Pesos (g)
Sobre 3"	75,0	--
Sobre 3/8"	9,5	--
Bajo 3/8"	9,5	456,22
Total		456,22

Diámetro Característico	Valor (mm)
D ₁₀	--
D ₃₀	--
D ₆₀	

Coefficiente	Valor
C _u	
C _c	

Tamiz N°	Diámetro (mm)	Pesos (g)	% Retenido	% que pasa
2 1/2"	63,0	--	0	100
2"	50,0	--	0	100
1 1/2"	37,5	--	0	100
1"	25,0	--	0	100
3/4"	19,0	--	0	100
1/2"	12,5	--	0	100
3/8"	9,5	--	0	100
4	4,75	0	0	100
8	2,36	0	0	100
10	2,00	0,02	0	100
30	0,60	6,90	1,5	98
40	0,425	19,05	4,2	94
50	0,300	36,82	8,1	86
100	0,150	88,24	19,3	67
200	0,075	69,49	15,2	52
Lavado		228,37		





MASTERSIZER



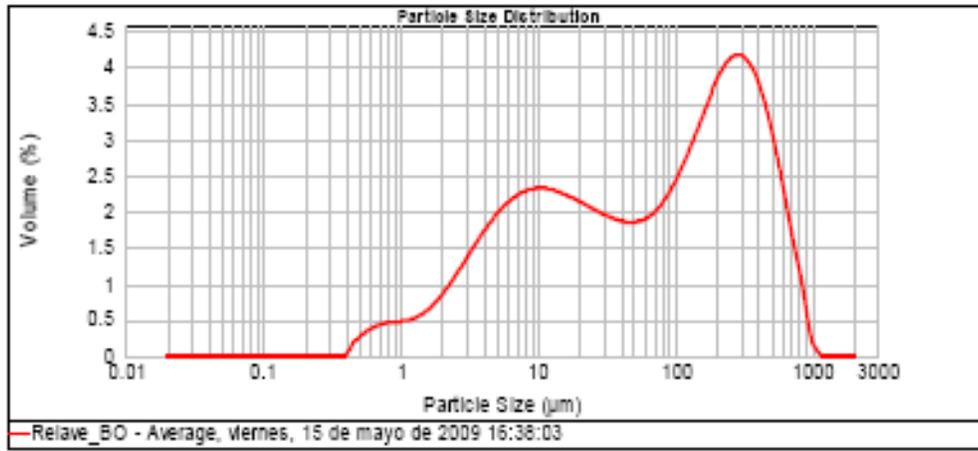
Result Analysis Report

Sample Name: Relave_BO - Average	SOP Name:	Measured: viernes, 15 de mayo de 2009 16:38:03	
Sample Source & type:	Measured by: Christian NG	Analysed: viernes, 15 de mayo de 2009 16:38:04	
Sample bulk lot ref:	Result Source: Averaged		

Partiote Name: Default	Accessory Name: Hydro 2000G (A)	Analysis model: General purpose	Sensitivity: Normal
Partiote RI: 1.520	Absorption: 0.1	Size range: 0.020 to 2000.000 μm	Obscuration: 18.10 %
Dispersant Name: Water	Dispersant RI: 1.330	Weighted Residual: 0.816 %	Result Emulation: Off

Concentration: 0.0282 %Vol	Span : 6.157	Uniformity: 1.96	Result units: Volume
Specific Surface Area: 0.635 m^2/g	Surface Weighted Mean D[3,2]: 9.454 μm	Vol. Weighted Mean D[4,3]: 160.114 μm	

d(0.1): 3.773 μm d(0.6): 72.434 μm d(0.8): 448.720 μm



Size (μm)	Volume (%)										
0.010	0.00	0.020	0.00	1.096	0.48	11.432	2.69	120.229	2.83	1258.925	0.00
0.011	0.00	0.022	0.00	1.256	0.48	13.193	2.69	136.039	2.90	1445.440	0.00
0.013	0.00	0.024	0.00	1.445	0.50	15.136	2.62	150.469	3.16	1654.587	0.00
0.015	0.00	0.026	0.00	1.660	0.58	17.378	2.62	169.979	3.41	1905.481	0.00
0.017	0.00	0.028	0.00	1.905	0.79	19.953	1.91	200.939	3.86	2197.782	0.00
0.020	0.00	0.030	0.00	2.186	1.09	22.936	1.65	228.965	3.86	2511.086	0.00
0.023	0.00	0.032	0.00	2.512	1.59	26.330	1.69	275.425	3.77	2864.032	0.00
0.026	0.00	0.034	0.00	2.884	2.25	30.200	1.75	316.229	3.70	3311.311	0.00
0.030	0.00	0.036	0.00	3.311	3.12	34.674	1.71	363.079	3.50	3801.094	0.00
0.035	0.00	0.038	0.00	3.802	4.42	39.811	1.69	416.969	3.30	4355.150	0.00
0.040	0.00	0.040	0.00	4.365	6.27	45.736	1.69	478.639	3.19	5011.072	0.00
0.046	0.00	0.042	0.00	5.012	8.87	52.491	1.69	548.541	2.70	5754.389	0.00
0.052	0.00	0.044	0.00	5.754	12.64	60.158	1.70	626.927	2.36	6606.934	0.00
0.060	0.00	0.046	0.00	6.607	18.04	68.883	1.75	714.429	1.70	7555.776	0.00
0.069	0.00	0.048	0.00	7.586	25.02	78.743	1.85	811.264	1.16	8709.630	0.00
0.079	0.00	0.050	0.00	8.700	34.07	89.831	1.94	924.965	0.96	10000.000	0.00
0.091	0.00	0.052	0.00	10.000	46.44	103.228	2.17	1058.479	0.73		
0.105	0.00	0.054	0.00	11.492	64.44			1208.925	0.00		

Operator notes:

7.1.2 Límites de Atterberg

Proyecto:	Memoria "Resistencia Estática y Cíclica de Relaves Integrales"
Muestra:	3
Fecha:	

Determinación del Límite Líquido (ASTM D423-66)					
N° de Puntos	1	2	3	4	5
N° de Cápsula	93	67	11	69	68
N° de golpes, N	6	9	17	27	49
Peso suelo húmedo + Cápsula (g)	31,97	33,63	31,12	34,87	33,34
Peso suelo seco + Cápsula (g)	28,34	29,84	28,16	31,40	30,39
Peso Cápsula (g)	11,92	11,38	12,78	12,07	12,41
Peso suelo seco (g)	16,42	18,46	15,38	19,33	17,98
Peso agua (g)	3,63	3,79	2,96	3,47	2,95
Contenido de humedad, ω (%)	22,1	20,5	19,2	18,0	16,4
Límite Líquido, L.L. (%)	18,1				

Determinación del Límite Plástico (ASTM D424-59)			
N° de Puntos	1	2	3
N° de Cápsula	19	10	90
Peso suelo húmedo + Cápsula (g)	12,71	13,01	15,65
Peso suelo seco + Cápsula (g)	12,62	12,84	15,38
Peso Cápsula (g)	11,80	11,48	12,68
Peso suelo seco (g) + D40	0,82	1,36	2,70
Peso agua (g)	0,09	0,17	0,27
Contenido de humedad, ω (%)	11,0	12,5	10,0
Límite Plástico, L.P. (%)	11,2		

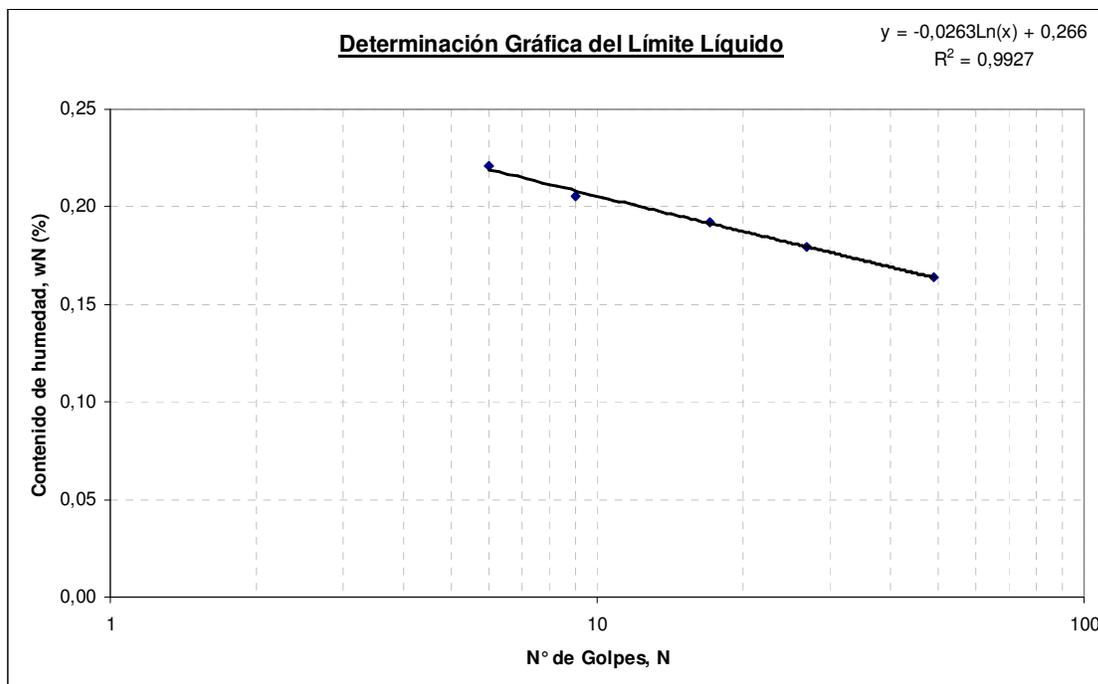


Tabla Resumen	
Límite Líquido, L.L.	18,1
Índice de Plasticidad	11,2
Índice de Plasticidad, I.P.	7,0

7.1.3 Gravedad Específica de los Sólidos del Suelo (ASTM D854-58)

Proyecto:	Memoria "Resistencia Estática y Cíclica de Relaves Integrales"
Muestra:	4
Fecha:	29/09/2008

Datos de Confección	Valor	Unidad
Densidad de Agua, γ Agua a 4 °C	1,00	(g/cm ³)
Peso Picnómetro + Agua + Suelo, W ₁	526,72	(g)
Peso Picnómetro + Agua, W ₂	488,58	(g)
Peso Suelo Seco, W ₃	60	(g)
Temperatura del Agua	17,90	(°C)
Volumen del Sólido, V _s	21,89	(cm ³)
Densidad Seca del Sólido, γ_d	2,74	(g/cm ³)
Gravedad Específica de los Sólidos, G _s	2,745	

$$V_S = \frac{W_2 + W_3 - W_1}{\gamma_{agua_a_4^\circ C}}$$

$$G_S = \frac{(W_3 / V_S)}{\gamma_{agua_a_4^\circ C}}$$

$$\gamma_d = \frac{W_3}{V_S}$$

Temperatura (°C)	γ agua (g/cm ³)	Temperatura (°C)	γ agua (g/cm ³)	Temperatura (°C)	γ agua (g/cm ³)
4	1,00000	20	0,99823	25	0,99708
16	0,99897	21	0,99802	26	0,99682
17	0,99880	22	0,99780	27	0,99655
18	0,99862	23	0,99757	28	0,99627
19	0,99844	24	0,99733	29	0,99598

Valores Típicos de G _s	
Tipo de Suelo	G _s
Arena	2,65-2,67
Arena Limosa	2,67-2,70
Arcilla Inorgánica	2,70-2,80
Suelos con Micas o hierro	2,75-3,00
Suelos Orgánicos	Variable, puede ser inferior a 2,00

Observaciones:	Pérdida de Agua y Material
-----------------------	----------------------------

Proyecto:	Memoria "Resistencia Estática y Cíclica de Relaves Integrales"
Muestra:	5
Fecha:	29/09/2008

Datos de Confección	Valor	Unidad
Densidad de Agua, γ Agua a 4°C	1,00	(g/cm ³)
Peso Picnómetro + Agua + Suelo, W ₁	531,09	(g)
Peso Picnómetro + Agua, W ₂	492,77	(g)
Peso Suelo Seco, W ₃	60	(g)
Temperatura del Agua	17,90	(°C)
Volumen del Sólido, V _s	21,71	(cm ³)
Densidad Seca del Sólido, γ_d	2,76	(g/cm ³)
Gravedad Específica de los Sólidos, G _s	2,768	

$$V_S = \frac{W_2 + W_3 - W_1}{\gamma_{agua_a_4^\circ C}}$$

$$G_S = \frac{(W_3 / V_S)}{\gamma_{agua_a_4^\circ C}}$$

$$\gamma_d = \frac{W_3}{V_S}$$

Temperatura (°C)	γ agua (g/cm ³)	Temperatura (°C)	γ agua (g/cm ³)	Temperatura (°C)	γ agua (g/cm ³)
4	1,00000	20	0,99823	25	0,99708
16	0,99897	21	0,99802	26	0,99682
17	0,99880	22	0,99780	27	0,99655
18	0,99862	23	0,99757	28	0,99627
19	0,99844	24	0,99733	29	0,99598

Valores Típicos de G _s	
Tipo de Suelo	G _s
Arena	2,65-2,67
Arena Limosa	2,67-2,70
Arcilla Inorgánica	2,70-2,80
Suelos con Micas o hierro	2,75-3,00
Suelos Orgánicos	Variable, puede ser inferior a 2,00

Observaciones:	
-----------------------	--

Proyecto:	Memoria "Resistencia Estática y Cíclica de Relaves Integrales"
Muestra:	6
Fecha:	24/112008

Datos de Confección	Valor	Unidad
Densidad de Agua, γ Agua a 4°C	1,00	(g/cm ³)
Peso Picnómetro + Agua + Suelo, W ₁	531,32	(g)
Peso Picnómetro + Agua, W ₂	492,83	(g)
Peso Suelo Seco, W ₃	60,17	(g)
Temperatura del Agua	26,30	(°C)
Volumen del Sólido, V _s	21,68	(cm ³)
Densidad Seca del Sólido, γ_d	2,76	(g/cm ³)
Gravedad Específica de los Sólidos, G _s	2,774	

$$V_S = \frac{W_2 + W_3 - W_1}{\gamma_{agua_a_4^\circ C}}$$

$$G_S = \frac{(W_3 / V_S)}{\gamma_{agua_a_4^\circ C}}$$

$$\gamma_d = \frac{W_3}{V_S}$$

Temperatura (°C)	γ agua (g/cm ³)	Temperatura (°C)	γ agua (g/cm ³)	Temperatura (°C)	γ agua (g/cm ³)
4	1,00000	20	0,99823	25	0,99708
16	0,99897	21	0,99802	26	0,99682
17	0,99880	22	0,99780	27	0,99655
18	0,99862	23	0,99757	28	0,99627
19	0,99844	24	0,99733	29	0,99598

Valores Típicos de G _s	
Tipo de Suelo	G _s
Arena	2,65-2,67
Arena Limosa	2,67-2,70
Arcilla Inorgánica	2,70-2,80
Suelos con Micas o hierro	2,75-3,00
Suelos Orgánicos	Variable, puede ser inferior a 2,00

Observaciones:	Pérdida de Agua y Material
-----------------------	----------------------------

7.1.4 Ensayos de Densidad Mínima y Máxima (ASTM D2049-69)

Proyecto:	Memoria "Resistencia Estática y Cíclica de Relaves Integrales"
Muestra:	7
Fecha:	

Densidad Mínima			
Altura Molde	h1	7,07	(cm)
	h2	7,08	(cm)
	h	7,08	(cm)
Diámetro Molde	d1	3,59	(cm)
	d2	3,57	(cm)
	d	3,58	(cm)
Área del Molde	A	10,05	(cm ²)
Volumen del Molde	Vmin	71,12	(cm ³)
Peso Suelo + Molde	P1	703,94	(g)
	P2	704,95	(g)
	P3	704,22	(g)
Densidad Natural	γ_{tmin}	--	(g/cm ³)
Humedad	ω_1	--	(%)
Densidad Mínima	γ_{dmin}	1,03	(g/cm ³)
Índice de Vacíos Máximo	emax	1,679	

$$\gamma_{tmin} = \frac{P_{min}}{V_{min}}$$

$$\gamma_{dmin} = \frac{\gamma_{tmin}}{1 + \omega_1}$$

$$\gamma_{tmax} = \frac{P_{max}}{V_{max}}$$

$$\gamma_{dmax} = \frac{\gamma_{tmax}}{1 + \omega_2}$$

Densidad Máxima			
Método Japonés, 10 capas 100 golpes/capas			
Altura Molde	h1	7,07	(cm)
	h2	7,08	(cm)
	h	7,08	(cm)
Diámetro Molde	d1	3,59	(cm)
	d2	3,57	(cm)
	d	3,58	(cm)
Área Molde	A	10,05	(cm ²)
Volumen Molde	Vmax	71,12	(cm ³)
Peso Suelo + Molde	P1	754,73	(g)
	P2	755,27	(g)
	P3	755,09	(g)
Densidad Natural	γ_{tmax}	--	(g/cm ³)
Humedad	ω_2	--	(%)
Densidad Máxima	γ_{dmax}	1,76	(g/cm ³)
Índice de Vacíos Mínimo	emin	0,578	

$$DR = \frac{1/\gamma_{dmin} - 1/\gamma_d}{1/\gamma_{dmin} - 1/\gamma_{dmax}}$$

$$e_{min} = \frac{G_s \cdot \gamma_0}{\gamma_{dmax}} - 1$$

$$e_{max} = \frac{G_s \cdot \gamma_0}{\gamma_{dmin}} - 1$$

Observaciones:	
-----------------------	--

Proyecto:	Memoria "Resistencia Estática y Cíclica de Relaves Integrales"
Muestra:	8
Fecha:	

Densidad Mínima			
Altura Molde	h1	7,08	(cm)
	h2	7,07	(cm)
	h	7,08	(cm)
Diámetro Molde	d1	3,58	(cm)
	d2	3,57	(cm)
	d	3,58	(cm)
Área del Molde	A	10,05	(cm ²)
Volumen del Molde	Vmin	71,12	(cm ³)
Peso Suelo + Molde	P1	704,69	(g)
	P2	704,89	(g)
	P3	704,70	(g)
Densidad Natural	γ_{tmin}	--	(g/cm ³)
Humedad	ω_1	--	(%)
Densidad Mínima	γ_{dmin}	1,04	(g/cm ³)
Índice de Vacíos Máximo	emax	1,652	

$$\gamma_{t \min} = \frac{P_{\min}}{V_{\min}}$$

$$\gamma_{d \min} = \frac{\gamma_{t \min}}{1 + \omega_1}$$

$$\gamma_{t \max} = \frac{P_{\max}}{V_{\max}}$$

$$\gamma_{d \max} = \frac{\gamma_{t \max}}{1 + \omega_2}$$

Densidad Máxima			
Método Japonés, 10 capas 100 golpes/capas			
Altura Molde	h1	7,08	(cm)
	h2	7,07	(cm)
	h	7,08	(cm)
Diámetro Molde	d1	3,58	(cm)
	d2	3,57	(cm)
	d	3,58	(cm)
Área Molde	A	10,05	(cm ²)
Volumen Molde	Vmax	71,12	(cm ³)
Peso Suelo + Molde	P1	752,55	(g)
	P2	754,89	(g)
	P3	754,35	(g)
Densidad Natural	γ_{tmax}	--	(g/cm ³)
Humedad	ω_2	--	(%)
Densidad Máxima	γ_{dmax}	1,75	(g/cm ³)
Índice de Vacíos Mínimo	emin	0,583	

$$DR = \frac{1/\gamma_{d \min} - 1/\gamma_d}{1/\gamma_{d \min} - 1/\gamma_{d \max}}$$

$$e_{\min} = \frac{G_s \cdot \gamma_0}{\gamma_{d \max}} - 1$$

$$e_{\max} = \frac{G_s \cdot \gamma_0}{\gamma_{d \min}} - 1$$

Observaciones:	
-----------------------	--

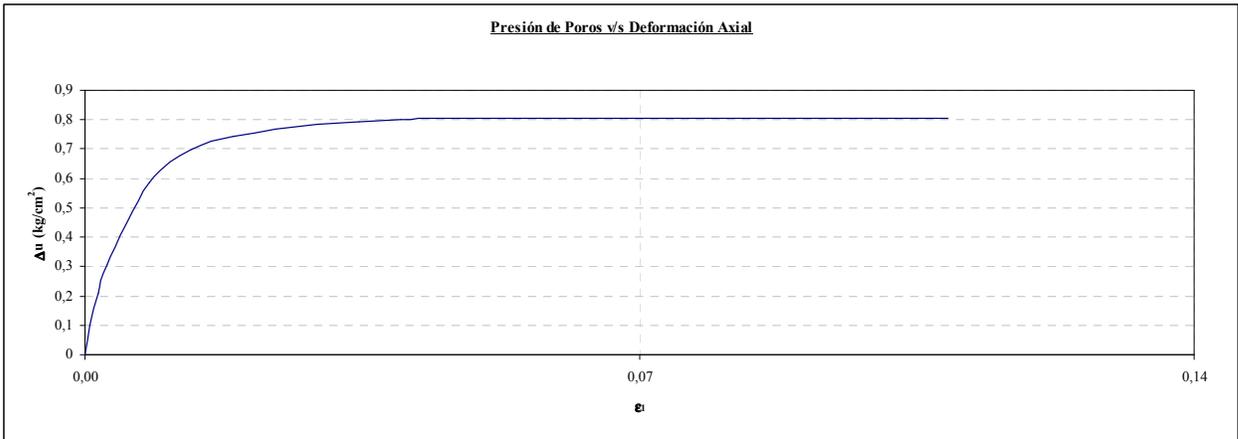
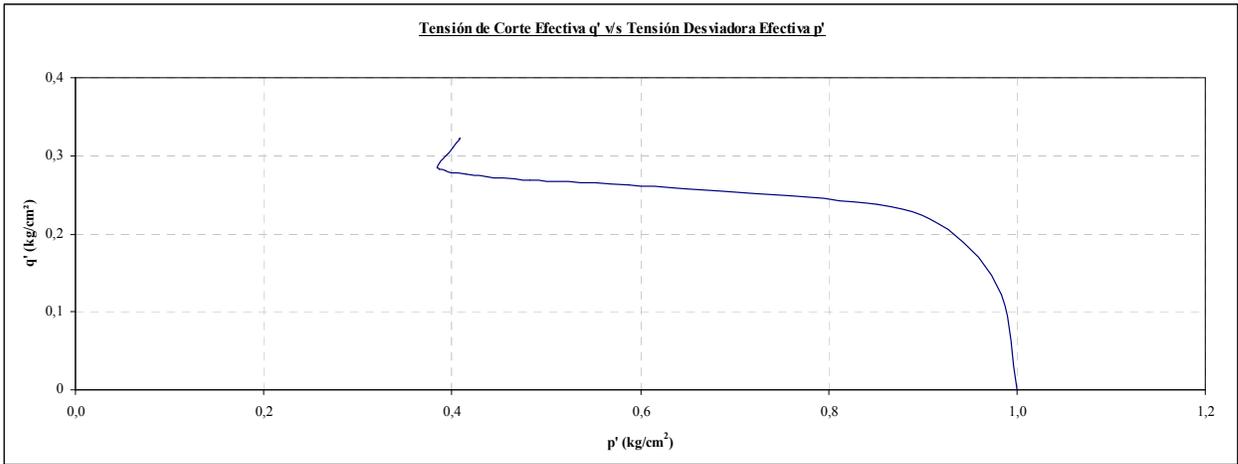
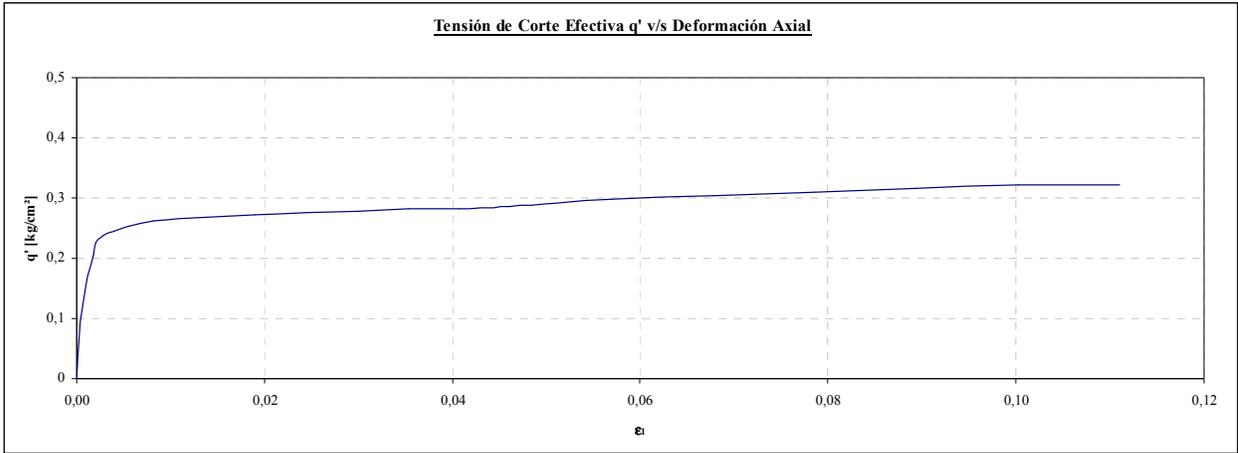
7.2 ENSAYOS DE CONSOLIDACIÓN ISOTRÓPICA

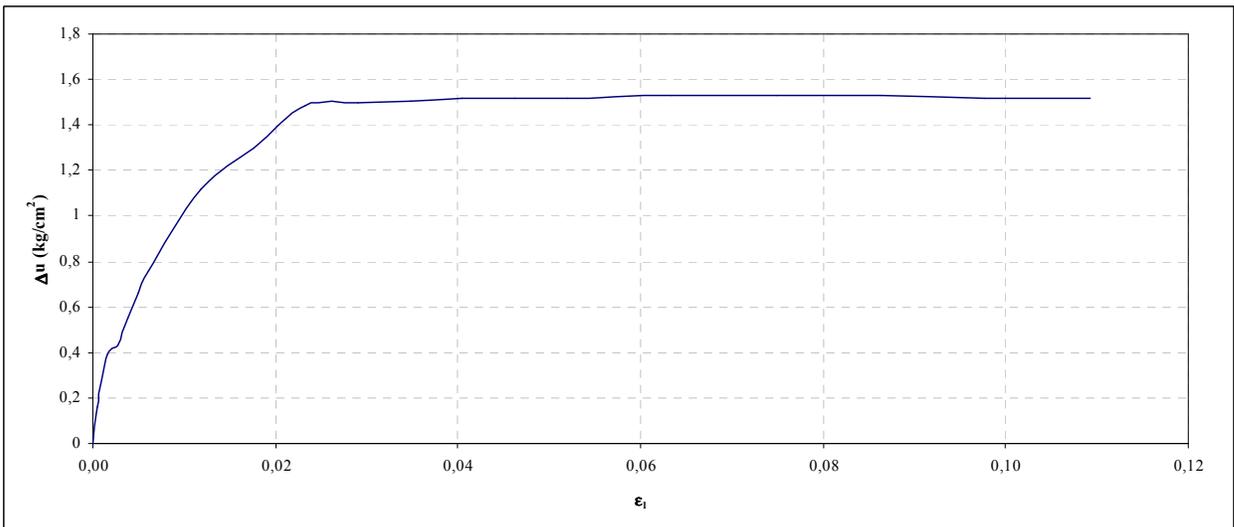
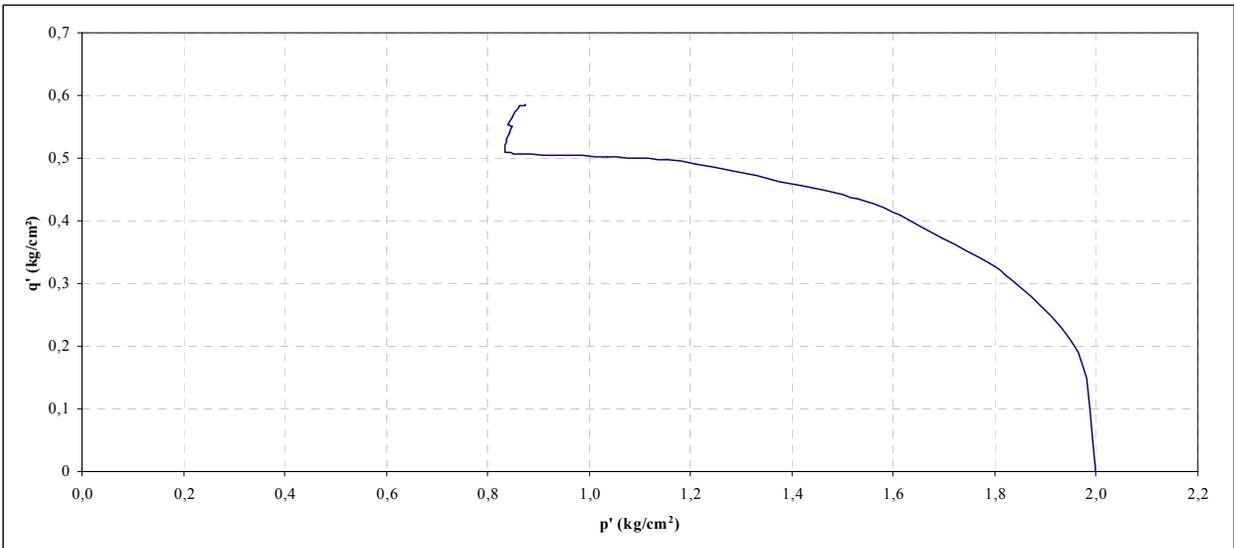
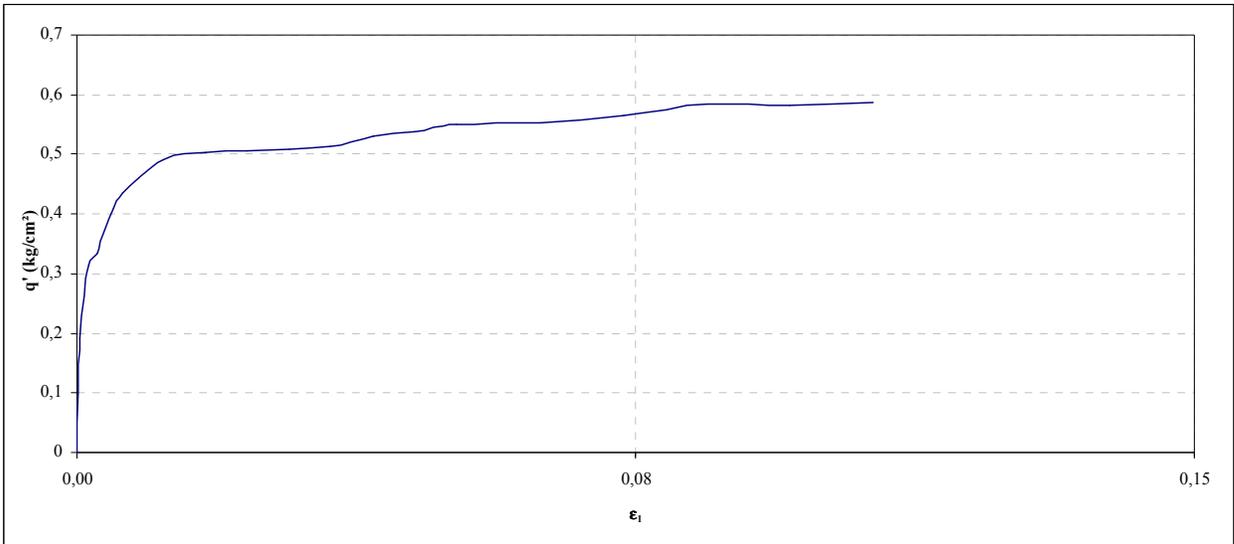
Proyecto:	Memoria "Resistencia Estática y Cíclica de Relaves Integrales"
Muestra:	9 Slurry
Fecha:	

Tensión (kg/cm ²)	Vol. Drenado Ac. (cm ³)	Vol. Drenado (cm ³)	Vol. Estrujado (cm ³)	Wd (g)	Ww (g)	wr (%)	e	Gs
0,2	50,4	50,4	28,2	263,11	39,47	0,15	0,713	2,771
0,3	52,2	1,8	26,4	263,11	39,47	0,15	0,694	
0,4	53,4	1,2	25,2	263,11	39,47	0,15	0,681	
0,5	54,7	1,3	23,9	263,11	39,47	0,15	0,667	
0,6	55,3	0,6	23,3	263,11	39,47	0,15	0,661	
0,7	56,3	1,0	22,3	263,11	39,47	0,15	0,651	
0,8	57,2	0,9	21,4	263,11	39,47	0,15	0,641	
0,9	58,7	1,5	19,9	263,11	39,47	0,15	0,625	
1,0	59,3	0,6	19,3	263,11	39,47	0,15	0,619	
1,5	61,6	2,3	17,0	263,11	39,47	0,15	0,595	
2,0	63,1	1,5	15,5	263,11	39,47	0,15	0,579	
3,0	65,3	2,2	13,3	263,11	39,47	0,15	0,556	
4,0	67,3	2,0	11,3	263,11	39,47	0,15	0,535	
5,0	68,7	1,4	9,9	263,11	39,47	0,15	0,520	
6,0	69,8	1,1	8,8	263,11	39,47	0,15	0,508	

Proyecto:	Memoria "Resistencia Estática y Cíclica de Relaves Integrales"
Muestra:	10 Remoldeada
Fecha:	

Tensión (kg/cm ²)	Vol. Drenado Ac. (cm ³)	Vol. Drenado (cm ³)	Vol. Estrujado (cm ³)	Wd (g)	Ww (g)	wr (%)	e	Gs
0,5	27,0	27,0	24,9	280,29	45,48	0,16	0,696	2,771
1,0	31,2	4,2	20,7	280,29	45,48	0,16	0,654	
2,0	39,5	8,3	12,4	280,29	45,48	0,16	0,572	
3,0	41,5	2,0	10,4	280,29	45,48	0,16	0,552	
4,0	43,3	1,8	8,6	280,29	45,48	0,16	0,535	
5,0	45,1	1,8	6,8	280,29	45,48	0,16	0,517	
6,0	49,5	4,4	2,4	280,29	45,48	0,16	0,473	





Ensayo Triaxial CIU (ASTM D4767-83)

Proyecto	Memoria "Resistencia Estática y Cíclica de Relaves Integrales"
Fecha de Inicio	
Fecha de Término	
Muestra	Slurry CIU 3

Datos del Ensayo

Altura Inicial	10,60	cm
Diámetro Inicial	5,04	cm
Índice de Vacíos Inicial (Aprox.)	1,087	
Índice de Vacíos Final	0,522	
Volumen Total Drenado por Consolidación	51,5	cm ³
Presión de Cámara Efectiva, σ_3	3,0	kg/cm ²
Velocidad de Deformación	0,13	mm/min

Observaciones

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

$$p' = (\sigma_1 + 2\sigma_3)/3$$

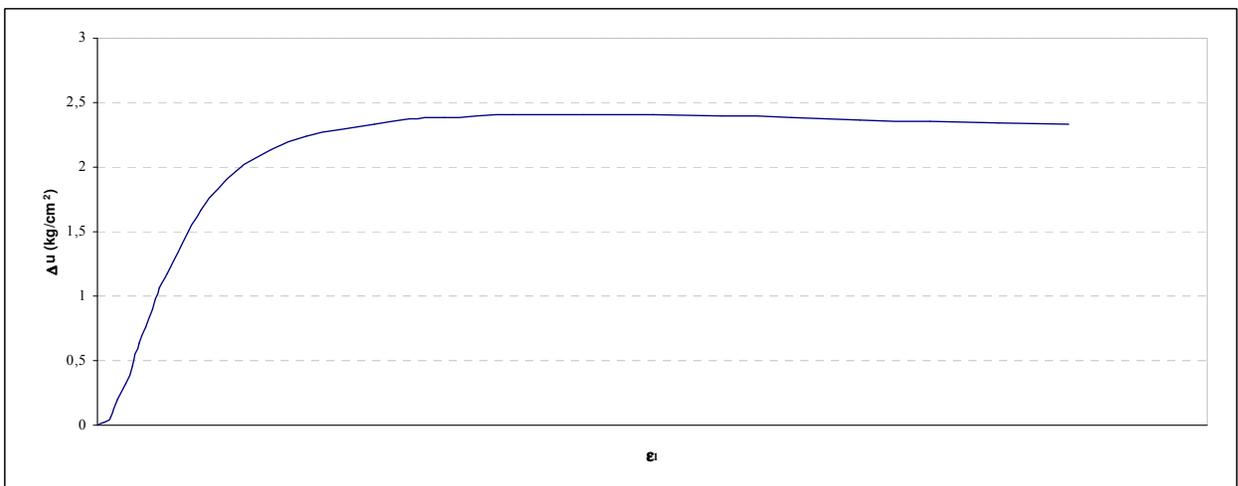
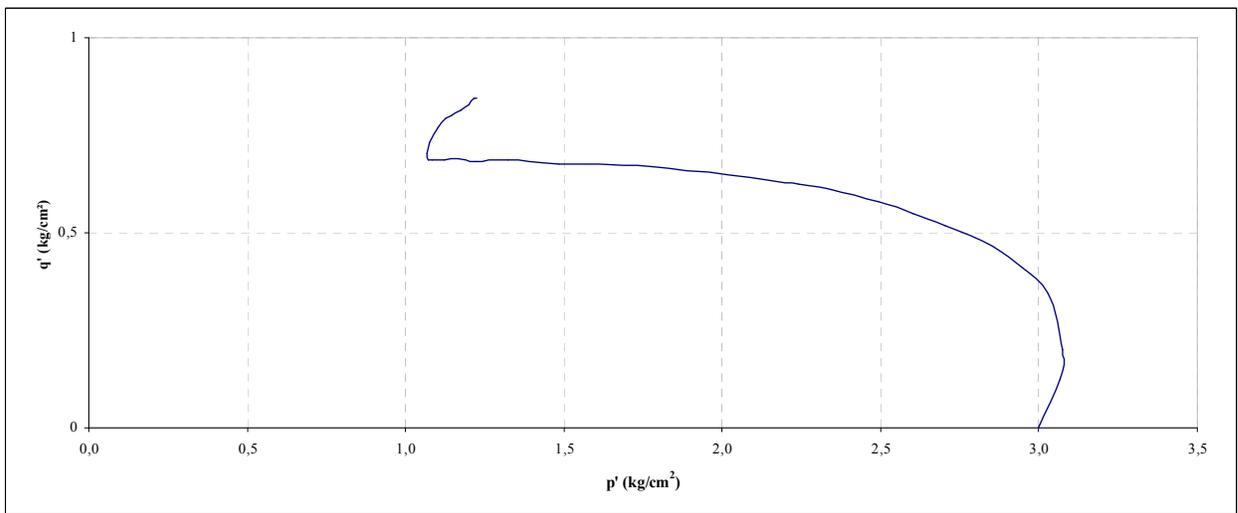
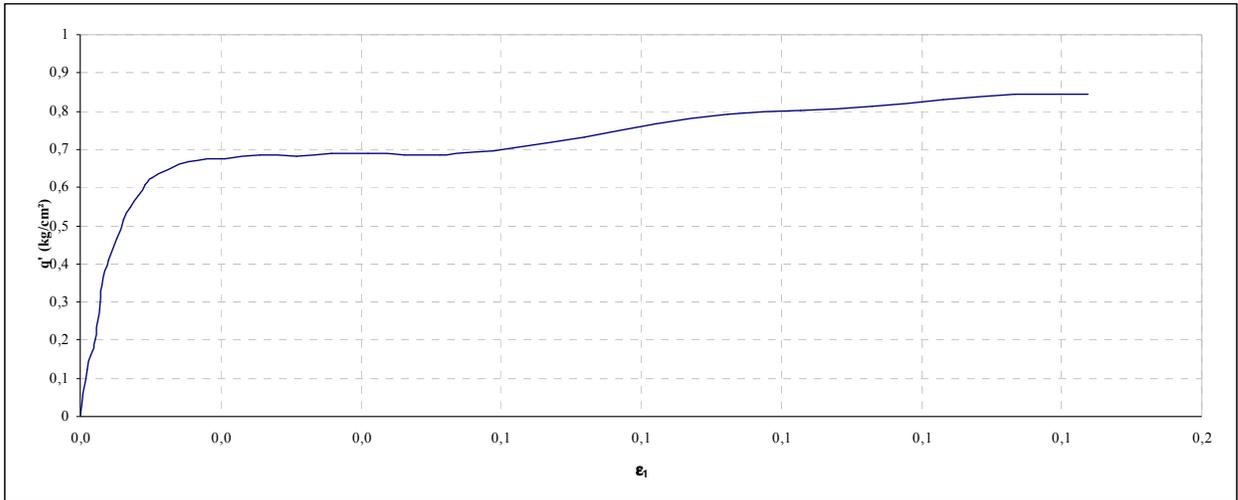
Ensayo Efectuado en probeta slurry y ensayada en condición

Saturación

Back Pressure (kg/cm ²)	Presión de Cámara		Presión de Poros		P. Cámara	P. Poros	Saturación
	σ_3 (kg/cm ²)	$\sigma_3 + \Delta\sigma_3$ (kg/cm ²)	U (kg/cm ²)	U + ΔU (kg/cm ²)	$\Delta\sigma_3$ (kg/cm ²)	ΔU (kg/cm ²)	$\Delta U / \Delta\sigma_3$ (%)
2,00	2,10	5,00	2,13	5,16	2,90	3,03	100

Resultados de Ensayo

Deformación (%)	Δu (kg/cm ²)	q' (kg/cm ²)	p' (kg/cm ²)
0,000	0,000	0,000	3,000
0,001	0,017	0,125	3,066
0,002	0,060	0,200	3,074
0,003	0,199	0,344	3,030
0,004	0,327	0,410	2,946
0,005	0,457	0,465	2,852
0,006	0,641	0,517	2,704
0,007	0,764	0,549	2,602
0,008	0,893	0,579	2,493
0,009	1,063	0,609	2,343
0,010	1,175	0,625	2,242
0,015	1,669	0,668	1,776
0,021	1,966	0,675	1,484
0,026	2,133	0,685	1,324
0,031	2,235	0,682	1,220
0,036	2,293	0,689	1,166
0,041	2,337	0,688	1,122
0,046	2,372	0,687	1,085
0,051	2,384	0,686	1,073
0,062	2,403	0,704	1,067
0,072	2,410	0,730	1,076
0,082	2,410	0,768	1,102
0,092	2,401	0,792	1,128
0,103	2,389	0,801	1,145
0,113	2,368	0,814	1,174
0,123	2,354	0,829	1,199
0,133	2,345	0,846	1,218
0,144	2,337	0,845	1,227



Ensayo Triaxial CIU (ASTM D4767-83)

Proyecto	Memoria "Resistencia Estática y Cíclica de Relaves Integrales"
Fecha de Inicio	
Fecha de Término	
Muestra	Slurry CIU 4

Datos del Ensayo

Altura Inicial	10,60	cm
Diámetro Inicial	5,04	cm
Índice de Vacíos Inicial (Aprox.)	1,316	
Índice de Vacíos Final	0,510	
Volumen Total Drenado por Consolidación	77,3	cm ³
Presión de Cámara Efectiva, σ_3	4,0	kg/cm ²
Velocidad de Deformación	0,13	mm/min

Observaciones

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

$$p' = (\sigma_1 + 2\sigma_3)/3$$

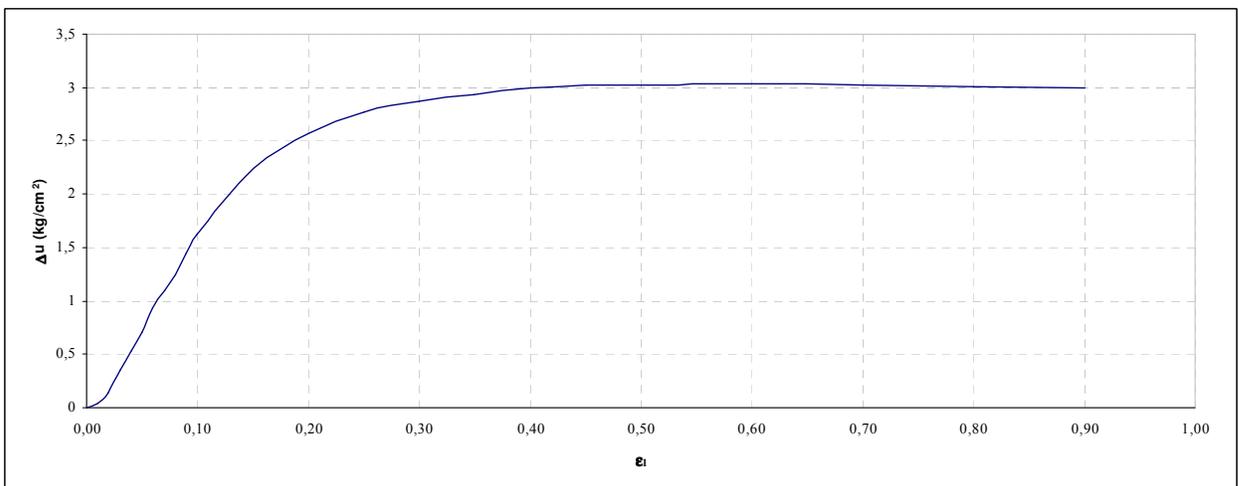
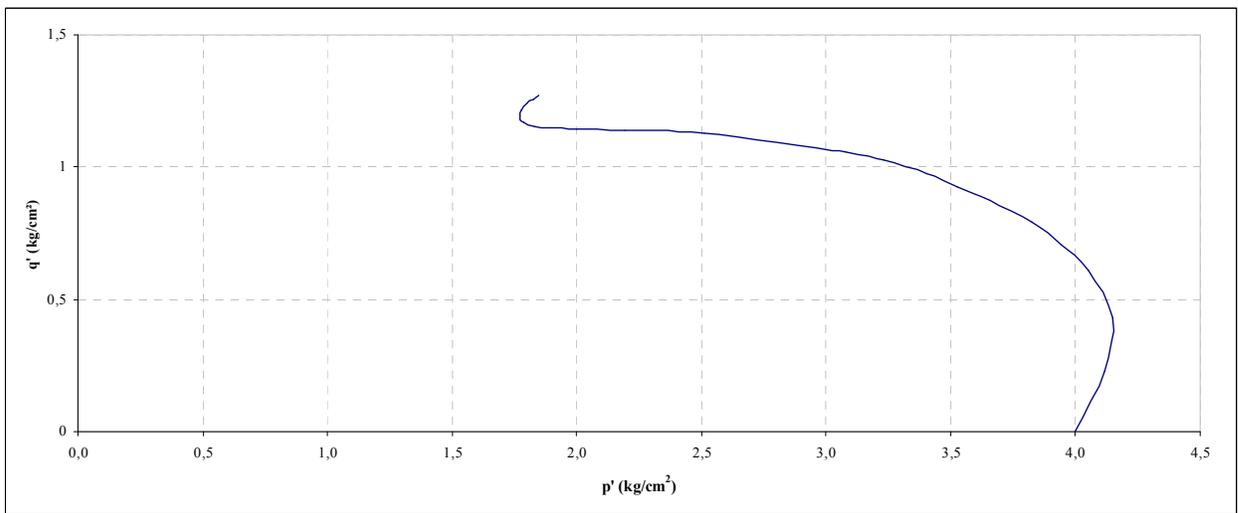
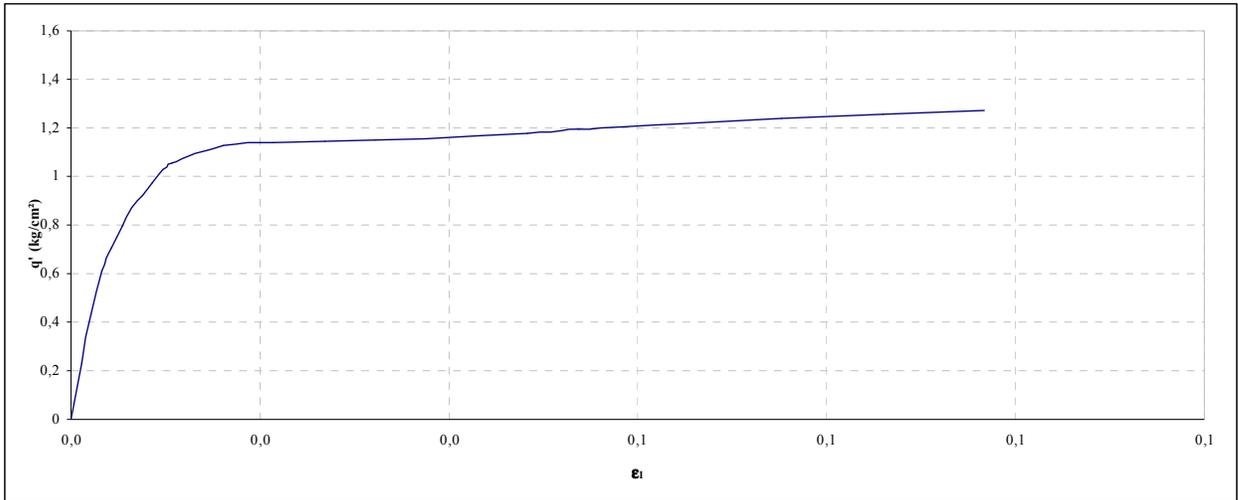
Ensayo Efectuado en probeta slurry y ensayada en condición

Saturación

Back Pressure (kg/cm ²)	Presión de Cámara		Presión de Poros		P. Cámara	P. Poros	Saturación
	σ_3 (kg/cm ²)	$\sigma_3 + \Delta\sigma_3$ (kg/cm ²)	U (kg/cm ²)	U + ΔU (kg/cm ²)	$\Delta\sigma_3$ (kg/cm ²)	ΔU (kg/cm ²)	$\Delta U / \Delta\sigma_3$ (%)
2,00	2,10	6,00	2,19	6,24	3,90	4,06	100

Resultados de Ensayo

Deformación (%)	Δu (kg/cm ²)	q' (kg/cm ²)	p' (kg/cm ²)
0,000	0,000	0,000	4,000
0,001	0,036	0,231	4,118
0,002	0,141	0,431	4,147
0,003	0,353	0,610	4,053
0,004	0,527	0,706	3,944
0,005	0,704	0,793	3,824
0,006	0,926	0,874	3,657
0,008	1,090	0,924	3,526
0,009	1,244	0,975	3,406
0,010	1,452	1,028	3,233
0,011	1,624	1,057	3,081
0,016	2,240	1,129	2,512
0,021	2,570	1,141	2,191
0,027	2,765	1,143	1,997
0,032	2,872	1,152	1,896
0,038	2,939	1,154	1,830
0,043	2,992	1,168	1,786
0,048	3,016	1,179	1,770
0,054	3,024	1,195	1,773
0,064	3,034	1,216	1,777
0,075	3,026	1,238	1,800
0,086	3,010	1,257	1,829
0,097	2,999	1,273	1,850



Ensayo Triaxial CIU (ASTM D4767-83)

Proyecto	Memoria "Resistencia Estática y Cíclica de Relaves Integrales"
Fecha de Inicio	
Fecha de Término	
Muestra	Slurry CIU 5

Datos del Ensaye

Altura Inicial	10,60	cm
Diámetro Inicial	5,04	cm
Índice de Vacíos Inicial (Aprox.)	1,086	
Índice de Vacíos Final	0,503	
Volumen Total Drenado por Consolidación	56,5	cm ³
Presión de Cámara Efectiva, σ_3	5,0	kg/cm ²
Velocidad de Deformación	0,13	mm/min

Observaciones

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

$$p' = (\sigma_1 + 2\sigma_3)/3$$

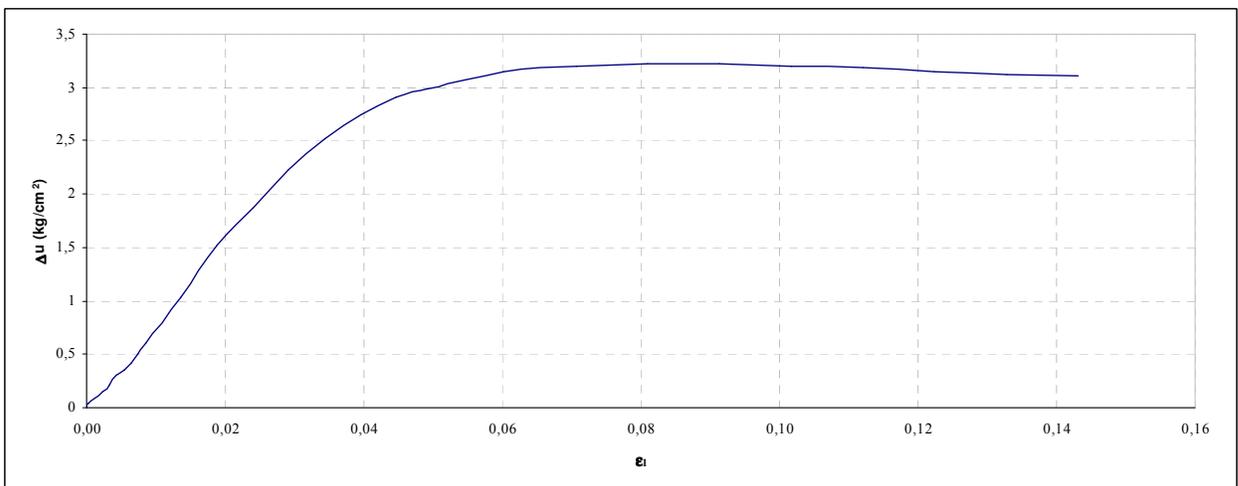
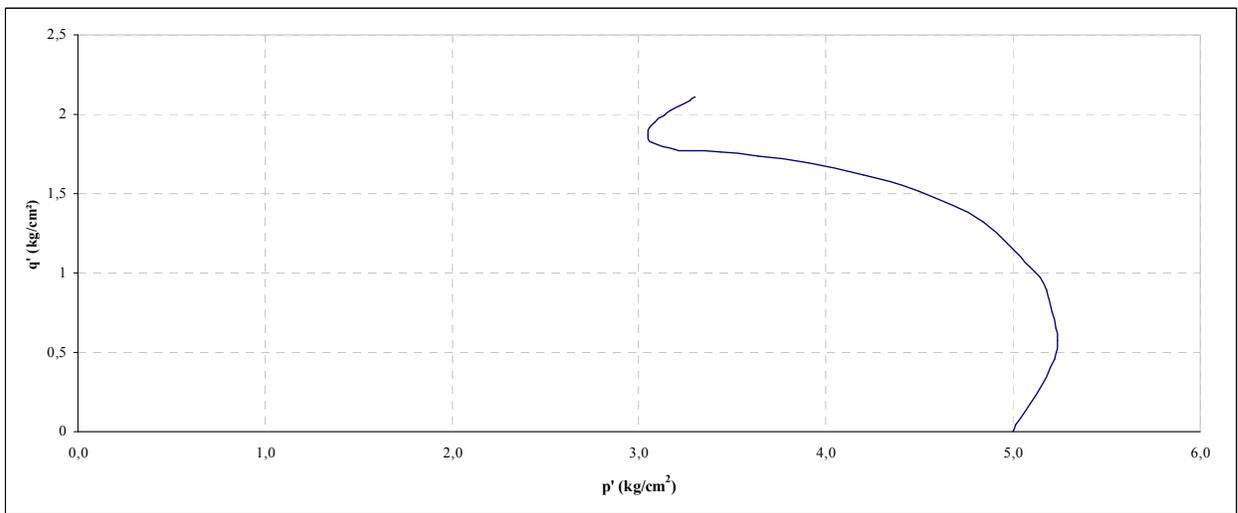
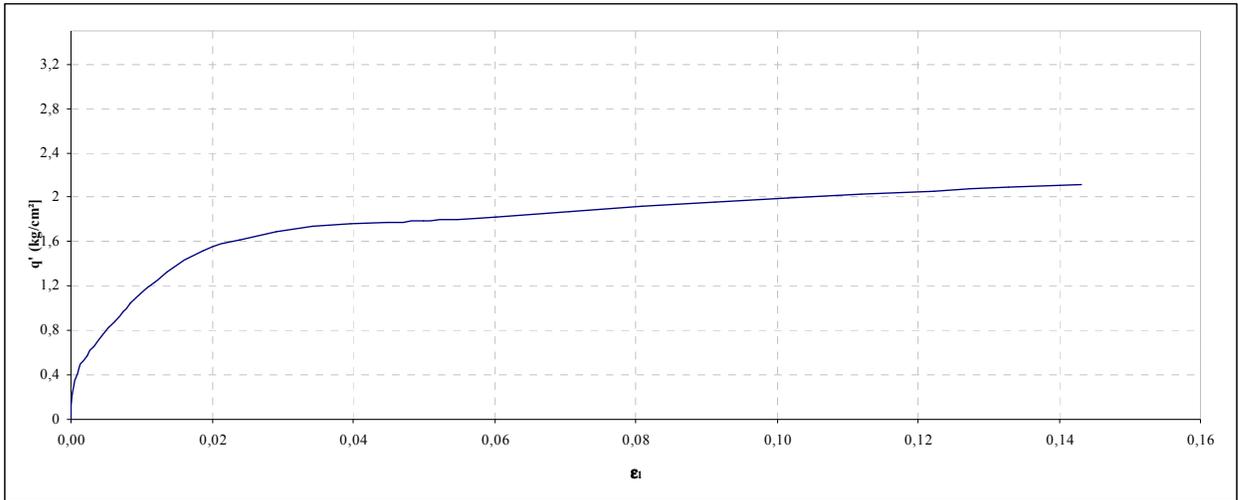
Ensaye Efectuado en probeta slurry y ensayada en condición

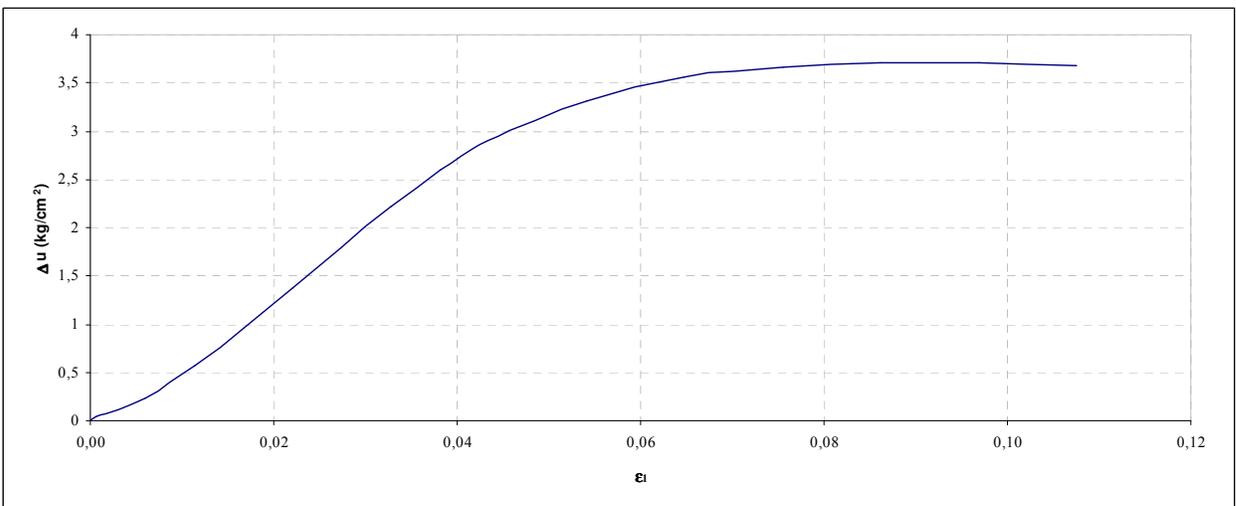
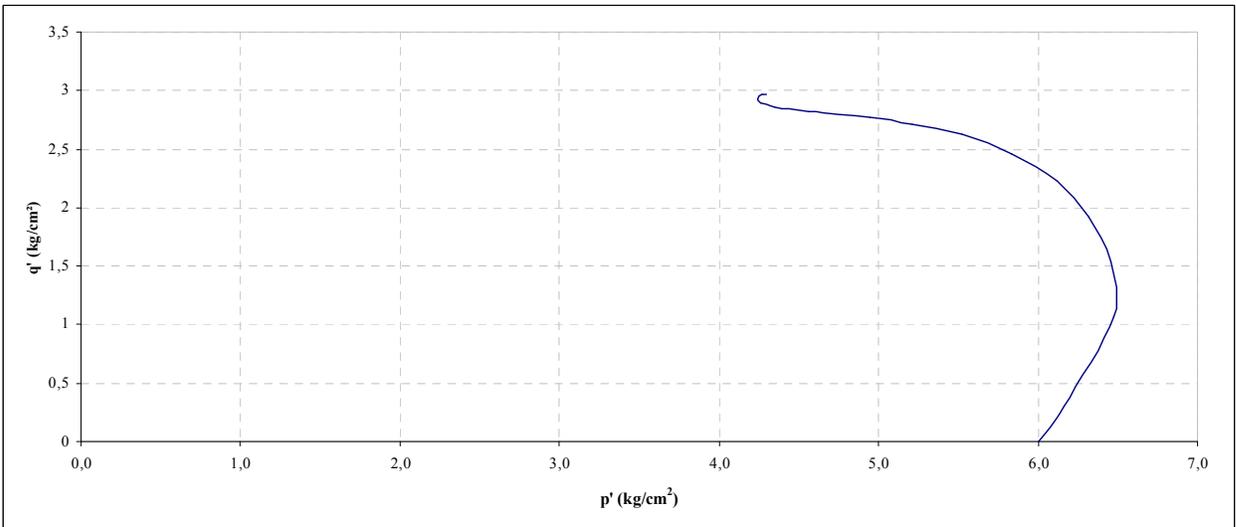
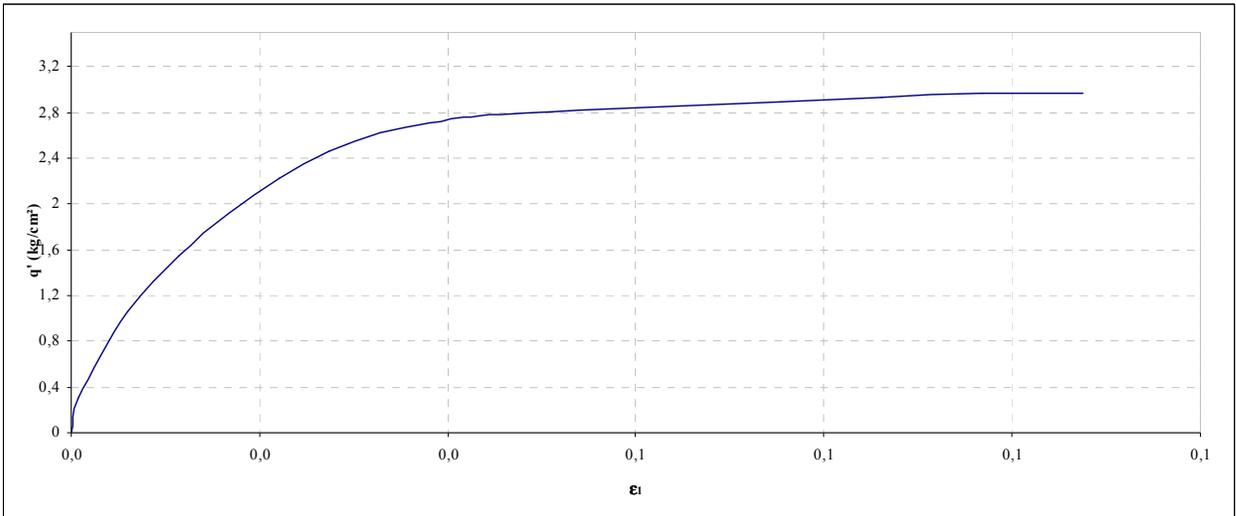
Saturación

Back Pressure (kg/cm ²)	Presión de Cámara		Presión de Poros		P. Cámara	P. Poros	Saturación
	σ_3 (kg/cm ²)	$\sigma_3 + \Delta\sigma_3$ (kg/cm ²)	U (kg/cm ²)	U + ΔU (kg/cm ²)	$\Delta\sigma_3$ (kg/cm ²)	ΔU (kg/cm ²)	$\Delta U / \Delta\sigma_3$ (%)
1,00	1,10	6,00	1,14	6,24	4,90	5,10	100

Resultados de Ensaye

Deformación (%)	Δu (kg/cm ²)	q' (kg/cm ²)	p' (kg/cm ²)
0,000	0,000	0,000	5,000
0,000	0,014	0,040	5,012
0,000	0,033	0,226	5,118
0,001	0,085	0,460	5,222
0,002	0,148	0,575	5,235
0,003	0,211	0,656	5,226
0,004	0,296	0,751	5,204
0,005	0,359	0,831	5,195
0,006	0,414	0,886	5,177
0,007	0,505	0,972	5,143
0,008	0,609	1,044	5,087
0,014	1,038	1,320	4,842
0,019	1,521	1,518	4,491
0,024	1,878	1,617	4,200
0,029	2,226	1,691	3,901
0,034	2,515	1,734	3,640
0,040	2,742	1,762	3,433
0,045	2,905	1,769	3,275
0,050	3,001	1,784	3,188
0,060	3,145	1,820	3,068
0,071	3,200	1,870	3,047
0,081	3,223	1,917	3,055
0,091	3,220	1,952	3,081
0,102	3,195	1,995	3,135
0,112	3,181	2,028	3,171
0,122	3,145	2,058	3,227
0,133	3,124	2,088	3,268
0,143	3,109	2,109	3,296





7.4 ENSAYOS TRIAXIALES CÍCLICOS

7.4.1 Ensayos en Slurry

Ensayo Triaxial Cíclico (ASTM D5311-92)

Proyecto	Memoria "Resistencia Estática y Cíclica de Relaves Integrales"
Fecha de Inicio	
Fecha de Término	
Muestra	Slurry 1

Datos del Ensaye

Altura Inicial	10,60	cm
Diámetro Inicial	5,04	cm
Índice de Vacíos Inicial (Aprox.)	1,117	
Índice de Vacíos Final	0,582	
Volumen Total Drenado por Consolidación	50,5	cm ³
Presión de Cámara Efectiva, σ_3	1,0	kg/cm ²
Tensión Desviadora, σ_d	0,34	kg/cm ²
Razón de Corte Cíclico, R_c	0,17	
Frecuencia de Ciclos	3,00	ciclos/min

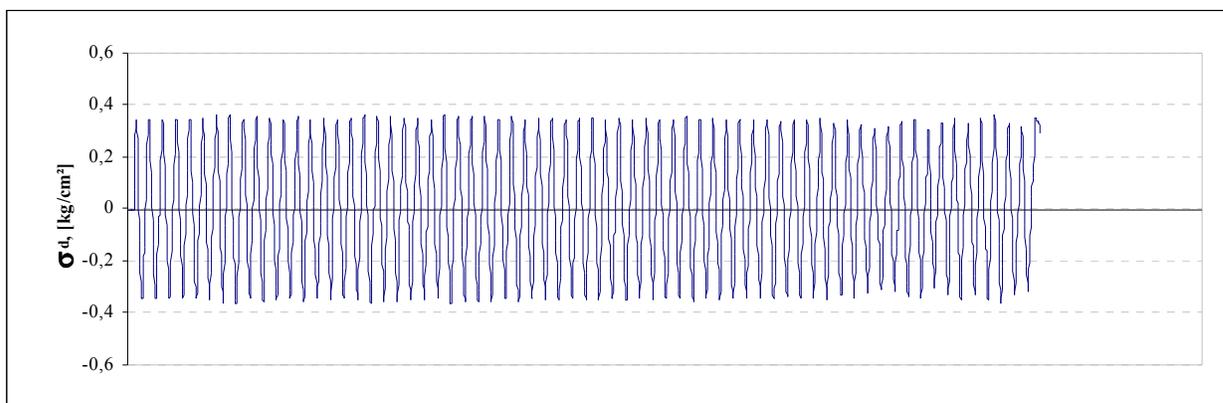
Observaciones

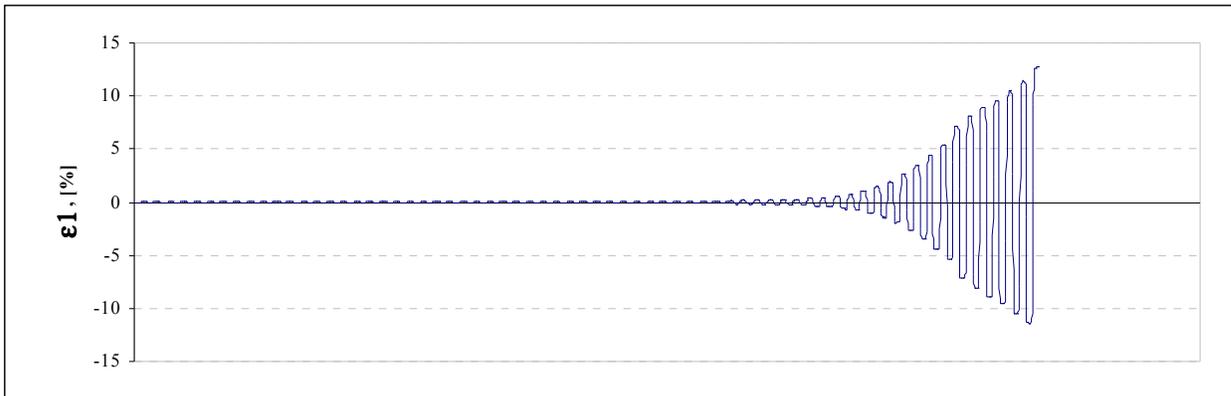
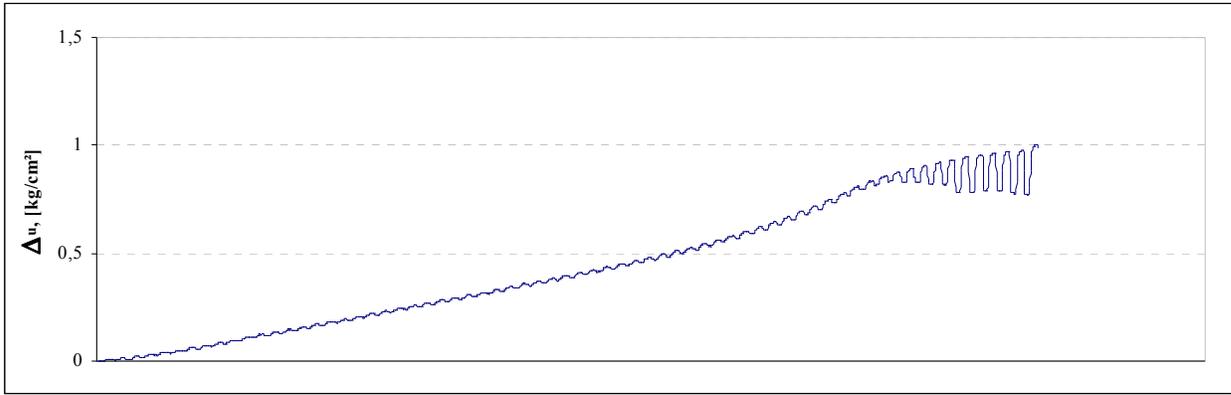
100% P.P.	67
10% Def. D.A.	61
5% Def. D.A.	58
R_c Corregido	0,175
$\sigma_d = \sigma_1 - \sigma_3$	
$\sigma_d =$ tensión desviadora	

Saturación

Back Pressure (kg/cm ²)	Presión de Cámara		Presión de Poros		P. Cámara	P.Poros	Saturación
	σ_3 (kg/cm ²)	$\sigma_3 + \Delta\sigma_3$ (kg/cm ²)	U (kg/cm ²)	U + ΔU (kg/cm ²)	$\Delta\sigma_3$ (kg/cm ²)	ΔU (kg/cm ²)	$\Delta U / \Delta\sigma_3$ (%)
2,00	2,10	3,00	2,12	3,00	0,90	0,88	98

Gráficos





Ensayo Triaxial Cíclico (ASTM D5311-92)

Proyecto	Memoria "Resistencia Estática y Cíclica de Relaves Integrales"
Fecha de Inicio	
Fecha de Término	
Muestra	Slurry 2

Datos del Ensaye

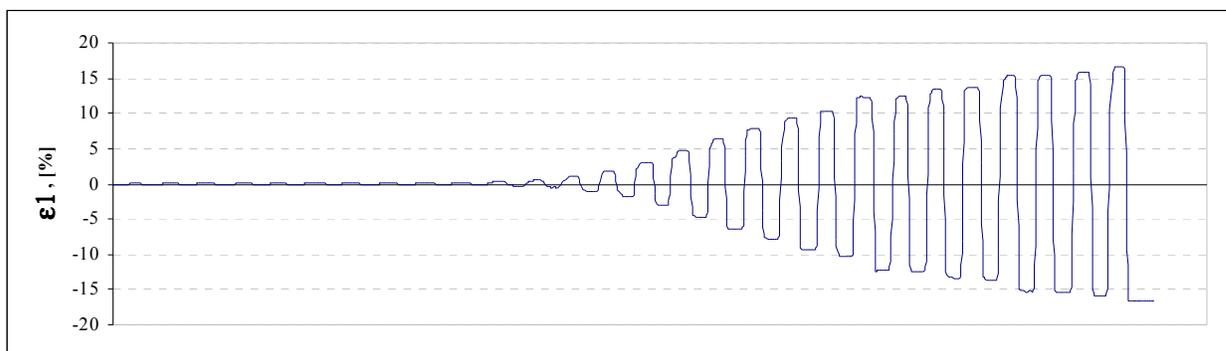
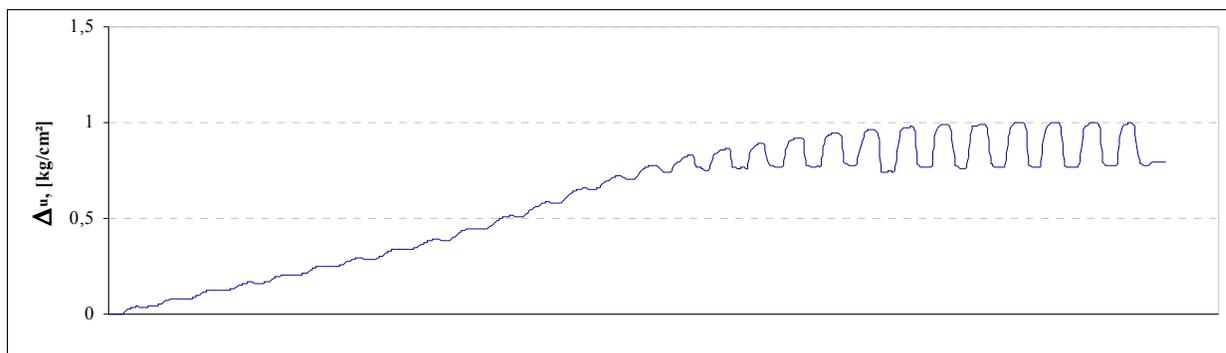
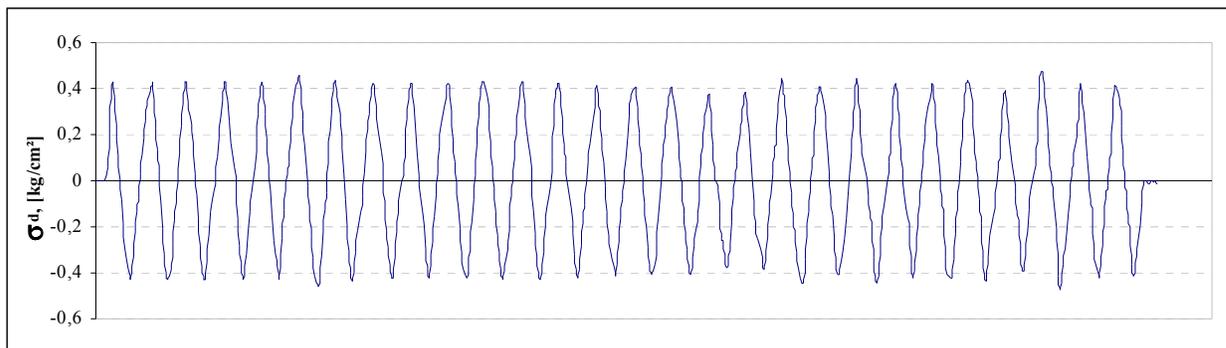
Altura Inicial	10,60	cm
Diámetro Inicial	5,04	cm
Índice de Vacíos Inicial (Aprox.)	1,207	
Índice de Vacíos Final	0,578	
Volumen Total Drenado por Consolidación	59,0	cm ³
Presión de Cámara Efectiva, σ_3	1,0	kg/cm ²
Tensión Desviadora, σ_d	0,39	kg/cm ²
Razón de Corte Cíclico, R_c	0,195	
Frecuencia de Ciclos	3,00	ciclos/min

Observaciones

100% P.P.	22
10% Def. D.A.	16
5% Def. D.A.	14
R_c Corregido	0,205
$\sigma_d = \sigma_1 - \sigma_3$	
σ_d = tensión desviadora	

Saturación

Back Pressure (kg/cm ²)	Presión de Cámara		Presión de Poros		P. Cámara	P. Poros	Saturación
	σ_3 (kg/cm ²)	$\sigma_3 + \Delta\sigma_3$ (kg/cm ²)	U (kg/cm ²)	U + ΔU (kg/cm ²)	$\Delta\sigma_3$ (kg/cm ²)	ΔU (kg/cm ²)	$\Delta U / \Delta\sigma_3$ (%)
2,00	2,10	3,00	2,99	3,00	0,90	0,89	99



Ensayo Triaxial Cíclico (ASTM D5311-92)

Proyecto	Memoria "Resistencia Estática y Cíclica de Relaves Integrales"
Fecha de Inicio	
Fecha de Término	
Muestra	Slurry 3

Datos del Ensaye

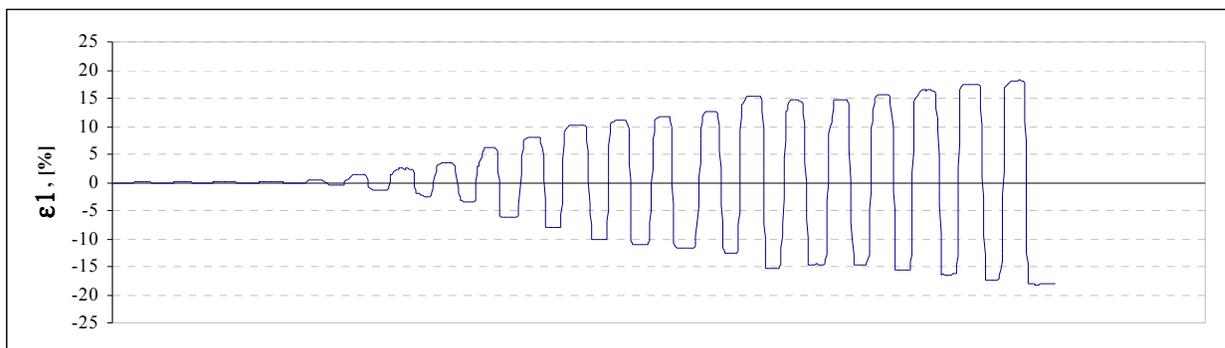
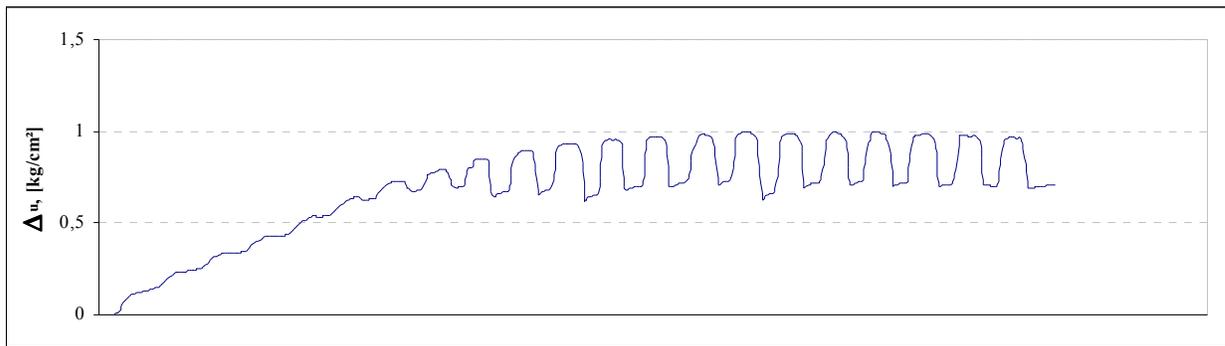
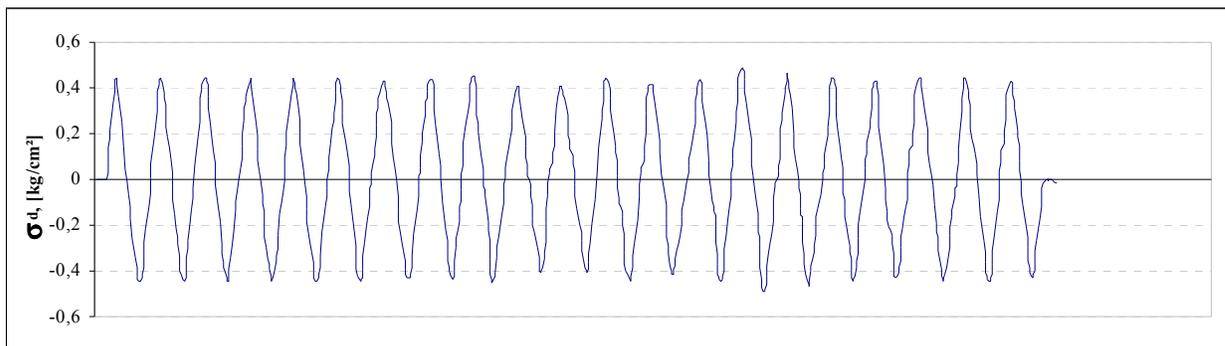
Altura Inicial	10,60	cm
Diámetro Inicial	5,04	cm
Índice de Vacíos Inicial (Aprox.)	1,119	
Índice de Vacíos Final	0,558	
Volumen Total Drenado por Consolidación	53,2	cm ³
Presión de Cámara Efectiva, σ_3	1,0	kg/cm ²
Tensión Desviadora, σ_d	0,42	kg/cm ²
Razón de Corte Cíclico, R_c	0,21	
Frecuencia de Ciclos	3,00	ciclos/min

Observaciones

100% P.P.	14
10% Def. D.A.	8
5% Def. D.A.	7
R_c Corregido	0,225
$\sigma_d = \sigma_1 - \sigma_3$	
σ_d = tensión desviadora	

Saturación

Back Pressure (kg/cm ²)	Presión de Cámara		Presión de Poros		P. Cámara $\Delta\sigma_3$ (kg/cm ²)	P. Poros ΔU (kg/cm ²)	Saturación $\Delta U/\Delta\sigma_3$ (%)
	σ_3 (kg/cm ²)	$\sigma_3 + \Delta\sigma_3$ (kg/cm ²)	U (kg/cm ²)	U + ΔU (kg/cm ²)			
2,00	2,10	3,00	2,13	3,02	0,90	0,89	99



Ensayo Triaxial Cíclico (ASTM D5311-92)

Proyecto	Memoria "Resistencia Estática y Cíclica de Relaves Integrales"
Fecha de Inicio	
Fecha de Término	
Muestra	Slurry 4

Datos del Ensaye

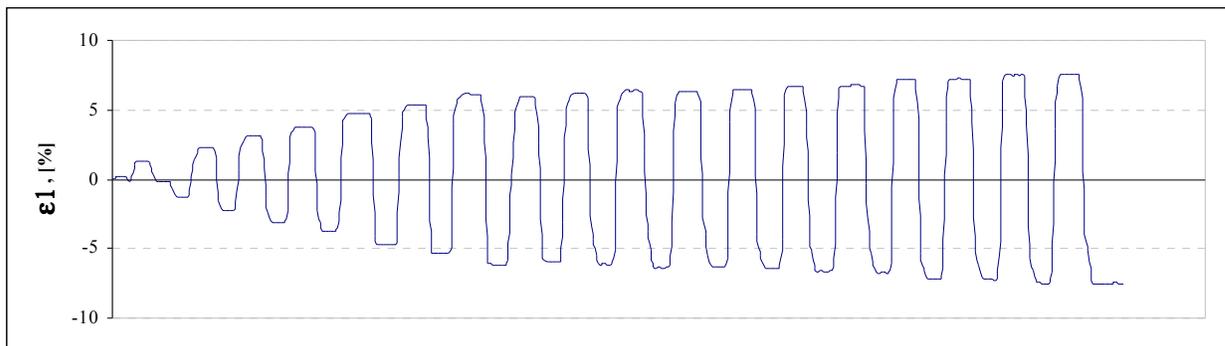
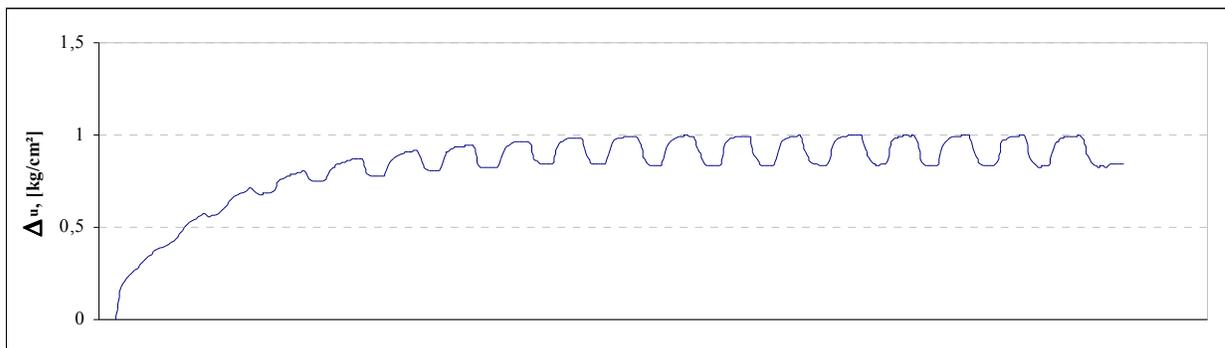
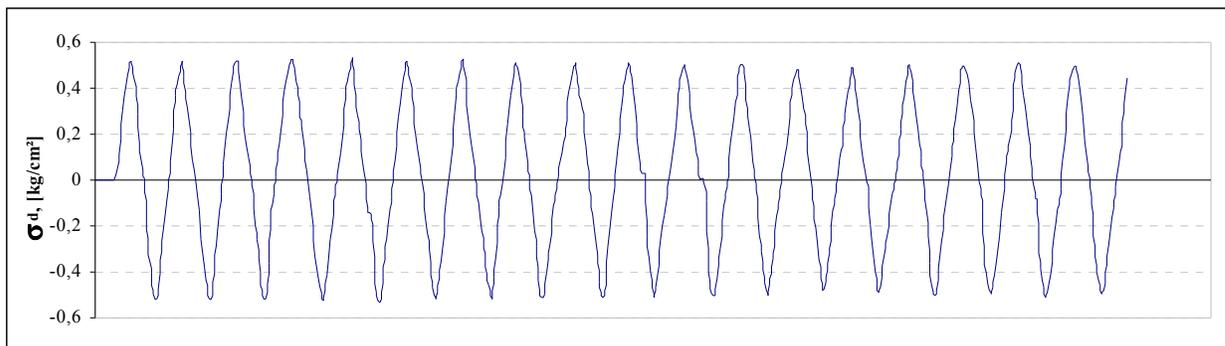
Altura Inicial	10,60	cm
Diámetro Inicial	5,04	cm
Índice de Vacíos Inicial (Aprox.)	1,147	
Índice de Vacíos Final	0,603	
Volumen Total Drenado por Consolidación	53,2	cm ³
Presión de Cámara Efectiva, σ_3	1,0	kg/cm ²
Tensión Desviadora, σ_d	0,52	kg/cm ²
Razón de Corte Cíclico, R_c	0,26	
Frecuencia de Ciclos	3,00	ciclos/min

Observaciones

100% P.P.	10
10% Def. D.A.	5
5% Def. D.A.	2
R_c Corregido	0,26
$\sigma_d = \sigma_1 - \sigma_3$	
$\sigma_d =$ tensión desviadora	

Saturación

Back Pressure (kg/cm ²)	Presión de Cámara		Presión de Poros		P. Cámara $\Delta\sigma_3$ (kg/cm ²)	P. Poros ΔU (kg/cm ²)	Saturación $\Delta U/\Delta\sigma_3$ (%)
	σ_3 (kg/cm ²)	$\sigma_3 + \Delta\sigma_3$ (kg/cm ²)	U (kg/cm ²)	U + ΔU (kg/cm ²)			
2,00	2,10	3,00	2,14	3,04	0,90	0,90	100



Ensayo Triaxial Cíclico (ASTM D5311-92)

Proyecto	Memoria "Resistencia Estática y Cíclica de Relaves Integrales"
Fecha de Inicio	
Fecha de Término	
Muestra	Slurry 5

Datos del Ensaye

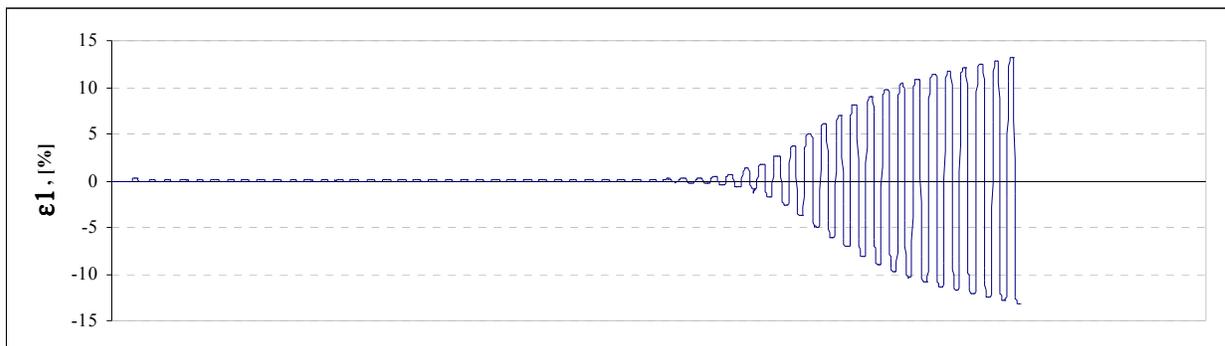
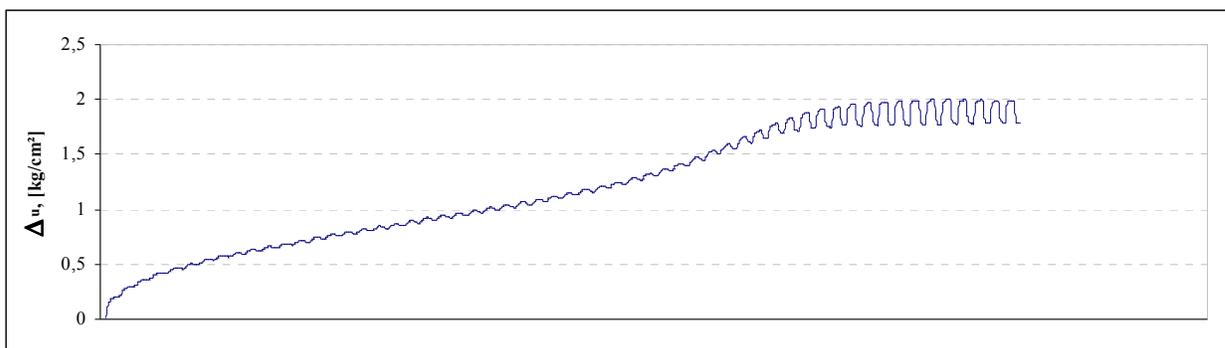
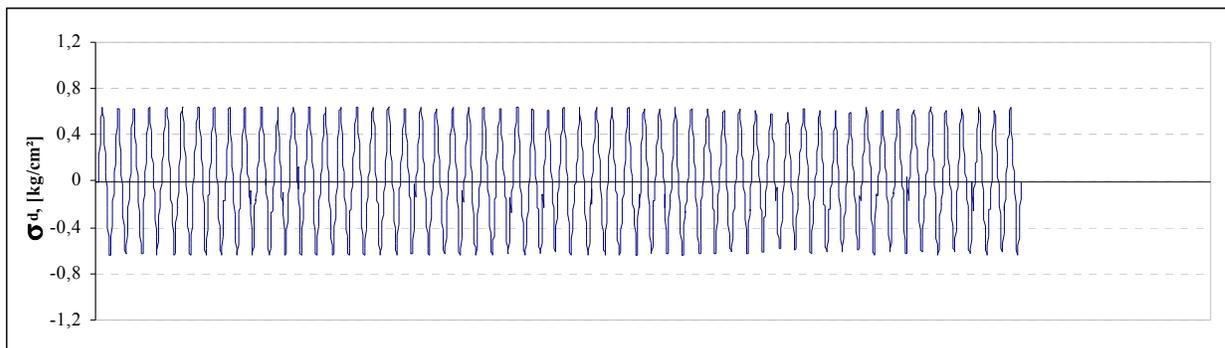
Altura Inicial	10,60	cm
Diámetro Inicial	5,04	cm
Índice de Vacíos Inicial (Aprox.)	1,138	
Índice de Vacíos Final	0,531	
Volumen Total Drenado por Consolidación	59,6	cm ³
Presión de Cámara Efectiva, σ_3	2,0	kg/cm ²
Tensión Desviadora, σ_d	0,60	kg/cm ²
Razón de Corte Cíclico, R_c	0,15	
Frecuencia de Ciclos	3,00	ciclos/min

Observaciones

100% P.P.	51
10% Def. D.A.	45
5% Def. D.A.	43
R_c Corregido	0,165
$\sigma_d = \sigma_1 - \sigma_3$	
$\sigma_d =$ tensión desviadora	

Saturación

Back Pressure (kg/cm ²)	Presión de Cámara		Presión de Poros		P. Cámara $\Delta\sigma_3$ (kg/cm ²)	P. Poros ΔU (kg/cm ²)	Saturación $\Delta U/\Delta\sigma_3$ (%)
	σ_3 (kg/cm ²)	$\sigma_3 + \Delta\sigma_3$ (kg/cm ²)	U (kg/cm ²)	$U + \Delta U$ (kg/cm ²)			
2,00	2,10	4,00	2,14	4,04	1,90	1,90	100



Ensayo Triaxial Cíclico (ASTM D5311-92)

Proyecto	Memoria "Resistencia Estática y Cíclica de Relaves Integrales"
Fecha de Inicio	
Fecha de Término	
Muestra	Slurry 6

Datos del Ensaye

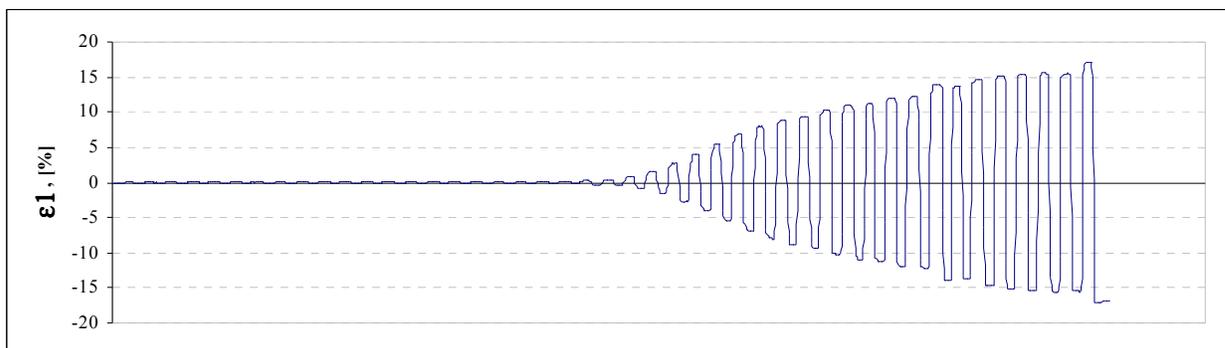
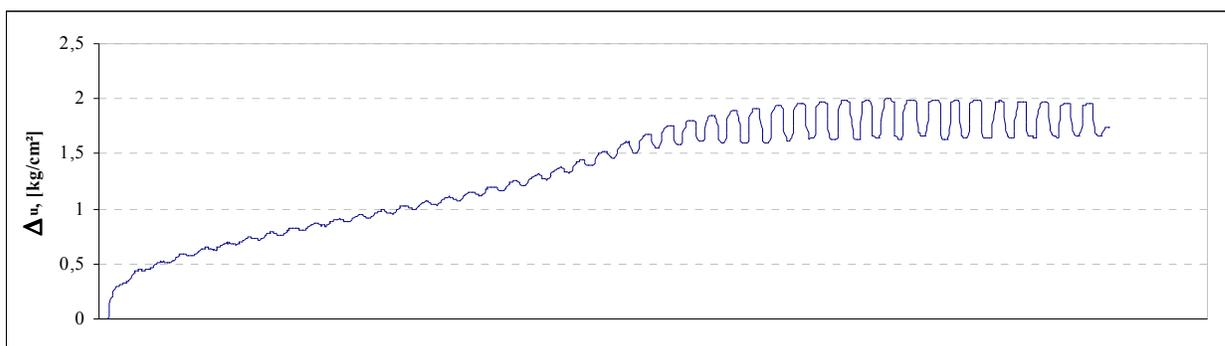
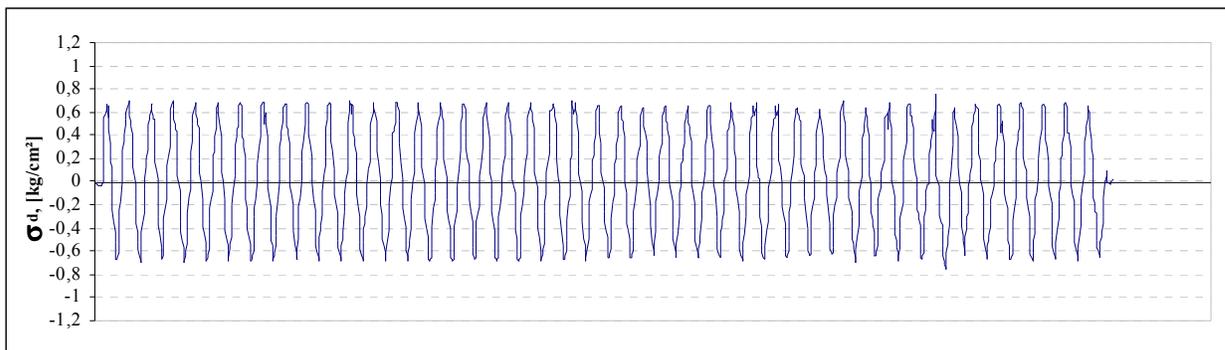
Altura Inicial	10,60	cm
Diámetro Inicial	5,04	cm
Índice de Vacíos Inicial (Aprox.)	1,055	
Índice de Vacíos Final	0,536	
Volumen Total Drenado por Consolidación	50,4	cm ³
Presión de Cámara Efectiva, σ_3	2,0	kg/cm ²
Tensión Desviadora, σ_d	0,68	kg/cm ²
Razón de Corte Cíclico, R_c	0,17	
Frecuencia de Ciclos	3,00	ciclos/min

Observaciones

100% P.P.	33
10% Def. D.A.	28
5% Def. D.A.	26
R_c Corregido	0,175
$\sigma_d = \sigma_1 - \sigma_3$	
$\sigma_d =$ tensión desviadora	

Saturación

Back Pressure (kg/cm ²)	Presión de Cámara		Presión de Poros		P. Cámara $\Delta\sigma_3$ (kg/cm ²)	P. Poros ΔU (kg/cm ²)	Saturación $\Delta U/\Delta\sigma_3$ (%)
	σ_3 (kg/cm ²)	$\sigma_3 + \Delta\sigma_3$ (kg/cm ²)	U (kg/cm ²)	U + ΔU (kg/cm ²)			
2,00	2,10	4,00	2,23	4,13	1,90	1,90	100



Ensayo Triaxial Cíclico (ASTM D5311-92)

Proyecto	Memoria "Resistencia Estática y Cíclica de Relaves Integrales"
Fecha de Inicio	
Fecha de Término	
Muestra	Slurry 7

Datos del Ensaye

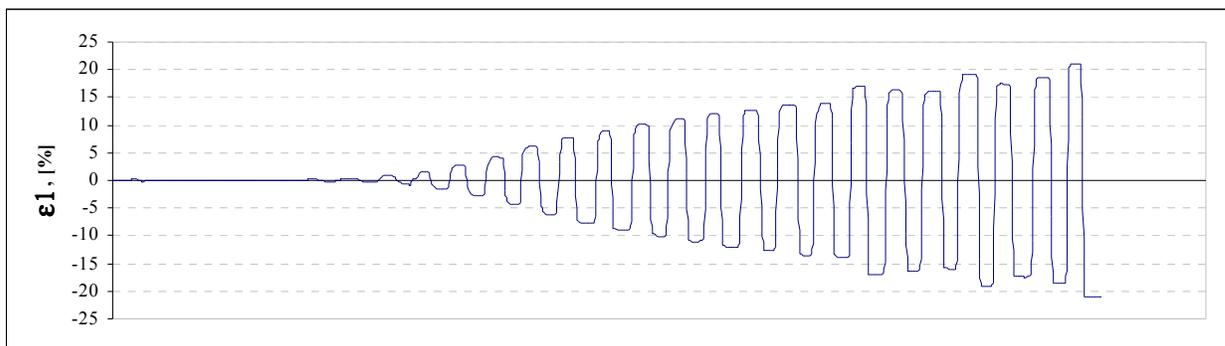
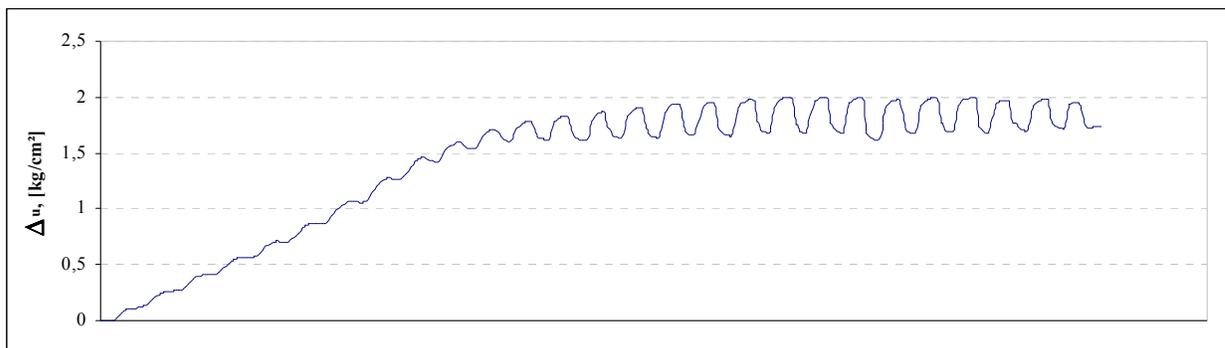
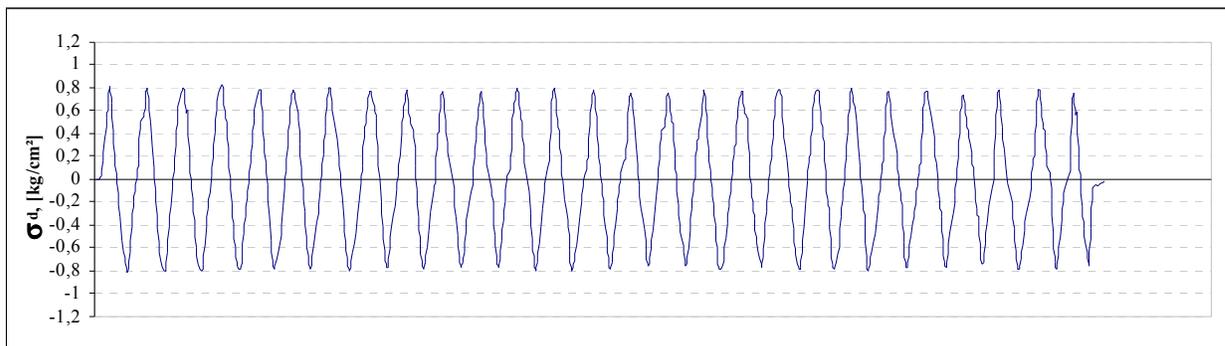
Altura Inicial	10,60	cm
Diámetro Inicial	5,04	cm
Índice de Vacíos Inicial (Aprox.)	1,069	
Índice de Vacíos Final	0,530	
Volumen Total Drenado por Consolidación	51,0	cm ³
Presión de Cámara Efectiva, σ_3	2,0	kg/cm ²
Tensión Desviadora, σ_d	0,80	kg/cm ²
Razón de Corte Cíclico, R_c	0,20	
Frecuencia de Ciclos	3,00	ciclos/min

Observaciones

100% P.P.	17
10% Def. D.A.	11
5% Def. D.A.	10
R_c Corregido	0,20
$\sigma_d = \sigma_1 - \sigma_3$	
σ_d = tensión desviadora	

Saturación

Back Pressure (kg/cm ²)	Presión de Cámara		Presión de Poros		P. Cámara $\Delta\sigma_3$ (kg/cm ²)	P. Poros ΔU (kg/cm ²)	Saturación $\Delta U/\Delta\sigma_3$ (%)
	σ_3 (kg/cm ²)	$\sigma_3 + \Delta\sigma_3$ (kg/cm ²)	U (kg/cm ²)	$U + \Delta U$ (kg/cm ²)			
2,00	2,10	4,00	2,21	4,12	1,90	1,90	100



Ensayo Triaxial Cíclico (ASTM D5311-92)

Proyecto	Memoria "Resistencia Estática y Cíclica de Relaves Integrales"
Fecha de Inicio	
Fecha de Término	
Muestra	Slurry 9

Datos del Ensaye

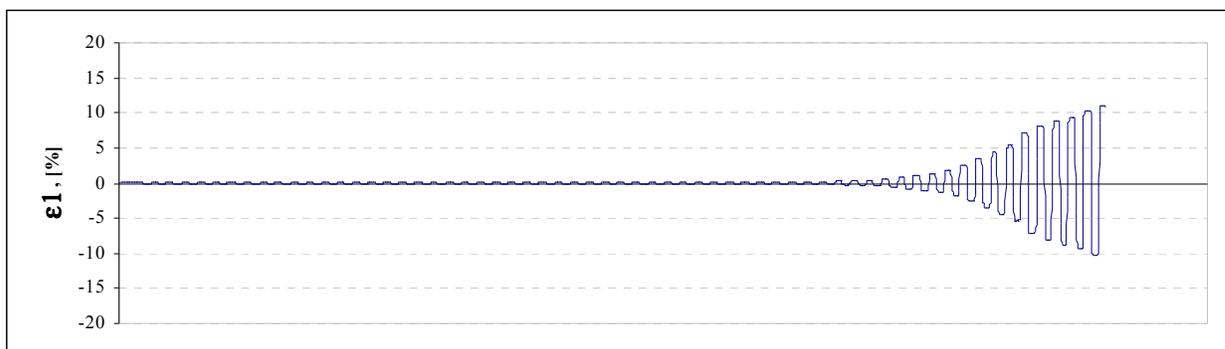
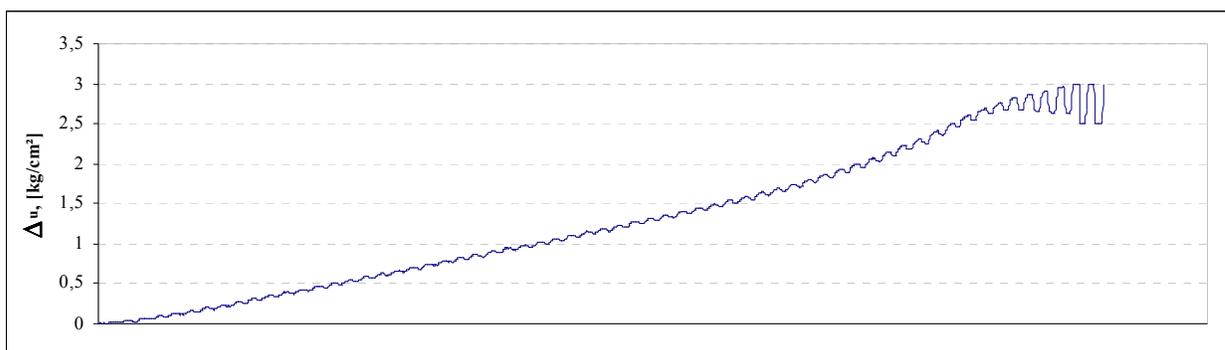
Altura Inicial	10,60	cm
Diámetro Inicial	5,04	cm
Índice de Vacíos Inicial (Aprox.)	1,202	
Índice de Vacíos Final	0,491	
Volumen Total Drenado por Consolidación	67,7	cm ³
Presión de Cámara Efectiva, σ_3	3,0	kg/cm ²
Tensión Desviadora, σ_d	0,96	kg/cm ²
Razón de Corte Cíclico, R_c	0,16	
Frecuencia de Ciclos	3,00	ciclos/min

Observaciones

100% P.P.	62
10% Def. D.A.	55
5% Def. D.A.	52
R_c Corregido	0,16
$\sigma_d = \sigma_1 - \sigma_3$	
$\sigma_d =$ tensión desviadora	

Saturación

Back Pressure (kg/cm ²)	Presión de Cámara		Presión de Poros		P. Cámara	P. Poros	Saturación
	σ_3 (kg/cm ²)	$\sigma_3 + \Delta\sigma_3$ (kg/cm ²)	U (kg/cm ²)	U + ΔU (kg/cm ²)	$\Delta\sigma_3$ (kg/cm ²)	ΔU (kg/cm ²)	$\Delta U / \Delta\sigma_3$ (%)
2,00	2,10	5,00	2,12	4,98	2,90	2,86	99



Ensayo Triaxial Cíclico (ASTM D5311-92)

Proyecto	Memoria "Resistencia Estática y Cíclica de Relaves Integrales"
Fecha de Inicio	
Fecha de Término	
Muestra	Slurry 10

Datos del Ensaye

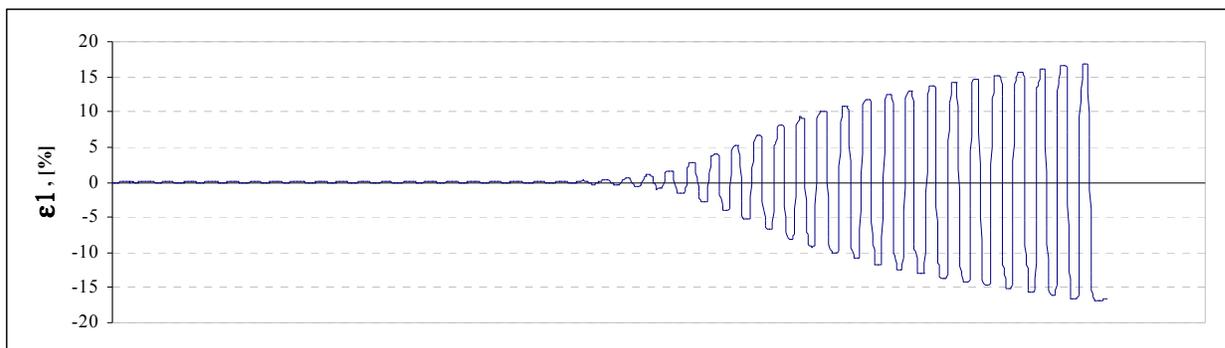
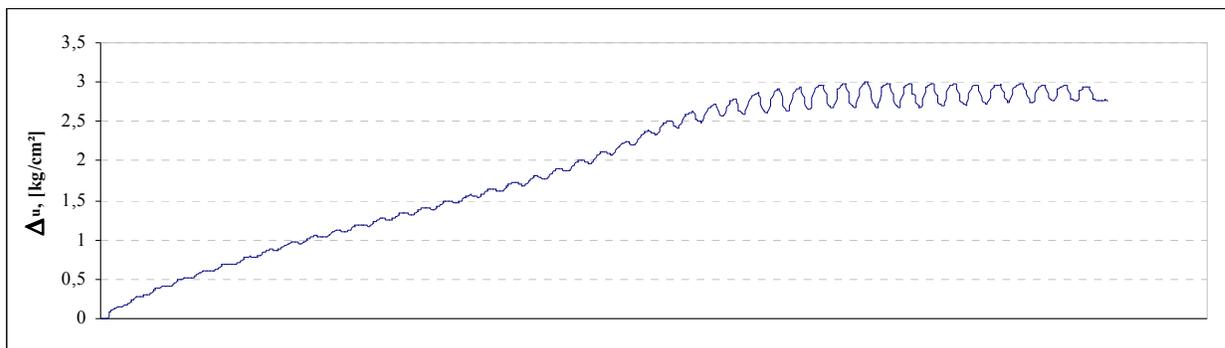
Altura Inicial	10,60	cm
Diámetro Inicial	5,04	cm
Índice de Vacíos Inicial (Aprox.)	1,170	
Índice de Vacíos Final	0,526	
Volumen Total Drenado por Consolidación	59,3	cm ³
Presión de Cámara Efectiva, σ_3	3,0	kg/cm ²
Tensión Desviadora, σ_d	0,96	kg/cm ²
Razón de Corte Cíclico, R_c	0,16	
Frecuencia de Ciclos	3,00	ciclos/min

Observaciones

100% P.P.	33
10% Def. D.A.	29
5% Def. D.A.	27
R_c Corregido	0,165
$\sigma_d = \sigma_1 - \sigma_3$	
σ_d = tensión desviadora	

Saturación

Back Pressure (kg/cm ²)	Presión de Cámara		Presión de Poros		P. Cámara	P. Poros	Saturación
	σ_3 (kg/cm ²)	$\sigma_3 + \Delta\sigma_3$ (kg/cm ²)	U (kg/cm ²)	U + ΔU (kg/cm ²)	$\Delta\sigma_3$ (kg/cm ²)	ΔU (kg/cm ²)	$\Delta U / \Delta\sigma_3$ (%)
2,00	2,10	5,00	2,13	5,04	2,90	2,91	100



Ensayo Triaxial Cíclico (ASTM D5311-92)

Proyecto	Memoria "Resistencia Estática y Cíclica de Relaves Integrales"
Fecha de Inicio	
Fecha de Término	
Muestra	Slurry 12

Datos del Ensaye

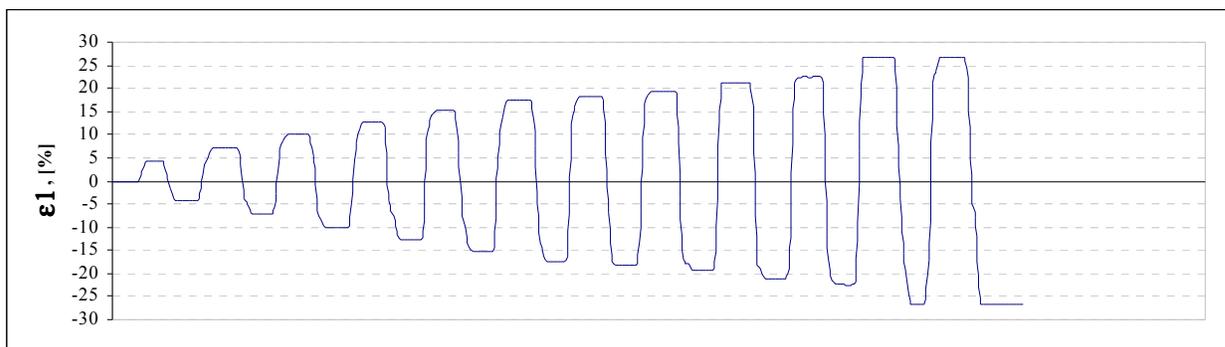
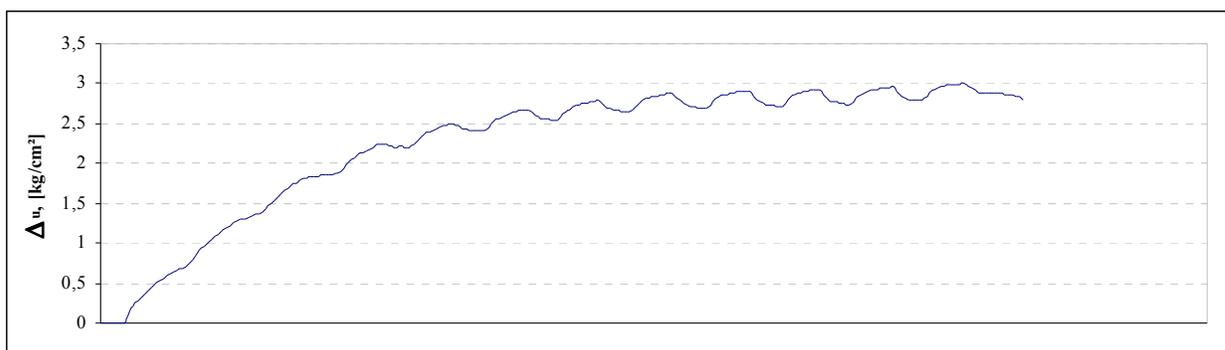
Altura Inicial	10,60	cm
Diámetro Inicial	5,04	cm
Índice de Vacíos Inicial (Aprox.)	1,202	
Índice de Vacíos Final	0,517	
Volumen Total Drenado por Consolidación	66,3	cm ³
Presión de Cámara Efectiva, σ_3	3,0	kg/cm ²
Tensión Desviadora, σ_d	1,44	kg/cm ²
Razón de Corte Cíclico, R_c	0,24	
Frecuencia de Ciclos	3,00	ciclos/min

Observaciones

100% P.P.	8
10% Def. D.A.	1
5% Def. D.A.	0,5
R_c Corregido	0,25
$\sigma_d = \sigma_1 - \sigma_3$	
$\sigma_d =$ tensión desviadora	

Saturación

Back Pressure (kg/cm ²)	Presión de Cámara		Presión de Poros		P. Cámara	P. Poros	Saturación
	σ_3 (kg/cm ²)	$\sigma_3 + \Delta\sigma_3$ (kg/cm ²)	U (kg/cm ²)	U + ΔU (kg/cm ²)	$\Delta\sigma_3$ (kg/cm ²)	ΔU (kg/cm ²)	$\Delta U / \Delta\sigma_3$ (%)
2,00	2,10	5,00	2,13	5,01	2,90	2,88	99



Ensayo Triaxial Cíclico (ASTM D5311-92)

Proyecto	Memoria "Resistencia Estática y Cíclica de Relaves Integrales"
Fecha de Inicio	
Fecha de Término	
Muestra	Slurry 13

Datos del Ensaye

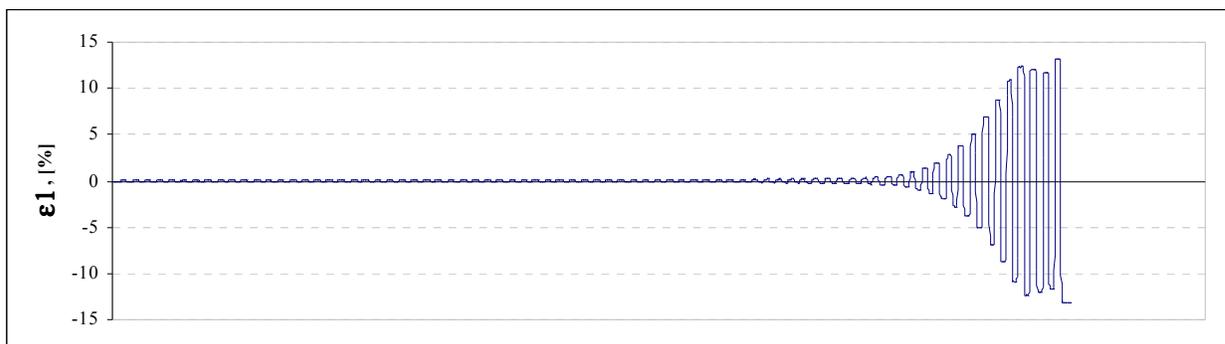
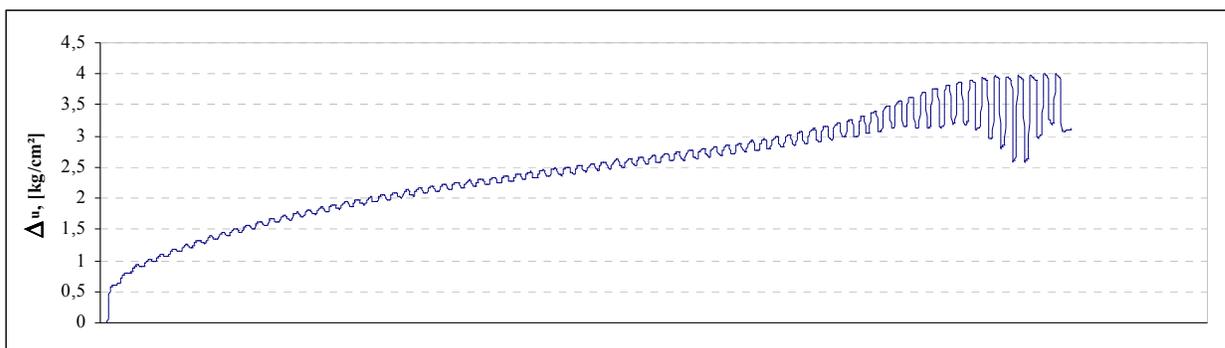
Altura Inicial	10,60	cm
Diámetro Inicial	5,04	cm
Índice de Vacíos Inicial (Aprox.)	1,047	
Índice de Vacíos Final	0,501	
Volumen Total Drenado por Consolidación	55,1	cm ³
Presión de Cámara Efectiva, σ_3	4,0	kg/cm ²
Tensión Desviadora, σ_d	1,20	kg/cm ²
Razón de Corte Cíclico, R_c	0,15	
Frecuencia de Ciclos	3,00	ciclos/min

Observaciones

100% P.P.	73
10% Def. D.A.	70
5% Def. D.A.	69
R_c Corregido	0,15
$\sigma_d = \sigma_1 - \sigma_3$	
$\sigma_d =$ tensión desviadora	

Saturación

Back Pressure (kg/cm ²)	Presión de Cámara		Presión de Poros		P. Cámara	P. Poros	Saturación
	σ_3 (kg/cm ²)	$\sigma_3 + \Delta\sigma_3$ (kg/cm ²)	U (kg/cm ²)	U + ΔU (kg/cm ²)	$\Delta\sigma_3$ (kg/cm ²)	ΔU (kg/cm ²)	$\Delta U / \Delta\sigma_3$ (%)
2,00	2,10	6,00	2,15	5,93	3,90	3,78	97



Ensayo Triaxial Cíclico (ASTM D5311-92)

Proyecto	Memoria "Resistencia Estática y Cíclica de Relaves Integrales"
Fecha de Inicio	
Fecha de Término	
Muestra	Slurry 14

Datos del Ensaye

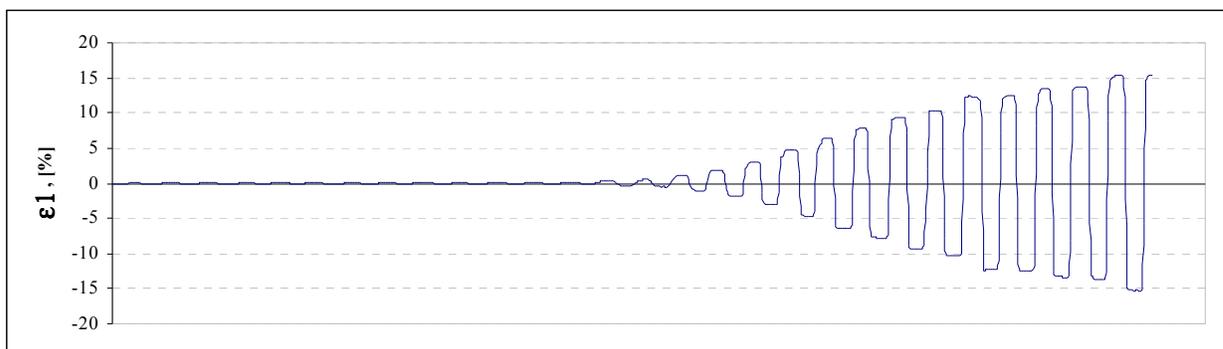
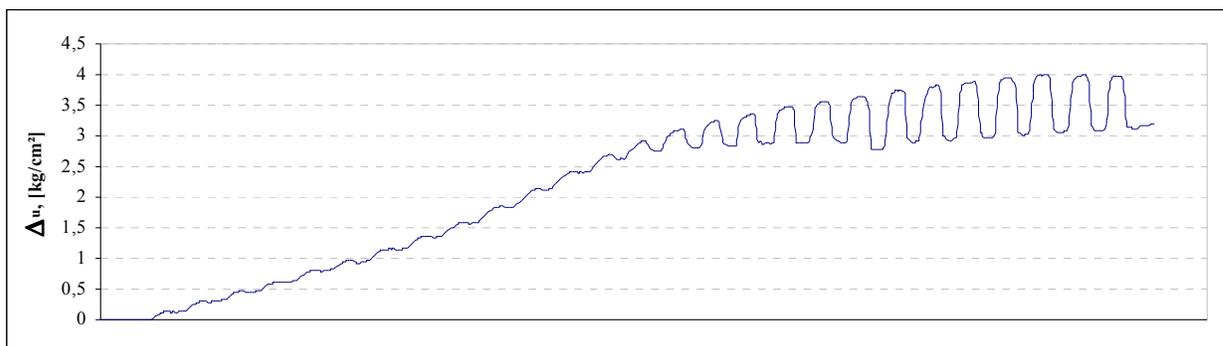
Altura Inicial	10,60	cm
Diámetro Inicial	5,04	cm
Índice de Vacíos Inicial (Aprox.)	1,118	
Índice de Vacíos Final	0,504	
Volumen Total Drenado por Consolidación	68,0	cm ³
Presión de Cámara Efectiva, σ_3	4,0	kg/cm ²
Tensión Desviadora, σ_d	1,28	kg/cm ²
Razón de Corte Cíclico, R_c	0,16	
Frecuencia de Ciclos	3,00	ciclos/min

Observaciones

100% P.P.	25
10% Def. D.A.	19
5% Def. D.A.	17
R_c Corregido	0,165
$\sigma_d = \sigma_1 - \sigma_3$	
$\sigma_d =$ tensión desviadora	

Saturación

Back Pressure (kg/cm ²)	Presión de Cámara		Presión de Poros		P. Cámara	P. Poros	Saturación
	σ_3 (kg/cm ²)	$\sigma_3 + \Delta\sigma_3$ (kg/cm ²)	U (kg/cm ²)	U + ΔU (kg/cm ²)	$\Delta\sigma_3$ (kg/cm ²)	ΔU (kg/cm ²)	$\Delta U / \Delta\sigma_3$ (%)
2,00	2,10	6,00	2,10	5,91	3,90	3,81	98



Ensayo Triaxial Cíclico (ASTM D5311-92)

Proyecto	Memoria "Resistencia Estática y Cíclica de Relaves Integrales"
Fecha de Inicio	
Fecha de Término	
Muestra	Slurry 15

Datos del Ensaye

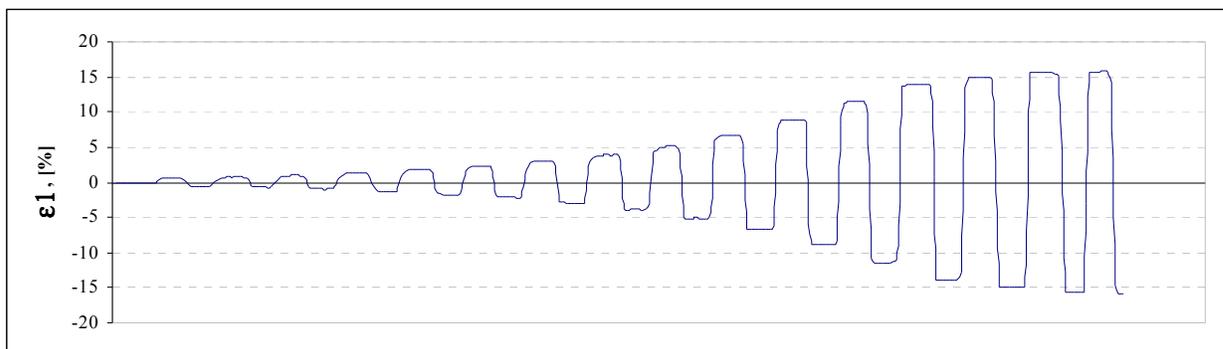
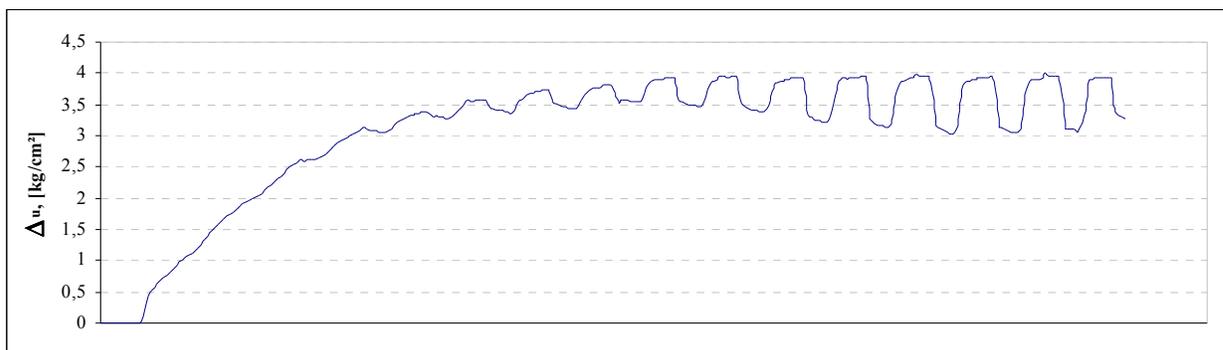
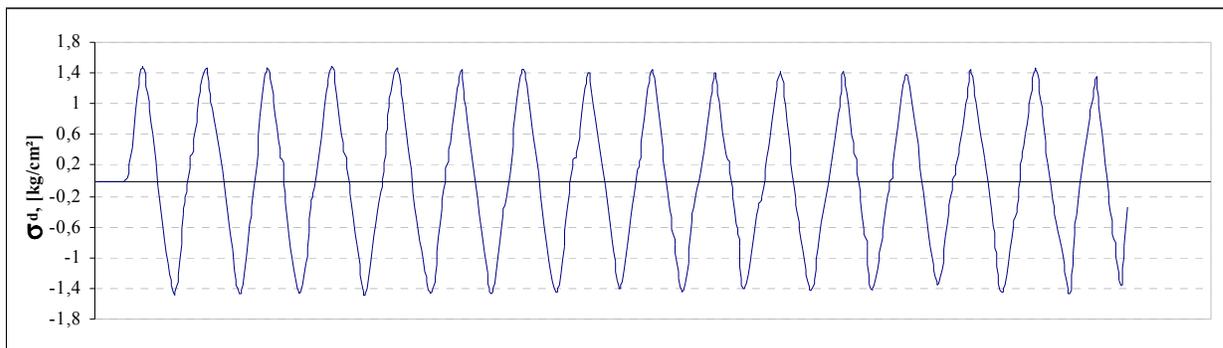
Altura Inicial	10,60	cm
Diámetro Inicial	5,04	cm
Índice de Vacíos Inicial (Aprox.)	1,066	
Índice de Vacíos Final	0,509	
Volumen Total Drenado por Consolidación	56,9	cm ³
Presión de Cámara Efectiva, σ_3	4,0	kg/cm ²
Tensión Desviadora, σ_d	1,44	kg/cm ²
Razón de Corte Cíclico, R_c	0,18	
Frecuencia de Ciclos	3,00	ciclos/min

Observaciones

100% P.P.	10
10% Def. D.A.	9
5% Def. D.A.	6
R_c Corregido	0,19
$\sigma_d = \sigma_1 - \sigma_3$	
$\sigma_d =$ tensión desviadora	

Saturación

Back Pressure (kg/cm ²)	Presión de Cámara		Presión de Poros		P. Cámara	P. Poros	Saturación
	σ_3 (kg/cm ²)	$\sigma_3 + \Delta\sigma_3$ (kg/cm ²)	U (kg/cm ²)	U + ΔU (kg/cm ²)	$\Delta\sigma_3$ (kg/cm ²)	ΔU (kg/cm ²)	$\Delta U / \Delta\sigma_3$ (%)
2,00	2,10	6,00	2,03	5,83	3,90	3,80	97



Ensayo Triaxial Cíclico (ASTM D5311-92)

Proyecto	Memoria "Resistencia Estática y Cíclica de Relaves Integrales"
Fecha de Inicio	
Fecha de Término	
Muestra	Slurry 17

Datos del Ensaye

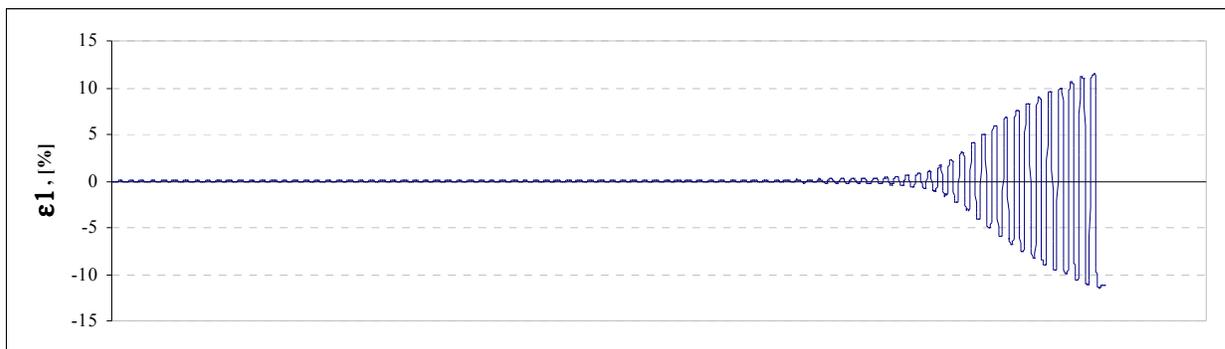
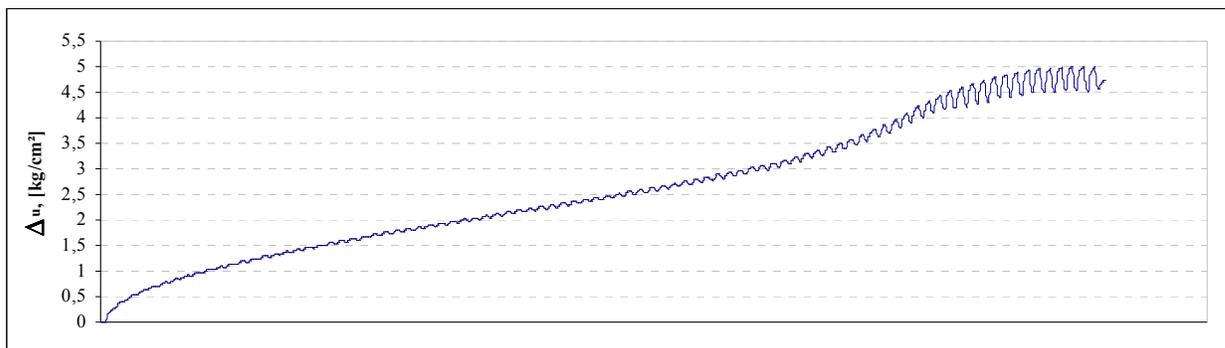
Altura Inicial	10,60	cm
Diámetro Inicial	5,04	cm
Índice de Vacíos Inicial (Aprox.)	1,202	
Índice de Vacíos Final	0,479	
Volumen Total Drenado por Consolidación	69,5	cm ³
Presión de Cámara Efectiva, σ_3	5,0	kg/cm ²
Tensión Desviadora, σ_d	1,40	kg/cm ²
Razón de Corte Cíclico, R_c	0,14	
Frecuencia de Ciclos	3,00	ciclos/min

Observaciones

100% P.P.	85
10% Def. D.A.	79
5% Def. D.A.	77
R_c Corregido	0,14
$\sigma_d = \sigma_1 - \sigma_3$	
σ_d = tensión desviadora	

Saturación

Back Pressure (kg/cm ²)	Presión de Cámara		Presión de Poros		P. Cámara	P. Poros	Saturación
	σ_3 (kg/cm ²)	$\sigma_3 + \Delta\sigma_3$ (kg/cm ²)	U (kg/cm ²)	U + ΔU (kg/cm ²)	$\Delta\sigma_3$ (kg/cm ²)	ΔU (kg/cm ²)	$\Delta U / \Delta\sigma_3$ (%)
1,00	1,10	6,00	1,06	5,89	4,90	4,77	97



Ensayo Triaxial Cíclico (ASTM D5311-92)

Proyecto	Memoria "Resistencia Estática y Cíclica de Relaves Integrales"
Fecha de Inicio	
Fecha de Término	
Muestra	Slurry 18

Datos del Ensaye

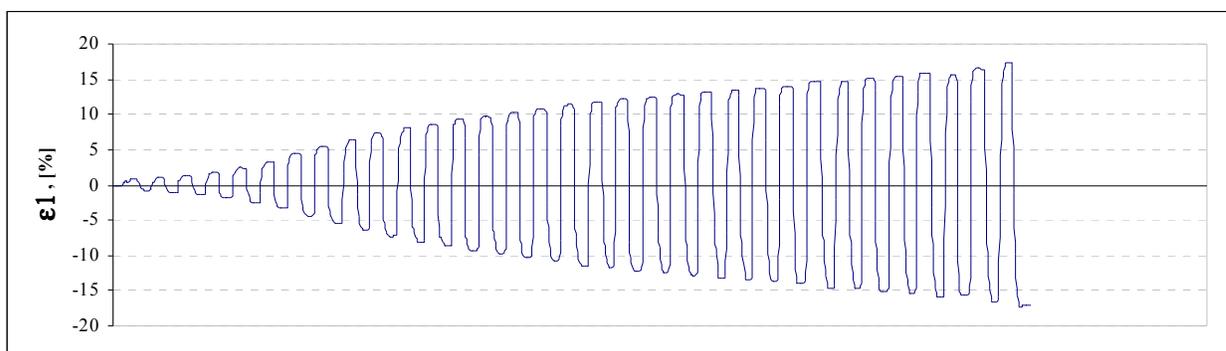
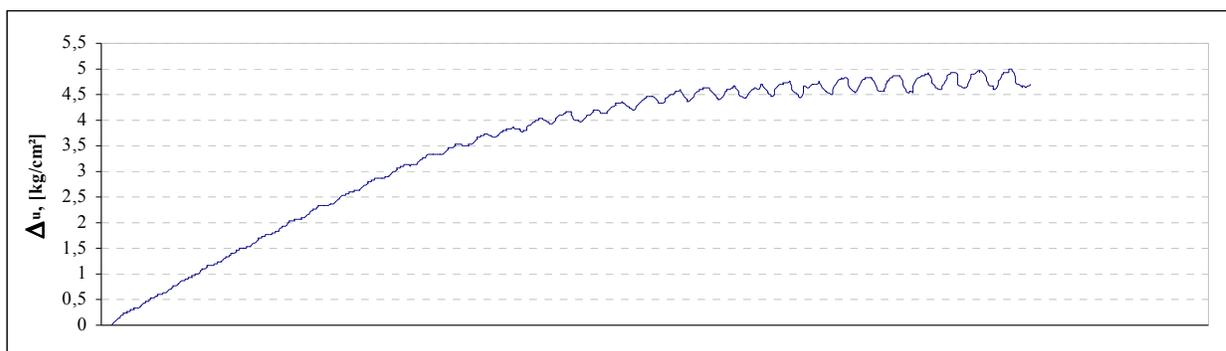
Altura Inicial	10,60	cm
Diámetro Inicial	5,04	cm
Índice de Vacíos Inicial (Aprox.)	1,186	
Índice de Vacíos Final	0,495	
Volumen Total Drenado por Consolidación	66,6	cm ³
Presión de Cámara Efectiva, σ_3	5,0	kg/cm ²
Tensión Desviadora, σ_d	1,50	kg/cm ²
Razón de Corte Cíclico, R_c	0,15	
Frecuencia de Ciclos	3,00	ciclos/min

Observaciones

100% P.P.	31
10% Def. D.A.	8
5% Def. D.A.	5
R_c Corregido	0,155
$\sigma_d = \sigma_1 - \sigma_3$	
$\sigma_d =$ tensión desviadora	

Saturación

Back Pressure (kg/cm ²)	Presión de Cámara		Presión de Poros		P. Cámara	P. Poros	Saturación
	σ_3 (kg/cm ²)	$\sigma_3 + \Delta\sigma_3$ (kg/cm ²)	U (kg/cm ²)	U + ΔU (kg/cm ²)	$\Delta\sigma_3$ (kg/cm ²)	ΔU (kg/cm ²)	$\Delta U / \Delta\sigma_3$ (%)
1,00	1,10	6,00	1,06	5,79	4,90	4,73	97



Ensayo Triaxial Cíclico (ASTM D5311-92)

Proyecto	Memoria "Resistencia Estática y Cíclica de Relaves Integrales"
Fecha de Inicio	
Fecha de Término	
Muestra	Slurry 19

Datos del Ensaye

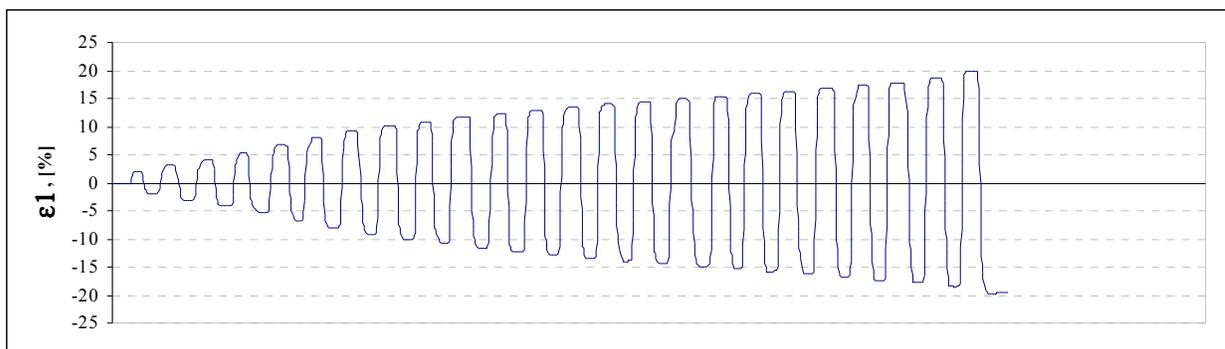
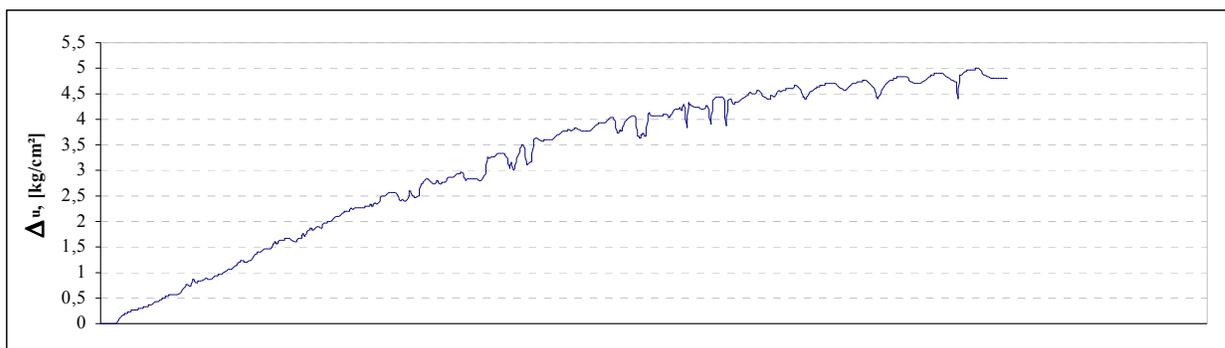
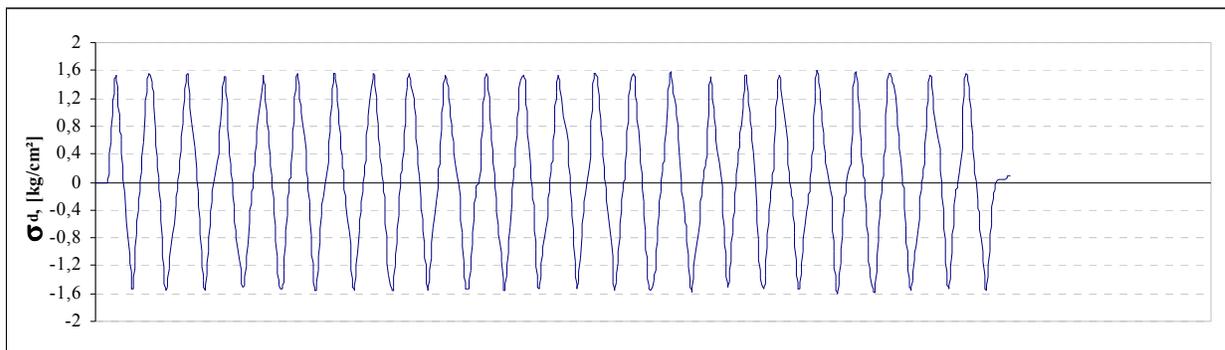
Altura Inicial	10,60	cm
Diámetro Inicial	5,04	cm
Índice de Vacíos Inicial (Aprox.)	1,178	
Índice de Vacíos Final	0,470	
Volumen Total Drenado por Consolidación	67,6	cm ³
Presión de Cámara Efectiva, σ_3	5,0	kg/cm ²
Tensión Desviadora, σ_d	1,60	kg/cm ²
Razón de Corte Cíclico, R_c	0,16	
Frecuencia de Ciclos	3,00	ciclos/min

Observaciones

100% P.P.	23
10% Def. D.A.	4
5% Def. D.A.	2
R_c Corregido	0,16
$\sigma_d = \sigma_1 - \sigma_3$	
$\sigma_d =$ tensión desviadora	

Saturación

Back Pressure (kg/cm ²)	Presión de Cámara		Presión de Poros		P. Cámara	P. Poros	Saturación
	σ_3 (kg/cm ²)	$\sigma_3 + \Delta\sigma_3$ (kg/cm ²)	U (kg/cm ²)	U + ΔU (kg/cm ²)	$\Delta\sigma_3$ (kg/cm ²)	ΔU (kg/cm ²)	$\Delta U / \Delta\sigma_3$ (%)
1,00	1,10	6,00	1,08	5,87	4,90	4,79	98



Ensayo Triaxial Cíclico (ASTM D5311-92)

Proyecto	Memoria "Resistencia Estática y Cíclica de Relaves Integrales"
Fecha de Inicio	
Fecha de Término	
Muestra	Slurry 20

Datos del Ensaye

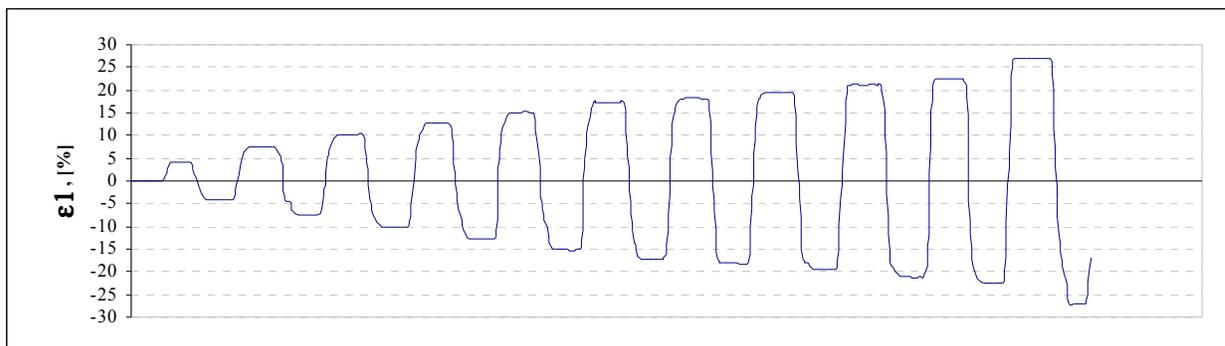
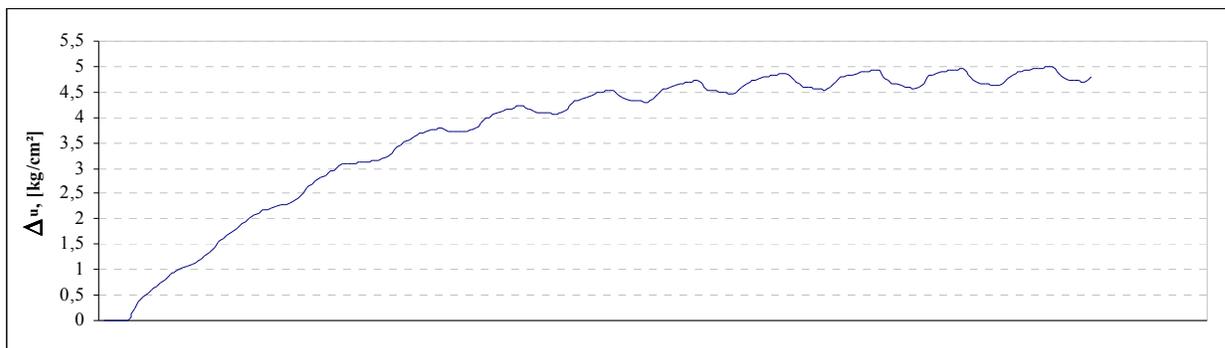
Altura Inicial	10,60	cm
Diámetro Inicial	5,04	cm
Índice de Vacíos Inicial (Aprox.)	1,100	
Índice de Vacíos Final	0,483	
Volumen Total Drenado por Consolidación	62,7	cm ³
Presión de Cámara Efectiva, σ_3	5,0	kg/cm ²
Tensión Desviadora, σ_d	1,80	kg/cm ²
Razón de Corte Cíclico, R_c	0,18	
Frecuencia de Ciclos	3,00	ciclos/min

Observaciones

100% P.P.	9
10% Def. D.A.	1
5% Def. D.A.	0,5
R_c Corregido	0,185
$\sigma_d = \sigma_1 - \sigma_3$	
σ_d = tensión desviadora	

Saturación

Back Pressure (kg/cm ²)	Presión de Cámara		Presión de Poros		P. Cámara $\Delta\sigma_3$ (kg/cm ²)	P. Poros ΔU (kg/cm ²)	Saturación $\Delta U/\Delta\sigma_3$ (%)
	σ_3 (kg/cm ²)	$\sigma_3 + \Delta\sigma_3$ (kg/cm ²)	U (kg/cm ²)	U + ΔU (kg/cm ²)			
1,00	1,10	6,00	1,08	5,87	4,90	4,79	98



7.4.2 Ensayos en Probetas Remoldeadas

Ensayo Triaxial Cíclico (ASTM D5311-92)

Proyecto	Memoria "Resistencia Estática y Cíclica de Relaves Integrales"
Fecha de Inicio	
Muestra	Remoldeada 1

Datos del Ensayo

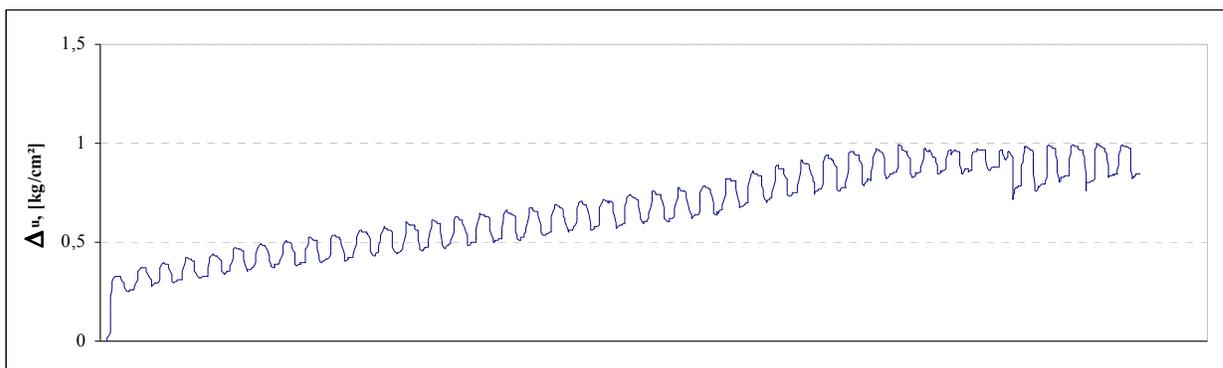
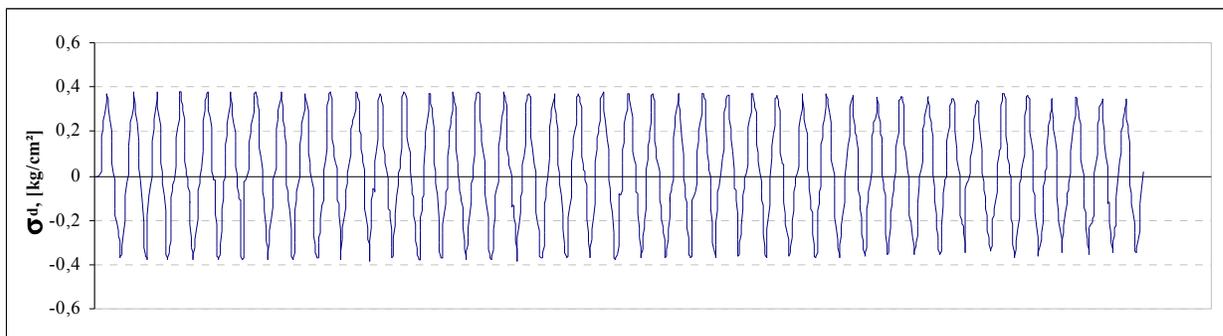
Altura Inicial	10,10	cm
Diámetro Inicial	5,04	cm
Densidad Seca Inicial	1,41	t/m ³
Humedad Inicial	10	%
Densidad Relativa Inicial	65	%
N° de Capas de Confección Probeta	5	
Índice de Vacíos Final	0,578	
Volumen Total Drenado por Consolidación	15,7	cm ³
Presión de Cámara Efectiva, σ_3	1,0	kg/cm ²
Razón de Corte Cíclico, R_c	0,19	
Frecuencia de Ciclos	3,00	ciclos/min

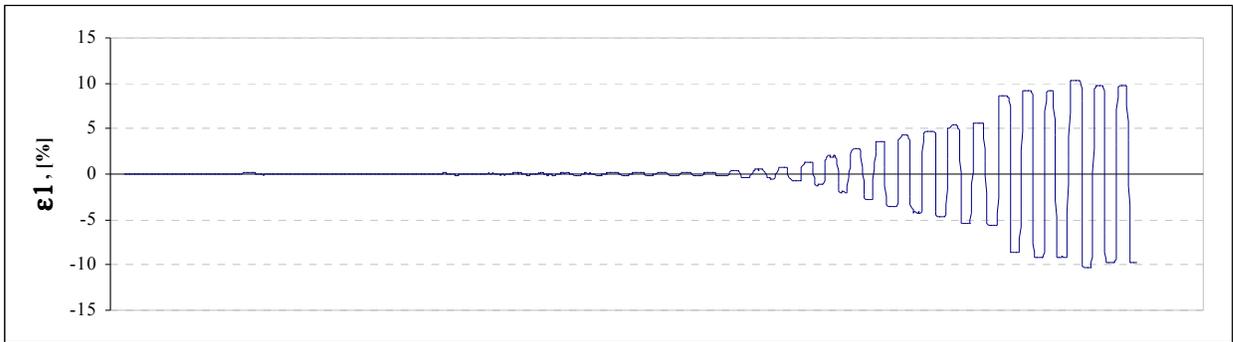
Observaciones

100% P.P.	32
10% Def. D.A.	34
5% Def. D.A.	0,5
R_c Corregido	0,19
$\sigma_d = \sigma_1 - \sigma_3$	
σ_d = tensión desviadora	

Saturación

Back Pressure (kg/cm ²)	Presión de Cámara		Presión de Poros		P. Cámara	P. Poros	Saturación
	σ_3 (kg/cm ²)	$\sigma_3 + \Delta\sigma_3$ (kg/cm ²)	U (kg/cm ²)	U + ΔU (kg/cm ²)	$\Delta\sigma_3$ (kg/cm ²)	ΔU (kg/cm ²)	$\Delta U / \Delta\sigma_3$ (%)
2,00	2,10	3,00	2,06	2,96	0,90	0,90	100





Ensayo Triaxial Cíclico (ASTM D5311-92)

Proyecto	Memoria "Resistencia Estática y Cíclica de Relaves Integrales"
Fecha	
Muestra	Remoldeada 2

Datos del Ensayo

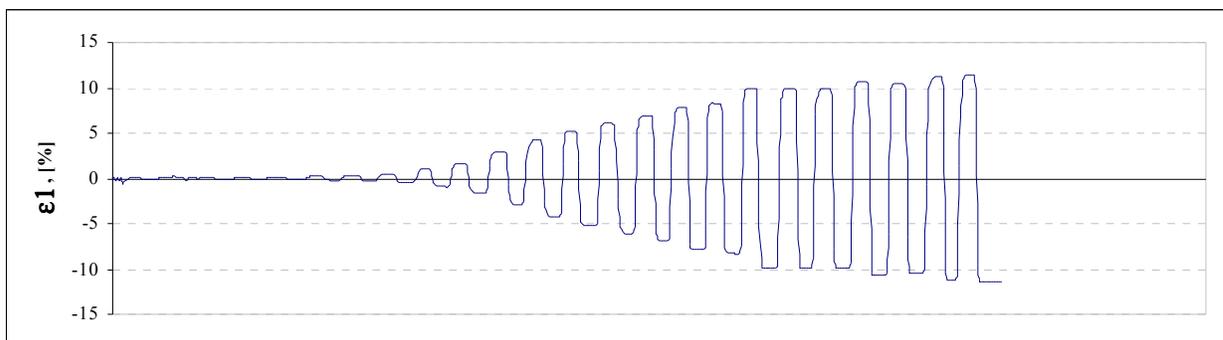
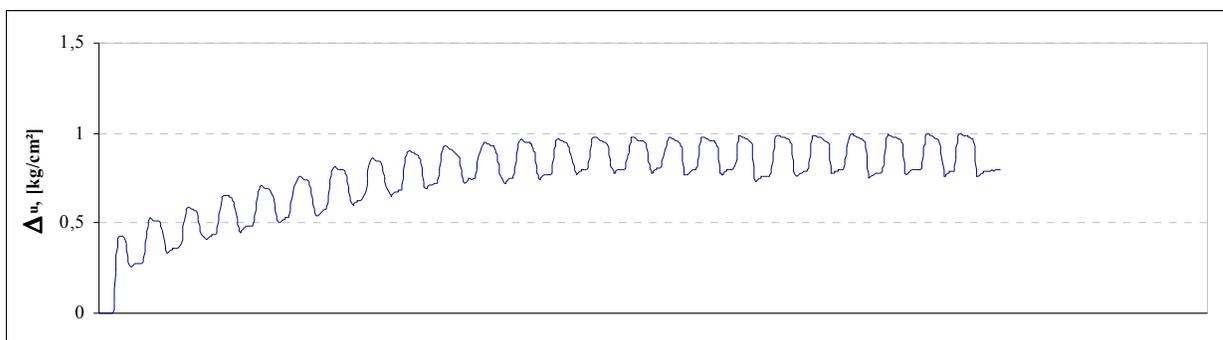
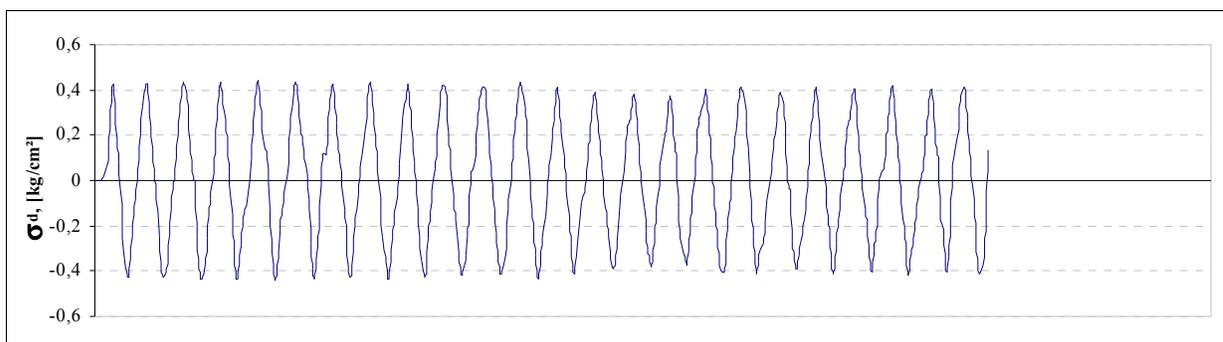
Altura Inicial	10,10	cm
Diámetro Inicial	5,04	cm
Densidad Seca Inicial	1,41	t/m ³
Humedad Inicial	10	%
Densidad Relativa Inicial	65	%
N° de Capas de Confección Probeta	5	
Índice de Vacíos Final	0,593	
Volumen Total Drenado por Consolidación	26,0	cm ³
Presión de Cámara Efectiva, σ_3	1,0	kg/cm ²
Razón de Corte Cíclico, R_c	0,21	
Frecuencia de Ciclos	3,00	ciclos/min

Observaciones

100% P.P.	18
10% Def. D.A.	13
5% Def. D.A.	11
R_c Corregido	0,21
$\sigma_d = \sigma_1 - \sigma_3$	
$\sigma_d =$ tensión desviadora	

Saturación

Back Pressure (kg/cm ²)	Presión de Cámara		Presión de Poros		P. Cámara	P. Poros	Saturación
	σ_3 (kg/cm ²)	$\sigma_3 + \Delta\sigma_3$ (kg/cm ²)	U (kg/cm ²)	U + ΔU (kg/cm ²)	$\Delta\sigma_3$ (kg/cm ²)	ΔU (kg/cm ²)	$\Delta U / \Delta\sigma_3$ (%)
2,00	2,10	3,00	2,10	2,99	0,90	0,89	99



Ensayo Triaxial Cíclico (ASTM D5311-92)

Proyecto	Memoria "Resistencia Estática y Cíclica de Relaves Integrales"
Fecha	
Muestra	Remoldeada 3

Datos del Ensayo

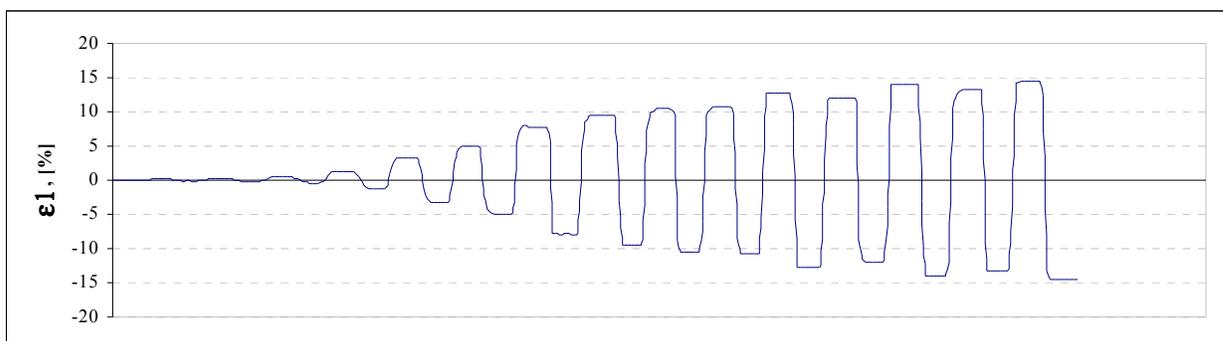
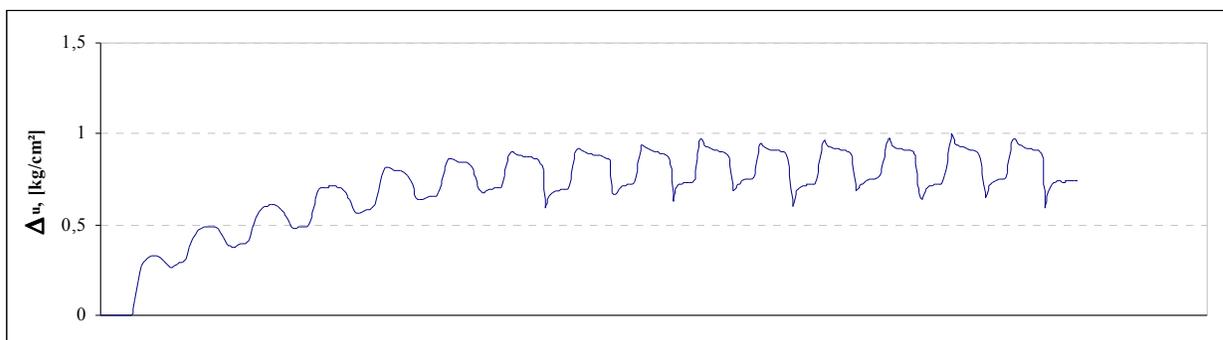
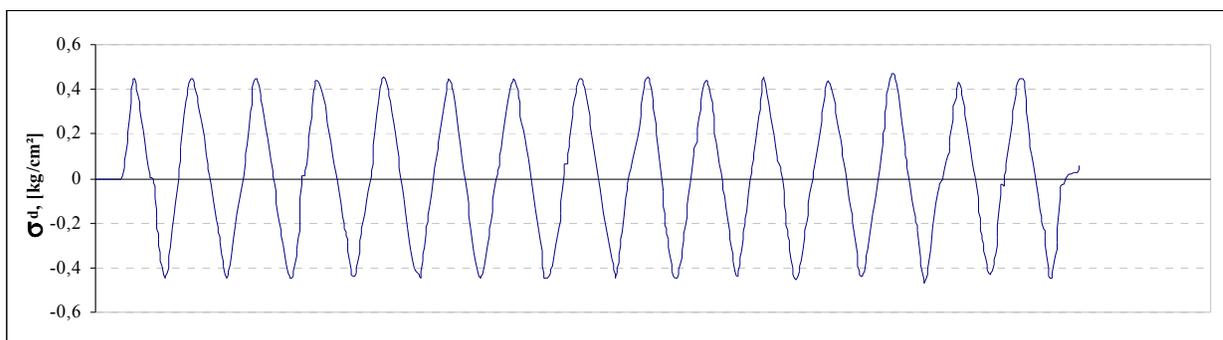
Altura Inicial	10,10	cm
Diámetro Inicial	5,04	cm
Densidad Seca Inicial	1,41	t/m ³
Humedad Inicial	10	%
Densidad Relativa Inicial	65	%
N° de Capas de Confección Probeta	5	
Índice de Vacíos Final	0,590	
Volumen Total Drenado por Consolidación	13,5	cm ³
Presión de Cámara Efectiva, σ_3	1,0	kg/cm ²
Razón de Corte Cíclico, R_c	0,23	
Frecuencia de Ciclos	3,00	ciclos/min

Observaciones

100% P.P.	9
10% Def. D.A.	6
5% Def. D.A.	5
R_c Corregido	0,23
$\sigma_d = \sigma_1 - \sigma_3$	
$\sigma_d =$ tensión desviadora	

Saturación

Back Pressure (kg/cm ²)	Presión de Cámara		Presión de Poros		P. Cámara	P. Poros	Saturación
	σ_3 (kg/cm ²)	$\sigma_3 + \Delta\sigma_3$ (kg/cm ²)	U (kg/cm ²)	U + ΔU (kg/cm ²)	$\Delta\sigma_3$ (kg/cm ²)	ΔU (kg/cm ²)	$\Delta U / \Delta\sigma_3$ (%)
2,00	2,10	3,00	2,02	2,90	0,90	0,88	98



Ensayo Triaxial Cíclico (ASTM D5311-92)

Proyecto	Memoria "Resistencia Estática y Cíclica de Relaves Integrales"
Fecha	
Muestra	Remoldeada 4

Datos del Ensayo

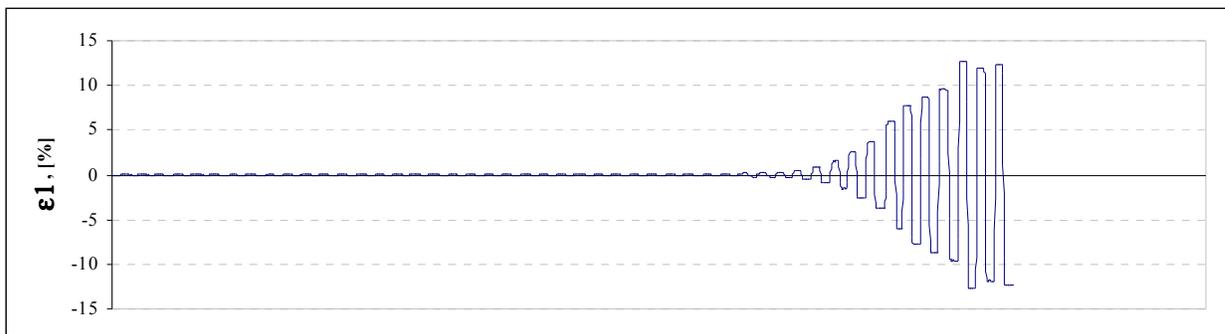
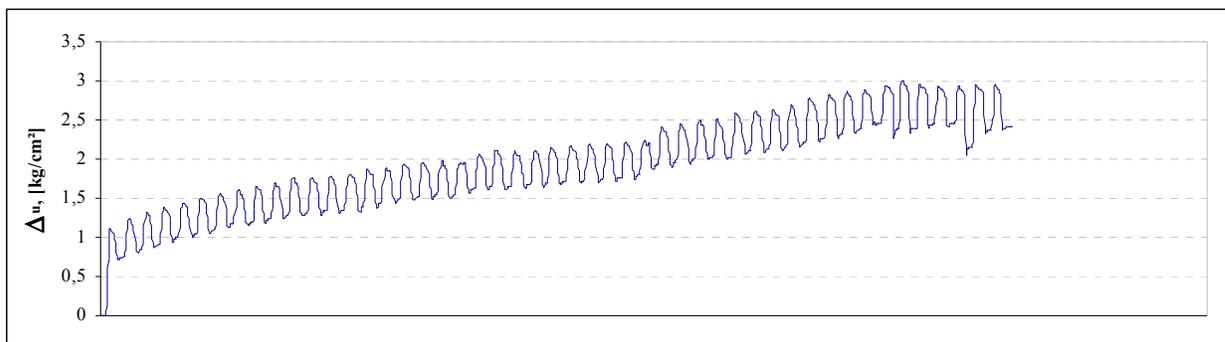
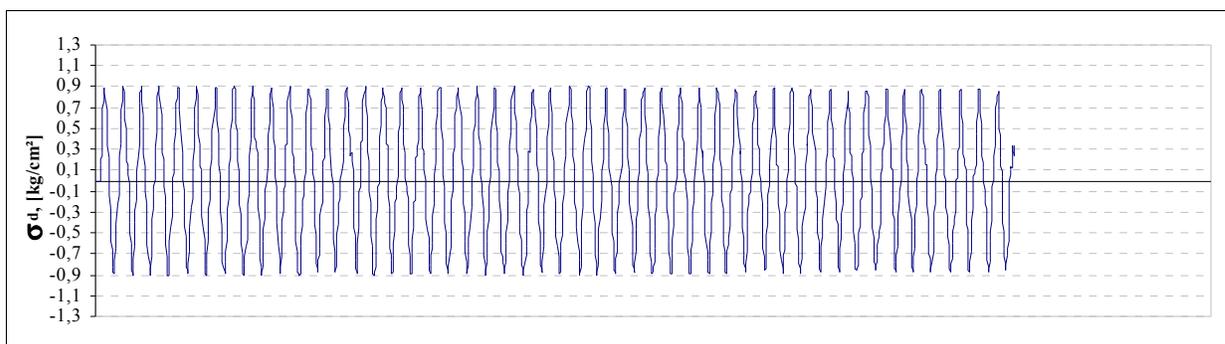
Altura Inicial	10,10	cm
Diámetro Inicial	5,04	cm
Densidad Seca Inicial	1,41	t/m ³
Humedad Inicial	10	%
Densidad Relativa Inicial	65	%
N° de Capas de Confección Probeta	5	
Índice de Vacíos Final	0,524	
Volumen Total Drenado por Consolidación	22,4	cm ³
Presión de Cámara Efectiva, σ_3	1,0	kg/cm ²
Razón de Corte Cíclico, R_c	0,16	
Frecuencia de Ciclos	3,00	ciclos/min

Observaciones

100% P.P.	43
10% Def. D.A.	42
5% Def. D.A.	41
R_c Corregido	0,15
$\sigma_d = \sigma_1 - \sigma_3$	
$\sigma_d =$ tensión desviadora	

Saturación

Back Pressure (kg/cm ²)	Presión de Cámara		Presión de Poros		P. Cámara	P. Poros	Saturación
	σ_3 (kg/cm ²)	$\sigma_3 + \Delta\sigma_3$ (kg/cm ²)	U (kg/cm ²)	U + ΔU (kg/cm ²)	$\Delta\sigma_3$ (kg/cm ²)	ΔU (kg/cm ²)	$\Delta U / \Delta\sigma_3$ (%)
2,00	2,10	5,00	2,06	4,90	2,90	2,84	98



Ensayo Triaxial Cíclico (ASTM D5311-92)

Proyecto	Memoria "Resistencia Estática y Cíclica de Relaves Integrales"
Fecha	
Muestra	Remoldeada 5

Datos del Ensayo

Altura Inicial	10,10	cm
Diámetro Inicial	5,04	cm
Densidad Seca Inicial	1,41	t/m ³
Humedad Inicial	10	%
Densidad Relativa Inicial	65	%
N° de Capas de Confección Probeta	5	
Índice de Vacíos Final	0,499	
Volumen Total Drenado por Consolidación	20,9	cm ³
Presión de Cámara Efectiva, σ_3	1,0	kg/cm ²
Razón de Corte Cíclico, R_c	0,17	
Frecuencia de Ciclos	3,00	ciclos/min

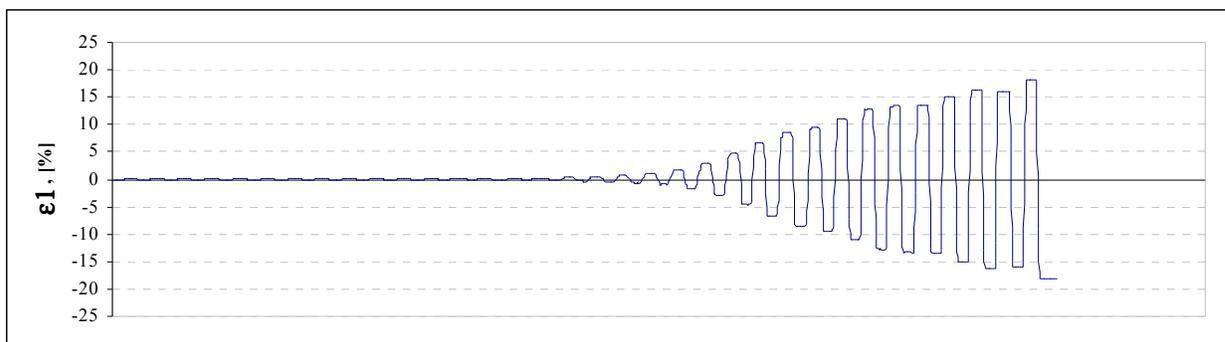
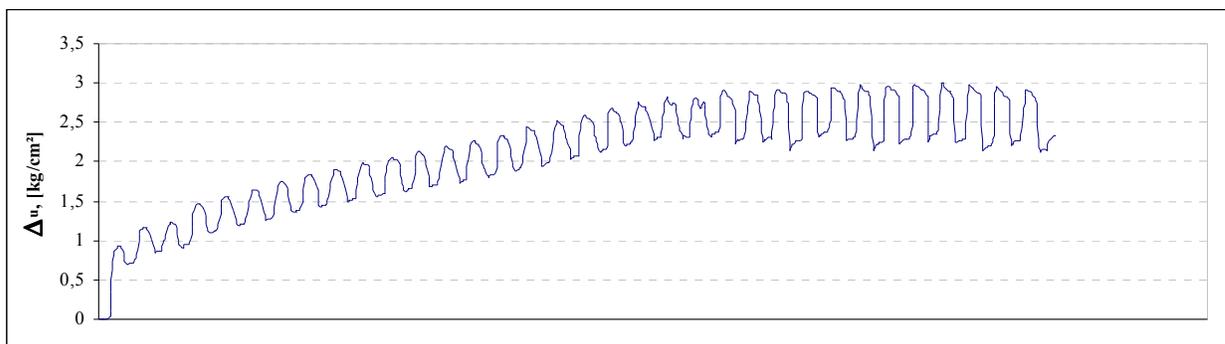
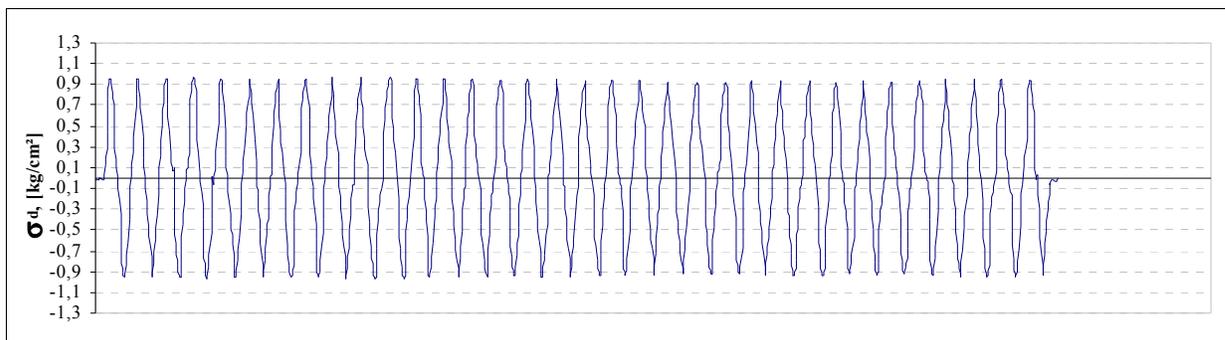
Observaciones

100% P.P. 22
 10% Def. D.A. 23
 5% Def. D.A. 22

R_c Corregido 0,16
 $\sigma_d = \sigma_1 - \sigma_3$
 $\sigma_d =$ tensión desviadora

Saturación

Back Pressure (kg/cm ²)	Presión de Cámara		Presión de Poros		P. Cámara	P. Poros	Saturación
	σ_3 (kg/cm ²)	$\sigma_3 + \Delta\sigma_3$ (kg/cm ²)	U (kg/cm ²)	U + ΔU (kg/cm ²)	$\Delta\sigma_3$ (kg/cm ²)	ΔU (kg/cm ²)	$\Delta U / \Delta\sigma_3$ (%)
2,00	2,10	5,00	1,98	4,79	2,90	2,82	97



Ensayo Triaxial Cíclico (ASTM D5311-92)

Proyecto	Memoria "Resistencia Estática y Cíclica de Relaves Integrales"
Fecha	
Muestra	Remoldeada 6

Datos del Ensaye

Altura Inicial	10,10	cm
Diámetro Inicial	5,04	cm
Densidad Seca Inicial	1,41	t/m ³
Humedad Inicial	10	%
Densidad Relativa Inicial	65	%
N° de Capas de Confección Probeta	5	
Índice de Vacíos Final	0,524	
Volumen Total Drenado por Consolidación	27,2	cm ³
Presión de Cámara Efectiva, σ_3	1,0	kg/cm ²
Razón de Corte Cíclico, R_c	0,19	
Frecuencia de Ciclos	3,00	ciclos/min

Observaciones

100% P.P. 8
 10% Def. D.A. 9
 5% Def. D.A. 8

R_c Corregido 0,185
 $\sigma_d = \sigma_1 - \sigma_3$
 $\sigma_d =$ tensión desviadora

Saturación

Back Pressure (kg/cm ²)	Presión de Cámara		Presión de Poros		P. Cámara	P. Poros	Saturación
	σ_3 (kg/cm ²)	$\sigma_3 + \Delta\sigma_3$ (kg/cm ²)	U (kg/cm ²)	U + ΔU (kg/cm ²)	$\Delta\sigma_3$ (kg/cm ²)	ΔU (kg/cm ²)	$\Delta U / \Delta\sigma_3$ (%)
2,00	2,10	5,00	1,98	4,78	2,90	2,80	96

