



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

**EFFECTO DEL ESFUERZO DE CORTE ESTÁTICO INICIAL EN LA
RESISTENCIA CÍCLICA EN ARENAS**

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

GONZALO ANDRÉS CORRAL JOFRÉ

**PROFESOR GUÍA:
RAMÓN VERDUGO ALVARADO**

**MIEMBROS DE LA COMISIÓN:
PEDRO ACEVEDO MOYANO
CLAUDIO FONCEA NAVARRO
LENART GONZALEZ LAGOS**

**SANTIAGO DE CHILE
JULIO 2008**

RESUMEN

La información experimental disponible de la resistencia cíclica de suelos arenosos proviene en su mayor parte de resultados de ensayos triaxiales cíclicos, bajo una condición de consolidación isótropa. Sin embargo, en la naturaleza prevalece el caso donde existe esfuerzo de corte estático inicial previo a la aplicación de la carga cíclica no-drenada. Experimentalmente se ha observado que la consolidación anisótropa influye en la resistencia cíclica de materiales arenosos, aun cuando los resultados reportados a la fecha no son concluyentes y en algunos casos resultan contradictorios. En la práctica actual, el efecto del corte estático inicial es incorporado a través del factor de corrección, K_{α} , el cual corrige la resistencia cíclica obtenida en ensayos con consolidación isótropa.

En esta investigación se estudia la influencia del esfuerzo de corte estático inicial en la resistencia cíclica en una arena de relaves cicloneada, con 18 % de finos no-plásticos. Con el objeto de cuantificar el factor de corrección, K_{α} , se realizaron ensayos triaxiales cíclicos bajo condiciones de consolidación tanto isótropa como anisótropa, Todos los ensayos se llevaron a cabo con una presión de confinamiento efectiva igual a 1 Kg/cm^2 . Las densidades relativas utilizadas, post-consolidación isótropa, fueron iguales a 45% (caso suelto) y 75% (caso denso). Los valores de esfuerzo de corte estático inicial usados fueron 0.0; 0.1; 0.2; 0.4; 0.6; -0.2 y -0.4 Kg/cm^2 .

Para los estados de carga en compresión, el factor de corrección, K_{α} , alcanza valores máximos de 1.8 para el material suelto y 1.3 para el denso. En extensión, en cambio, K_{α} , resulta consistentemente menor a la unidad.

Se concluye que el esfuerzo de corte estático inicial afecta la resistencia cíclica, siendo mayor su influencia en suelos sueltos que en suelos densos. Aunque esta conclusión difiere de la mayor parte de las investigaciones publicadas internacionalmente, confirma tendencias reportadas por autores japoneses.

A mi querido padre Eduardo...

AGRADECIMIENTOS

Quisiera expresar mis más sinceros agradecimientos a:

Profesor Ramón Verdugo, un docente notable y mi tutor en esta tesis. Me bastó sólo una clase de Geomecánica para que mi motivación por la Ingeniería Geotécnica se fuera a las nubes. Además, tuve el gran honor de ser su Ayudante y Profesor Auxiliar en algunos de los cursos que dicta. Gracias por todos los aportes y recomendaciones recibidas durante el desarrollo de esta tesis; pero en especial, quisiera agradecerle todos los valiosos consejos que me brindó para desarrollar mi carrera profesional y personal. Muchas gracias por todo.

Omar González, un gran amigo y destacado Jefe de Laboratorio. Una persona que nunca olvidaré. Sin ti, los largos y agotadores días de trabajo no podrían haber finalizado de tan buena forma: llenos de energía y con motivación para seguir adelante. Gracias Omar, por ser un excelente jefe, una gran persona y un gran amigo.

Profesor Claudio Foncea, por sus valiosos y muy filosóficos consejos que tuve el honor de recibir en variadas ocasiones siendo su alumno. Nunca olvidaré aquello. Además le agradezco aceptar ser parte de la comisión de esta tesis. Muchas gracias.

Profesor Lenart González y Profesor Pedro Acevedo, por aceptar felizmente ser parte de la comisión evaluadora de esta tesis.

Omar Nuñez, un gran amigo. Gracias por tu comprensión, buena voluntad y el apoyo incondicional recibido durante el desarrollo de esta tesis, en especial, por los permisos otorgados para salir de la oficina en dirección a la universidad.

Mis amigos y compañeros de Magíster: Felipe, César, Mauricio, Carla, Javier, Carolina, Karem, Luis, Roberto, Marcelo, Abelardo, Eloy, Emilio, José y Karime, entre otros. No podría nombrarlos a todos, pero sí decir que fui extremadamente afortunado de conocerlos y compartir grandes momentos con todos ustedes. ¡Muchas Gracias!

La Universidad de Chile por hacerme sentir como en casa desde un comienzo. Personas notables que tendré siempre en mi memoria: ¡Gracias Beauchef por hacerme sentir uno más!

Mi familia, mis padres, Eduardo y Elisa por su gran apoyo incondicional y sin límites. A mis hermanos, Cristóbal y Loreto, por estar siempre dispuestos a ayudarme. No podría estar más feliz y orgulloso de ser parte de esta familia. Gracias, como siempre....

Gonzalo Corral

ÍNDICE

1	INTRODUCCIÓN	12
1.1	Generalidades.....	12
1.2	Objetivos y Alcances.....	13
1.3	Organización	15
2	REVISIÓN BIBLIOGRÁFICA.....	17
2.1	Respuesta Monótona No-Drenada en Suelos No-Cohesivos	17
2.2	Steady State o Estado de Deformación Continua	27
2.3	Phase Transformation y Quasi-Steady State.....	30
2.4	Anisotropía	34
2.5	Influencia del esfuerzo de Corte Estático Inicial en la Respuesta No-Drenada	38
2.6	Respuesta Cíclica No-drenada en Suelos No-Cohesivos.....	46
2.7	Ensayos de Resistencia cíclica.....	53
2.8	Factores que Afectan a la Resistencia Cíclica	56
2.9	Efecto de la Presión de Confinamiento en la Resistencia Cíclica	57
2.10	Esfuerzo de Corte Cíclico del tipo Reversible y No-Reversible	60
2.11	Efecto del Esfuerzo de Corte Estático Inicial en la Resistencia Cíclica	70
3	MATERIAL UTILIZADO, EQUIPOS Y METODOLOGÍA	80
3.1	Material Utilizado y Programa de Ensayos.....	80
3.2	Equipo Triaxial Estático	84
3.3	Equipo Triaxial Cíclico	85

3.4	Metodología de Ensayos	87
3.4.1	Preparación de Probetas	87
3.4.2	Montaje de probetas.....	87
3.4.3	Saturación	90
3.4.4	Consolidación	90
3.4.5	Medición del índice de vacíos.....	91
4	ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS OBTENIDOS.....	93
4.1	Triaxiales Estáticos en Compresión tipos CIU	93
4.2	Triaxiales Cíclicos No-Drenados	98
5	CONCLUSIONES	113
6	RECOMENDACIONES.....	115
	REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	116
	ANEXO A: ENSAYOS TRIAXIALES ESTÁTICOS EN COMPRESIÓN TIPOS CIU....	127
	ANEXO B: ENSAYOS TRIAXIALES CÍCLICOS NO- DRENADOS	138
	ANEXO C: DEFORMACIÓN MÁXIMA EN CADA CICLO	174
	ANEXO D: PRESIÓN DE POROS AL TÉRMINO DE CADA CICLO.....	187

FIGURAS

Figura 2.1: Respuesta no-drenada para $\sigma'_0 = 10 \text{ kg/cm}^2$ (a) curvas tensión- deformación, (b) trayectoria de tensiones (Verdugo, 1992).....	18
Figura 2.2: Respuesta no-drenada para $e = 0.735$, (a) curvas tensión-deformación, (b) trayectoria de tensiones (Verdugo, 1992)	19
Figura 2.3: Respuesta no-drenada para $e = 0.833$, (a) curvas tensión-deformación, (b) trayectoria de tensiones (Verdugo, 1992)	21
Figura 2.4: Respuesta no-drenada para $e = 0.908$, (a) curvas tensión-deformación, (b) trayectoria de tensiones (Verdugo, 1992)	22
Figura 2.5: Respuesta no-drenada para $e > 0.930$, (a) curvas tensión-deformación, (b) trayectoria de tensiones (Verdugo, 1992)	24
Figura 2.6: Dependencia de la respuesta no-drenada en triaxiales en compresión para una arena de relave en estado muy suelto como estado tensional inicial. $D_{ri}=16\%$, densidad relativa a 20kpa; $K_c=\sigma'_1/\sigma'_3$, razón de tensiones por consolidación anisótropa; PT, Phase Transformation (Vaid & Sivathayalan, 2000).....	26
Figura 2.7: Proyecciones curva deformación continua (steady state) en los planos (a) e-p' y (b) p'-q (arena Toyoura) (Verdugo, 1992).....	28
Figura 2.8: Estados iniciales y línea de steady state (Verdugo, 1992).....	29
Figura 2.9(a): Respuesta típica no-drenada en arenas. (a) Respuesta esfuerzo-deformación- presión de poros (Mitchell, 2005).	31
Figura 2.9(b),(c): Respuesta típica no-drenada en arenas. Trayectorias de tensiones efectivas para estados: (b) sueltos y muy sueltos (c) densos y muy densos (Mitchell, 2005).....	32
Figura 2.10: Línea del Quasi-Steady State y del Steady State en el plano e-logp' (Alter Ishihara, 1993).....	33
Figura 2.11: Efectos de la anisotropía inherente y la presión intermedia (Mitchell, 2005).....	29
Figura 2.12: Dependencia en la respuesta no-drenada con la dirección de las tensiones principales y la tensión intermedia. σ'_{mc} , corresponde a la presión media de consolidación (Vaid & Sivathayalan, 2000).	35
Figura 2.13: Dependencia de la resistencia (en steady state o quasi-steady state) en la dirección de la tensión principal mayor y la anisotropía inherente. α_σ , inclinación de la σ_1 con la vertical (Vaid & Sivathayalan, 2000).	36
Figura 2.14: Comportamiento no-drenado de la arena Toyoura in triaxial en compresión, extensión y corte simple (Yoshimine et al.1999).....	32
Figura 2.15 (a): Influencia en el esfuerzo de corte estático en el comportamiento no-drenado en compresión para distintos valores de presión confinante (Vaid, Stedman & Sivathayalan (2001)).	39
Figura 2.15 (b): Influencia en el esfuerzo de corte estático en el comportamiento no-drenado en extensión para distintos valores de presión confinante (Vaid, Stedman & Sivathayalan (2001)).	40
Figura 2.16 (a),(b): Influencia en el esfuerzo de corte estático en el comportamiento no-drenado en arenas para (a) $\alpha=0^\circ$ y (b) $\alpha=30^\circ$ (Vaid & Sivathayalan, 2002).	41
Figura 2.16 (c),(d): Influencia en el esfuerzo de corte estático en el comportamiento no-drenado en arenas para (a) $\alpha=60^\circ$ y (b) $\alpha=90^\circ$ (Vaid & Sivathayalan, 2002).	42
Figura 2.17: Trayectorias de tensiones para consolidaciones anisótropas (Hyde, Higuchi & Yasuhara (2006))......	39
Figura 2.18: Esfuerzo desviador versus deformación axial para varios niveles de esfuerzo de corte estáticos iniciales.....	40
Figura 2.19: Trayectorias de tensiones efectivas ante consolidaciones anisótropas y bajo cargas no drenadas.....	41

Figura 2.20: (a) Curva tensión- deformación y (b) trayectorias de tensiones en arena suelta (Ishihara, 1985).....	47
Figura 2.21: (a) Curvas tensión- deformación y (b) trayectorias de tensiones en arena densa (Ishihara, 1985).....	48
Figura 2.22: Variación de la presión de poros, (a) arena suelta, (b) arena densa (Ishihara, 1985).....	51
Figura 2.23: Relación entre K_{σ} y σ'_o (Después H.B. Seed, 1983)	58
Figura 2.24: Variación del factor de corrección, K_{α} , con la presión de confinamiento efectiva (Después de Harder, 1988, Rollins & Seed, 1990 y después Marcuson et al., 1990).....	58
Figura 2.25: Curvas para estimar K_{σ} (Youd et al., 2001).....	59
Figura 2.26: Esfuerzos existentes bajo una estructura antes de la ocurrencia de un sismo (Yoshimi & Oh-Oka, 1975).....	60
Figura 2.27: Grado del esfuerzo de corte reversible (Yoshimi & Oh-Oka, 1975).....	61
Figura 2.28: Esfuerzos bajo una estructura. Contornos de la razón de esfuerzos de corte normalizados por la tensión vertical para el caso: (a) Estático inicial (b) Dinámico (c) Total (peaks). (Yoshimi & Oh-Oka, 1975)	62
Figura 2.29: Comportamiento típico para una arena de mediana densidad durante cargas cíclicas sin presencia de esfuerzo de corte estático inicial; $\tau_{est}=0$. (Rahhal & Lefebvre, 2000).....	63
Figura 2.30: Comportamiento típico para una arena de mediana densidad durante cargas cíclicas con presencia de esfuerzo de corte estático inicial y con esfuerzo de corte cíclico reversible; $\tau_{est} < \tau_{cyc}$. (Rahhal & Lefebvre, 2000)	65
Figura 2.31: Comportamiento típico para una arena de mediana densidad durante cargas cíclicas con presencia de esfuerzo de corte estático inicial y con esfuerzo de corte cíclico no-reversible; $\tau_{est} > \tau_{cyc}$. (Rahhal & Lefebvre, 2000).....	65
Figura 2.32: Trayectorias de tensiones efectivas durante una carga cíclica con: (a) Esfuerzo de corte estático inicial en compresión (b) Consolidación Isótropa (c) Esfuerzo de corte estático inicial en extensión (Yasuhara et al., 2005).....	66
Figura 2.33: Esfuerzo desviador versus deformación axial durante una carga cíclica con: (a) Esfuerzo de corte estático inicial en compresión (b) Consolidación Isótropa (c) Esfuerzo de corte estático inicial en extensión (Yasuhara et al., 2005).....	66
Figura 2.34: Licuación causada por:.....	68
(a) Deformación contractiva en compresión durante carga cíclica del tipo no-reversible,.....	68
(b) Deformación contractiva en extensión durante carga cíclica del tipo reversible,	68
(c) Movilidad cíclica con carga cíclica del tipo reversible,	68
(d) Movilidad cíclica con carga cíclica del tipo no-reversible.....	68
(Vaid, Stedman & Sivathayalan (2001)).	68
Figura 2.35: Diagrama esquemático explicando el comportamiento contractivo y dilatante durante cargas no-drenadas monótonas y cíclicas del tipo reversible y no-reversible (Hyde, Higuchi & Yasuhara (2006))......	64
Figura 2.36: Variación del factor de corrección, K_{α} , versus α (Seed, 1983).....	71
Figura 2.37: Variación del factor de corrección, K_{α} , versus α (After Rollins & Seed, 1990).....	72
Figura 2.38: Variación del factor de corrección, K_{α} , versus α (Después Seed & Harder, 1990)..	72
Figura 2.39: Variación del factor de corrección: K_{α} usando datos experimentales obtenidos del corte simple cíclico (Boulanger et al. 1991 y Vaid & Finn 1979).....	74
Figura 2.40: Razón de resistencia cíclica versus el número de ciclos para causar licuación inicial de ensayos triaxiales en arena densa, $Dr \sim 63\%$ (Yoshimine et al. 2001)	75

Figura 2.41: Razón de resistencia cíclica versus el número de ciclos para causar licuación en ensayos de corte simple en arena suelta, $D_r \sim 40\%$ (Yoshimine et al. 2001).....	76
Figura 2.42: Variación del factor de corrección: K_α versus α para una arena suelta, $D_r \sim 40\%$, para los casos: triaxial en compresión, extensión y corte simple. (Hosono & Yoshimine, 2004).....	77
Figura 2.43: Comparación del factor de corrección: K_α versus α para arenas sueltas, con diferentes densidades relativas, variando desde 20 a 45% aprox. (Hosono & Yoshimine, 2004).....	78
Figura 2.44: Comparación del factor de corrección: K_α versus α para arenas media densas, con diferentes densidades relativas, variando desde 40 a 64% aprox. (Hosono & Yoshimine, 2004).....	79
Figura 3.1: Granulometría Relaves, tranque el Torito (Palma, 2004).....	81
Figura 3.2: Granulometría bajo malla 200 para los finos de la arena del muro y del relave integral (Palma, 2004)	82
Figura 3.3: Marco Triaxial Cíclico (Retamal 2005).	86
Figura 3.4: Cabezales lubricados para ensayos triaxiales estáticos (Retamal 2005).	88
Figura 4.1: Respuesta no-drenada para $\sigma'_0 = 3 \text{ kg/cm}^2$: curvas tensión-deformación.	94
Figura 4.2: Respuesta no-drenada para $\sigma'_0 = 3 \text{ kg/cm}^2$: trayectoria de tensiones efectivas.....	89
Figura 4.3: Respuesta no-drenada para $\sigma'_0 = 3 \text{ kg/cm}^2$: variación de la presión de poros	90
Figura 4.4: Índice de vacíos versus la presión media efectiva en la falla (20% de deformación axial).....	91
Figura 4.5: Resistencia No-Drenada para $D_r=46\%$ y $D_r=78\%$. Algunos niveles de esfuerzo de corte estáticos utilizados en ensayos cíclicos.	99
Figura 4.6: Índice de vacíos versus presión media efectiva. Densidades alcanzadas post-consolidación anisótropa mediando un trayectoria a $p'=1=\text{cte}$	100
Figura 4.7: Curvas de resistencia cíclica para arena suelta ($D_r \sim 45\%$) y una presión de confinamiento efectiva, $p_o'=1 \text{ Kg/cm}^2$, con valores de esfuerzo de corte estático, $q_{\text{est}} = 0.0, 0.1, 0.2, 0.4, 0.6$ y -0.2 kg/cm^2	95
Figura 4.8: Curvas de resistencia cíclica para arena densa ($D_r \sim 75\%$) y una presión de confinamiento efectiva, $p_o'=1 \text{ Kg/cm}^2$, con valores de esfuerzo de corte estático, $q_{\text{est}} = 0.0, 0.2, 0.4, 0.6, -0.2$ y -0.4 kg/cm^2	96
Figura 4.9: Resistencia cíclica (DDA=5% y N=20) versus K_c , para arena suelta y densa ($D_r \sim 45$ & 75%) y una presión de confinamiento, $p_o'=1 \text{ Kg/cm}^2$	99
Figura 4.10: Resistencia cíclica (DDA=5% y N=20) versus α , para arena suelta y densa ($D_r \sim 45$ & 75%) y una presión de confinamiento, $p_o'=1 \text{ Kg/cm}^2$	100
Figura 4.11: Valores de K_α versus α para arena suelta y densa ($D_r \sim 45$ & 75%).....	102
Figura 4.12: Comparación de algunos valores de K_α en compresión, con los reportados por Rollins & Seed, 1990.....	103
Figura 4.13: Comparación de algunos valores de K_α en compresión, con los reportados por Seed & Harder, 1990.....	104
Figura 4.14: Comparación de algunos valores de K_α , para estados sueltos (tanto en triaxiales como en corte simple), con los reportados por Hosono & Yoshimine, 2004.....	105

TABLAS

Tabla 3.1: Propiedades de gradación de la arena de relave.	80
Tabla 3.2: Resumen de Propiedades de Plasticidad (Palma, 2004)	82
Tabla 3.3: Resumen de densidades máximas y mínimas	82

1 INTRODUCCIÓN

1.1 Generalidades

La licuación o liquefacción de suelos inducidas por solicitaciones sísmicas ha sido un tema muy activo de investigación en los últimos 35 años. Numerosos métodos han sido empleados para evaluar el potencial de licuación de suelos, utilizando tanto ensayos de terreno como ensayos de laboratorio y correlaciones más correcciones adecuadas para cada caso.

En el laboratorio, se han utilizado varios equipos para reproducir y simular los estados tensionales reales, generados en terreno por sismos, con probetas de suelos. Los equipos más empleados para estudiar el comportamiento cíclico de un suelo son: el triaxial cíclico, el corte simple cíclico y el cilindro hueco cíclico, los cuales intentan alcanzar o simular tensiones y deformaciones uniformes dentro de la muestra, siendo la condición de corte simple cíclico, la que más se asemeja a una sollicitación sísmica en un terreno horizontal. No obstante aquello, el ensayo triaxial cíclico ha sido el más popular a nivel mundial para estudiar el comportamiento cíclico de suelos, debido a su simpleza de operatoria y facilidad de preparación y saturación de la probetas.

La mayoría de los estudios de resistencia cíclica en arenas se han llevado a cabo, mediante el ensayo triaxial cíclico, bajo consolidaciones isótropas. En este tipo de consolidaciones, no existe esfuerzo de corte estático inicial previo a la aplicación de la carga cíclica no-drenada. En terreno siempre contamos con la presencia de esfuerzo de corte estático (caso geostático), pero no en planos horizontales y verticales, donde su valor máximo se ubica en un plano a 45° con respecto a la horizontal. No obstante, existen muchos casos de interés en donde sí contamos con la presencia de esfuerzo de corte estático inicial en planos horizontales previos a una carga cíclica no-drenada.

Los efectos del esfuerzo de corte estático inicial en la resistencia cíclica han sido estudiados en forma experimental por varios investigadores, mediante consolidaciones anisótropas, para así alcanzar el nivel de esfuerzo de corte deseado, pero produciendo o generando resultados no definitivos.

1.2 Objetivos y Alcances

El parámetro alpha (α) es definido como la razón del valor absoluto del esfuerzo de corte estático inicial en el plano horizontal, τ_{est} , y la tensión vertical efectiva, σ_{vo}' . Para el caso del triaxial cíclico, esta razón puede ser rescrita evaluando tanto el esfuerzo de corte como la presión vertical en un plano a 45° , cuya tensión por corte es máxima.

$$\alpha = \frac{|\tau_{est}|}{\sigma_{vo}'} = \frac{|\tau_{45^\circ}|}{\sigma_n'}$$

Para cualquier elemento de suelo en condiciones de terreno a nivel de campo libre, el esfuerzo de corte estático horizontal es nulo, por lo tanto α toma un valor nulo. Cuando existe esfuerzo de corte estático en el plano horizontal, α toma valores diferentes de cero, y la evidencia experimental indica que la resistencia cíclica o resistencia a la licuación varía de forma significativa, materia que es estudiada en más detalle en el transcurso de esta tesis.

Seed, en 1983, propuso modificar la razón de resistencia cíclica para tomar en consideración el efecto del esfuerzo de corte estático inicial más el efecto de la magnitud de la presión confinante en forma separada, como se indica a continuación:

$$CRR_{\sigma,\alpha} = CRR_{\sigma \leq 10 \text{ ton/m}^2, \alpha=0} \cdot K_\sigma \cdot K_\alpha$$

donde K_σ y K_α , son factores de corrección por presión de confinamiento y por esfuerzo de corte estático inicial, respectivamente.

K_α se define como la razón entre la resistencia cíclica dado un valor de corte estático inicial distinto de cero (CRR_α) y la resistencia cíclica sin esfuerzo de corte aplicado en el plano horizontal ($CRR_{\alpha=0}$), es decir:

$$K_\alpha = \frac{CRR_{\alpha>0}}{CRR_{\alpha=0}} = \frac{CRR_{q\neq 0}}{CRR_{q=0}}$$

Dada las definiciones recién expuestas, es posible mencionar el objetivo principal de esta tesis, el cual corresponde a comprender y explicar como el esfuerzo de corte estático inicial influye en la estimación de la resistencia cíclica. Por lo tanto, el factor de corrección, K_α , es estudiado y analizado.

1.3 Organización

En esta tesis se presentan los antecedentes y los resultados de la investigación, realizada de acuerdo a la siguiente distribución.

En el primer capítulo se presenta una introducción al tema, dando los objetivos de la investigación.

En el segundo capítulo, se hace una revisión bibliográfica explicando el fenómeno de licuación de suelos.

El tercer capítulo describe los equipos utilizados, procedimientos de ensayos y material utilizado.

El cuarto capítulo muestra en detalle el análisis de los resultados experimentales.

En el quinto capítulo, se exponen las conclusiones basadas en los resultados obtenidos.

El sexto capítulo se exponen algunas recomendaciones para seguir con la línea de investigación.

Luego, en el séptimo capítulo se presentan las referencias bibliográficas de los textos utilizados.

Finalmente se adjuntan 4 anexos, los cuales contienen los resultados de los ensayos triaxiales estáticos en compresión tipos CIU (Anexo A), los ensayos triaxiales cíclicos no-drenados (Anexo B), las deformaciones máximas en cada ciclo de cada

ensayo triaxial cíclico (Anexo C) y la presión de poros al final de cada ciclo de cada ensayo triaxial cíclico (Anexo D).

2 REVISIÓN BIBLIOGRÁFICA

2.1 Respuesta Monótona No-Drenada en Suelos No-Cohesivos

Con el objetivo de explicar el comportamiento no-drenado bajo carga monótona (en compresión), se mostrarán algunos resultados de un extenso programa de triaxiales los cuales fueron consolidados isotrópamente. Para todos ellos se utilizó una arena normalizada llamada: "Toyoura sand" (Verdugo, 1992; Ishihara, 1993; Verdugo et al. 1996). Esta clasifica como arena fina y uniforme, compuesta por partículas sub-redondeadas a sub-angulares de composición mineralógica principalmente de cuarzo, con un tamaño medio de partícula, $D_{50} = 0.17$ mm, un coeficiente de uniformidad, $C_u = 2$, una densidad de los sólidos, $G_s = 2.65$ e índices de vacíos máximos y mínimos iguales a 0.977 y 0.597, respectivamente.

En primer lugar, en la Figura 2.1, se muestran resultados de una serie de ensayos triaxiales no-drenados de probetas compactadas a 7 diferentes densidades y todas consolidadas en forma isotrópica con una presión efectiva de $\sigma'_0 = 10$ kg/cm². Es completamente notorio el efecto de la densificación tanto en las curvas tensión-deformación como en las trayectorias de tensiones efectivas. En el caso más denso ($e=0.725$), se logra alcanzar una resistencia última de aproximadamente 40 kg/cm², y para el más suelto ($e=0.933$), una resistencia casi nula. Además, queda lo suficientemente claro que, en estados sueltos el comportamiento es extremadamente contractivo, y contrariamente, altamente dilatante para los estados muy densos. También es posible visualizar una mezcla de ambos para densidades medias, en las trayectorias de tensiones).

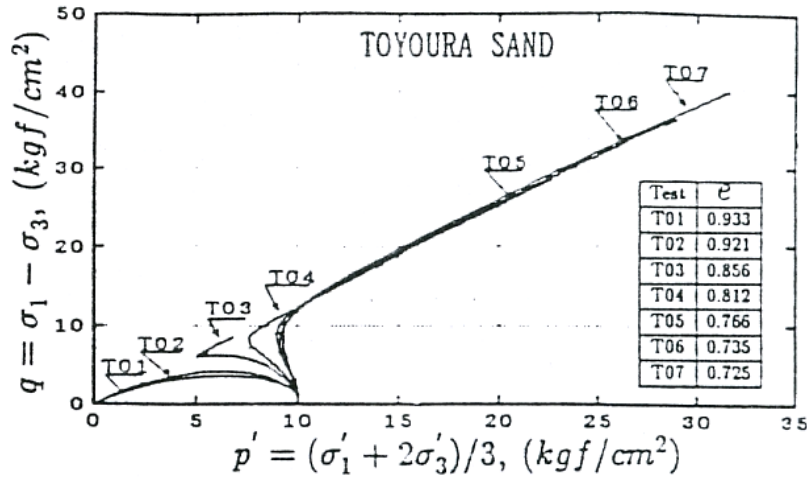
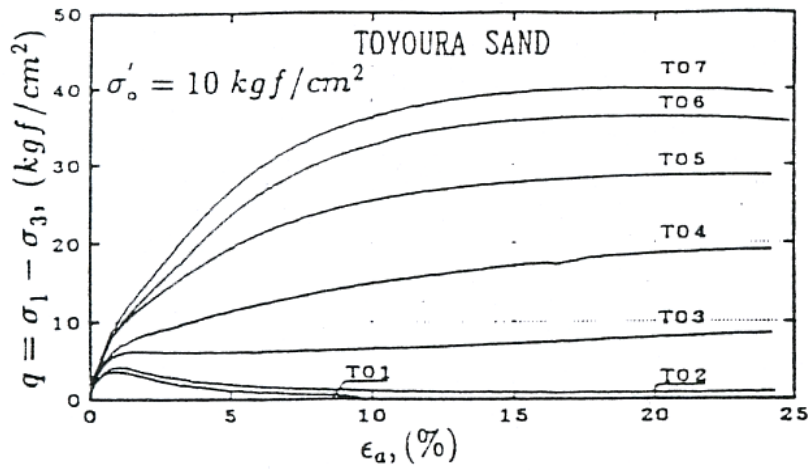


Figura 2.1: Respuesta no-drenada para $\sigma'_0 = 10 \text{ kg/cm}^2$ (a) curvas tensión-deformación, (b) trayectoria de tensiones (Verdugo, 1992)

Adicionalmente, para poder visualizar la influencia de la densidad y de la presión confinante en la respuesta no-drenada, se realizaron, en forma especial, cuatro series de ensayos. En cada serie sólo se varió la presión confinante y mantuvo constante la densidad o el índice de vacíos.

En la Fig. 2.2, los resultados de la primera serie, con un índice de vacíos fijo de $e = 0.735$ y presiones efectivas de confinamiento de 1, 10, 20 y 30 kg/cm^2 , son mostrados a continuación.

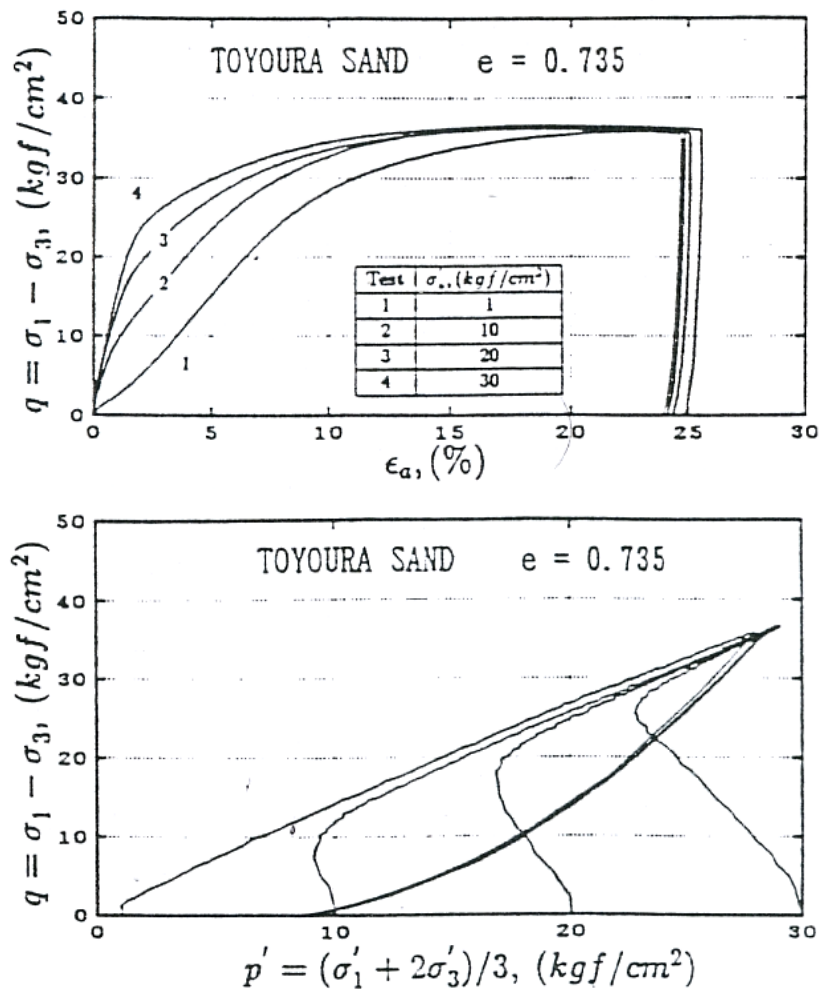


Figura 2.2: Respuesta no-drenada para $e = 0.735$, (a) curvas tensión-deformación, (b) trayectoria de tensiones (Verdugo, 1992)

Para esta densidad y rango de presiones utilizadas, se observa una respuesta de tipo dilatante, dejando en evidencia una significativa disminución en la presión de poros, siendo más pronunciada para valores más bajos de la presión confinante. Por otro lado, es posible visualizar que independiente de la presión confinante todas las probetas desarrollaron la misma resistencia última a grandes deformaciones (25% aprox.). Por lo tanto es posible concluir que la resistencia última sólo depende de su densidad o índice de vacíos.

Además, basado en las trayectorias efectivas de tensiones, existe un cambio de la respuesta inicial del tipo contractiva (hacia la izquierda) a una del tipo dilatante (hacia la derecha), definiendo lo que se llama “Transformación de Fase” o “Phase Transformation”.

En la Fig. 2.3, los resultados de la segunda serie, con un índice de vacíos fijo de e igual a 0.833 y presiones efectivas de confinamiento de 1, 10, 20 y 30 kg/cm^2 , son mostrados. También es posible visualizar que a grandes deformaciones, todas llegan a un valor de resistencia última único. No obstante, queda en evidencia que para niveles bajos de deformaciones (del 2% aproximadamente) la presión de confinamiento influye notoriamente en el comportamiento no drenado. Respuesta del tipo dilatante es posible ver para las presiones de confinamiento 1 y 10 kg/cm^2 en las trayectorias de tensiones efectivas. Lo contrario, es decir, respuestas del tipo contractiva se observan para las presiones de confinamiento 20 y 30 kg/cm^2 . Además para estas últimas presiones se observan dos peaks en las resistencias seguidas por una caída de éstas.

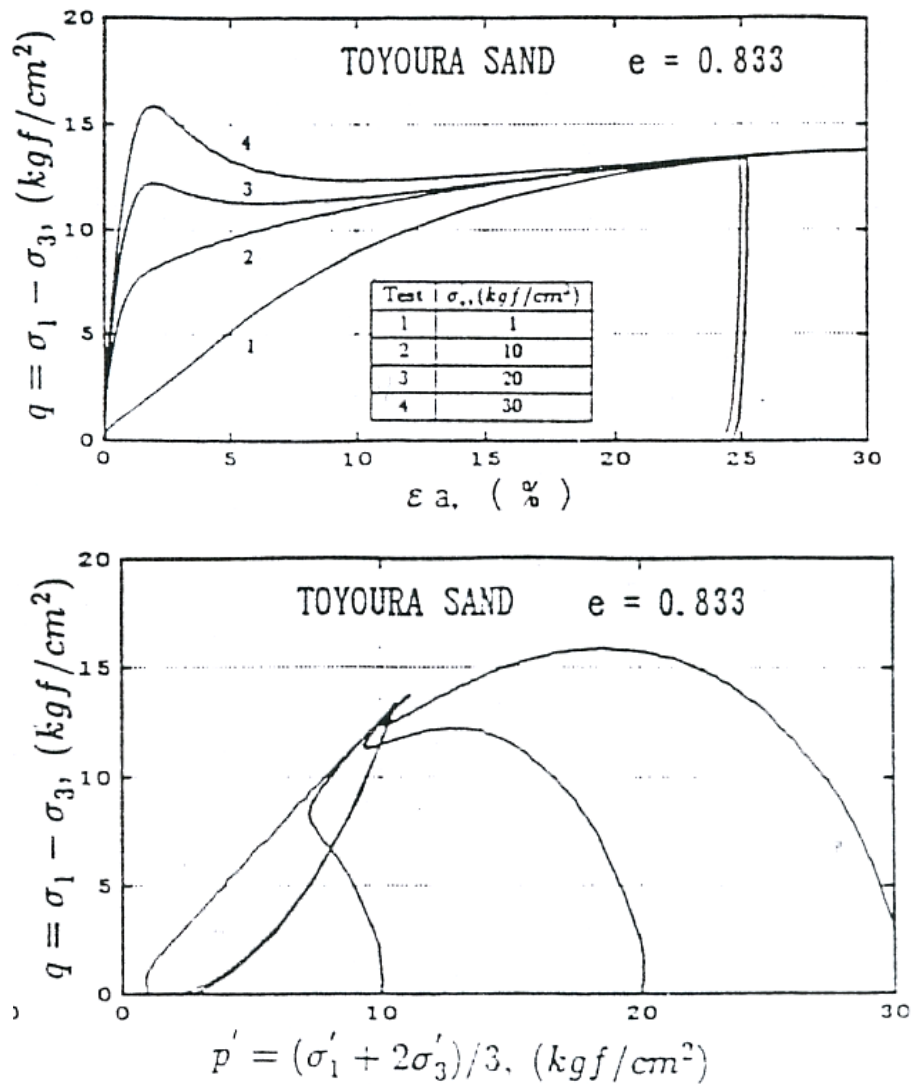


Figura 2.3: Respuesta no-drenada para $e = 0.833$, (a) curvas tensión-deformación, (b) trayectoria de tensiones (Verdugo, 1992)

En la Fig. 2.4 se muestran los resultados obtenidos de la tercera serie. Éstos fueron realizados con un índice de vacíos post-consolidación de 0.908 y presiones efectivas de confinamiento de 1, 10 y 20 kg/cm². La respuesta es principalmente del tipo contractiva, observándose para la presión de 20 kg/cm² una fuerte pérdida de

resistencia hasta alcanzar la resistencia última. Otra vez es posible concluir que la resistencia última no-drenada es independiente del nivel de presión efectiva inicial confinante, dependiendo solamente de su densidad inicial.

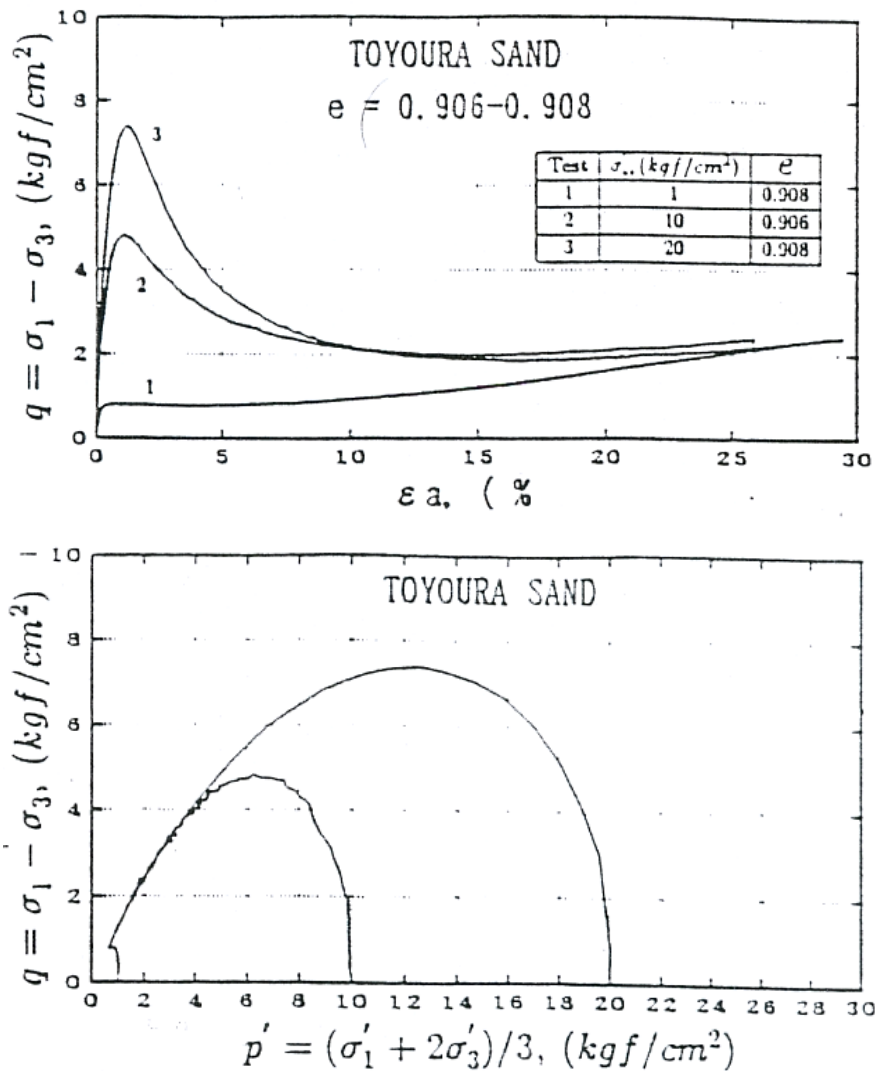


Figura 2.4: Respuesta no-drenada para $e = 0.908$, (a) curvas tensión-deformación, (b) trayectoria de tensiones (Verdugo, 1992)

Para finalizar, en la Fig. 2.5, los resultados de la cuarta serie de ensayos son mostrados. Para estos se utilizaron índices de vacíos mayores a 0.930 y presiones efectivas de confinamiento de 1, 3 y 10 kg/cm². En este caso se observa una respuesta completamente contractiva con una importante pérdida de resistencia y una resistencia última no-drenada nula. Nuevamente, es posible concluir que la resistencia última no-drenada es independiente del nivel de presión efectiva inicial confinante, dependiendo solamente de su densidad inicial. Es importante notar que los resultados de esta serie muestran que existe un índice de vacíos crítico sobre el cual la resistencia última es nula, comportándose el suelo repentinamente como un fluido sin ninguna resistencia al corte. Si el índice de vacíos es menor que este valor crítico, siempre existirá un valor de resistencia última no-drenada mayor que cero. Para la arena Toyoura, el valor del índice de vacíos crítico obtenido fue del orden de 0.93 (Verdugo, 1992; Ishihara, 1993).

Todos los resultados experimentales indican la existencia de una relación directa entre el índice de vacíos y la resistencia última no-drenada. Además se espera que la resistencia última sea del tipo friccionante y por lo tanto se satisfaga una relación de "Mohr-Coulomb", debiendo existir entonces durante el estado último una relación entre la resistencia última y presión media efectiva, $p' = (\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3)/3$. Por lo tanto, cuando al alcanzar el estado último (grandes deformaciones), existirá una relación única entre densidad, esfuerzo de corte y presión media efectiva. Esta relación es comúnmente denominada "Steady State Line" (Poulos, 1981).

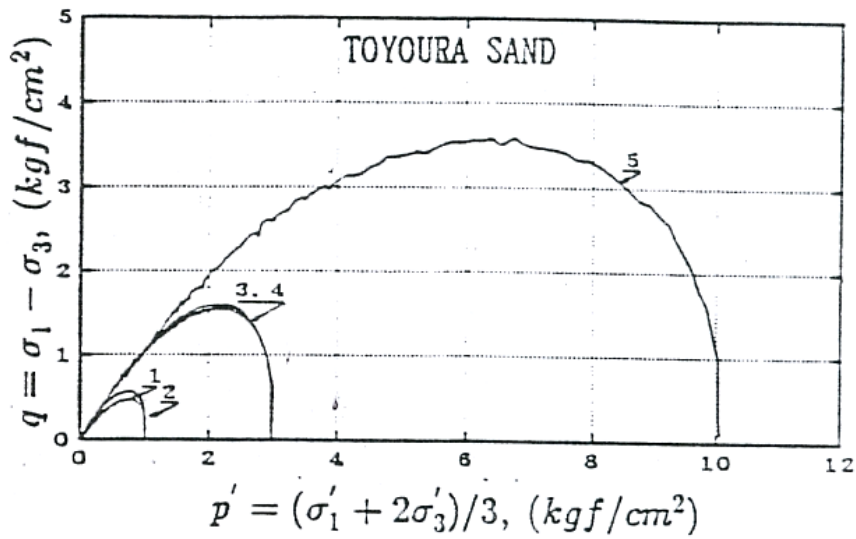
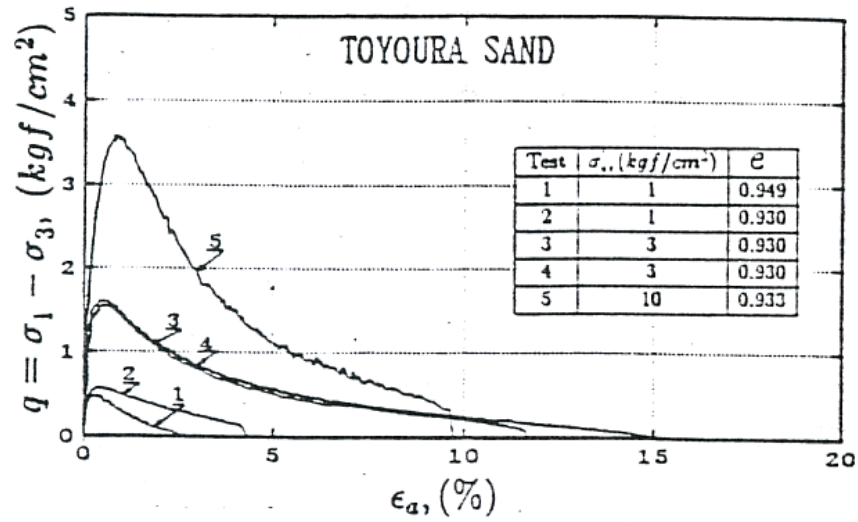


Figura 2.5: Respuesta no-drenada para $e > 0.930$, (a) curvas tensión-deformación, (b) trayectoria de tensiones (Verdugo, 1992)

Además, cabe destacar la importancia de las variables de estado inicial, las cuales son: el índice de huecos e_c , la presión de confinamiento efectiva σ'_3 y el esfuerzo de corte drenado inicial, convenientemente expresado por $K_c = \sigma'_1 / \sigma'_3$ en el ensayo triaxial.

El efecto de estas variables de estado, en una arena de relave, en el triaxial en compresión es mostrado en la figura 2.6. La figura muestra que todas las variables influyen en la respuesta no-drenada. La densidad relativa, siendo para este caso un parámetro definido para niveles de presiones por confinamiento cercanos a cero, no es independiente del nivel de esfuerzo aplicado.

Se puede concluir que: (i) algunos valores de índices de vacíos no son asequibles para ciertos niveles tensionales; (ii) al incrementar la presión confinante y para K_c constante o al aumentar K_c y presión confinante constante conlleva a una respuesta del tipo strain-softening; (iii) valores elevados de densidades relativas pueden experimentar una respuesta del tipo contractiva, a elevados valores de presión confinante y K_c , como se puede apreciar para en la figura, para el caso donde $D_{rc} = 87\%$. Comportamientos muy similares fueron expuestos por Bishop en 1966.

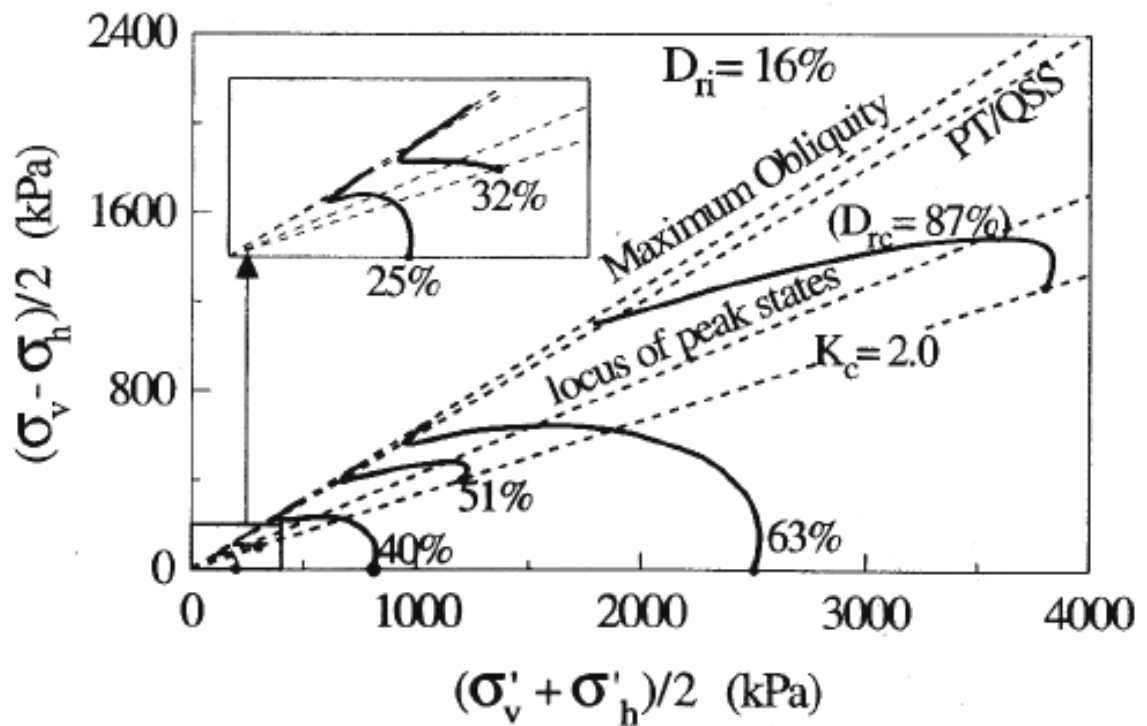


Figura 2.6: Dependencia de la respuesta no-drenada en triaxiales en compresión para una arena de relave en estado muy suelto como estado tensional inicial. $D_{ri}=16\%$, densidad relativa a 20kpa; $K_c=\sigma'_1/\sigma'_3$, razón de tensiones por consolidación anisótropa; PT, Phase Transformation (Vaid & Sivathayalan, 2000).

2.2 Steady State o Estado de Deformación Continua

El “Steady State of Deformation”, o “Estado de Deformación Continua”, o “Estado Último de Resistencia”, es extremadamente útil para visualizar la respuesta, tanto drenada como no-drenada (Castro, 1969; Casagrande, 1970; Casagrande, 1975; Poulos 1981). Este estado se distingue por la deformación continua de una masa de suelos a esfuerzo de corte constante, tensión efectiva normal constante, sin la ocurrencia de cambio de volumen y a velocidad constante. Esta condición de “Steady State” sólo se observa a grandes deformaciones, cuando se ha alcanzado el estado último.

Tal como se expuso y propuso anteriormente, en el estado último, o steady state, existe una relación entre, densidad, presión efectiva media y resistencia. Esta relación, denominada línea de steady state, o línea de deformación continua, se representa usualmente en términos de: índice de vacíos: e , esfuerzo de corte máximo: $q = (\sigma'_1 - \sigma'_3)/2$ y presión media efectiva: p' . La Fig. 2.7 muestra las proyecciones de la línea de deformación continua en los planos e - p' y p' - q para la arena de Toyoura. Estos datos experimentales confirman la existencia de una correlación entre los parámetros, e , q y p' , evaluados solamente a grandes deformaciones. Esta relación tiene una gran implicancia en la evaluación de la resistencia última, pues significa que para cualquier sollicitación rápida o no-drenada para suelos no cohesivos, es posible evaluar en forma directa la resistencia última a partir de la línea de deformación continua, solamente conociendo el índice de vacíos de la masa de suelo, siendo ésta independiente del estado tensional tanto inicial como final.

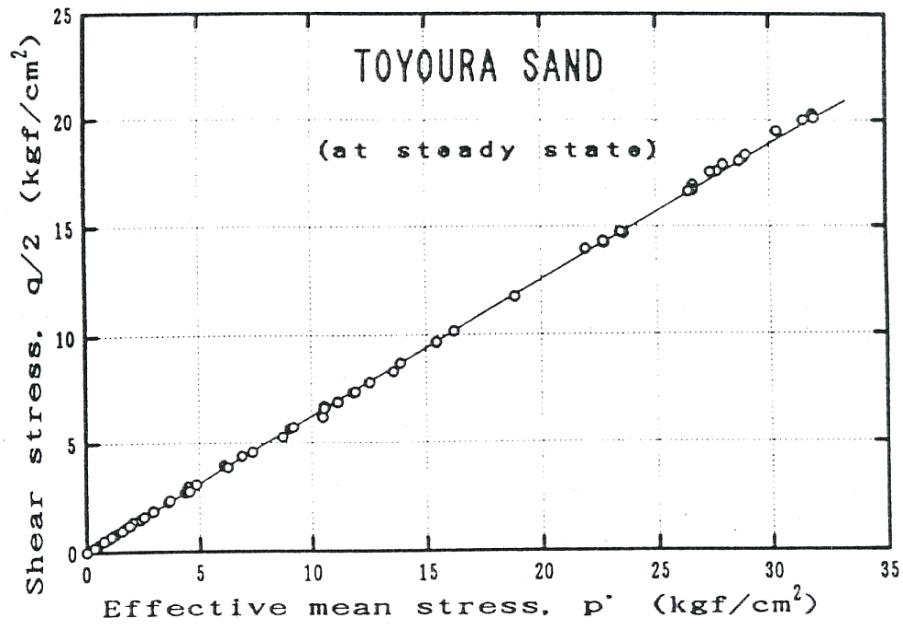
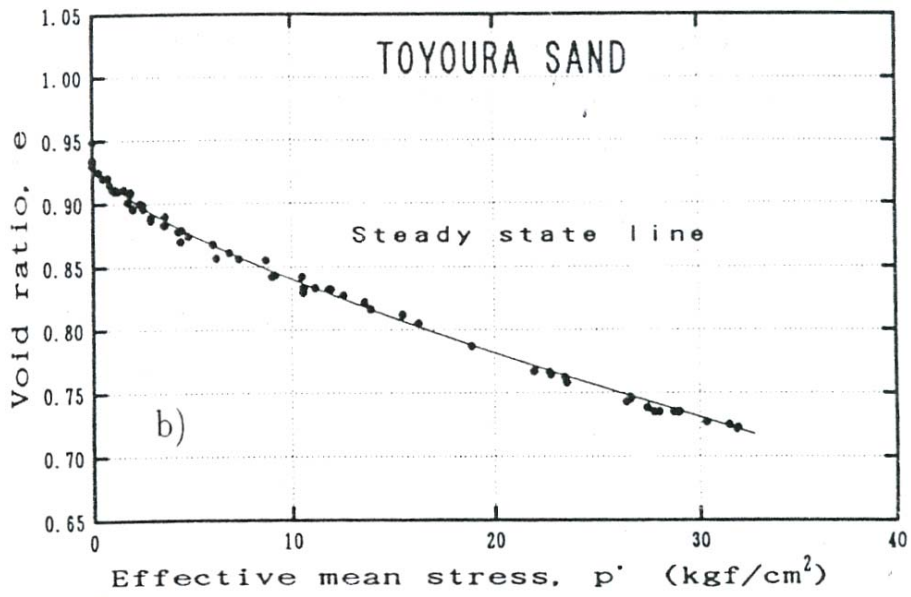


Figura 2.7: Proyecciones curva deformación continua (steady state) en los planos (a) $e-p'$ y (b) $p'-q$ (arena Toyoura) (Verdugo, 1992)

En la Fig. 2.8 se muestra la curva de deformación continua o Steady State Line (estados de resistencia última), indicándose además mediante cuadrados blancos aquellos estado iniciales que desarrollaron una curva tensión-deformación monótona creciente y mediante cuadrados negros aquellos estados iniciales que mostraron pérdida de resistencia hasta alcanzar su resistencia última. Esto permite definir una frontera ubicada por arriba de la línea de deformación continua sobre la cual se extienden las combinaciones iniciales de densidad y presión confinante asociadas a una respuesta contractiva con pérdida de resistencia.

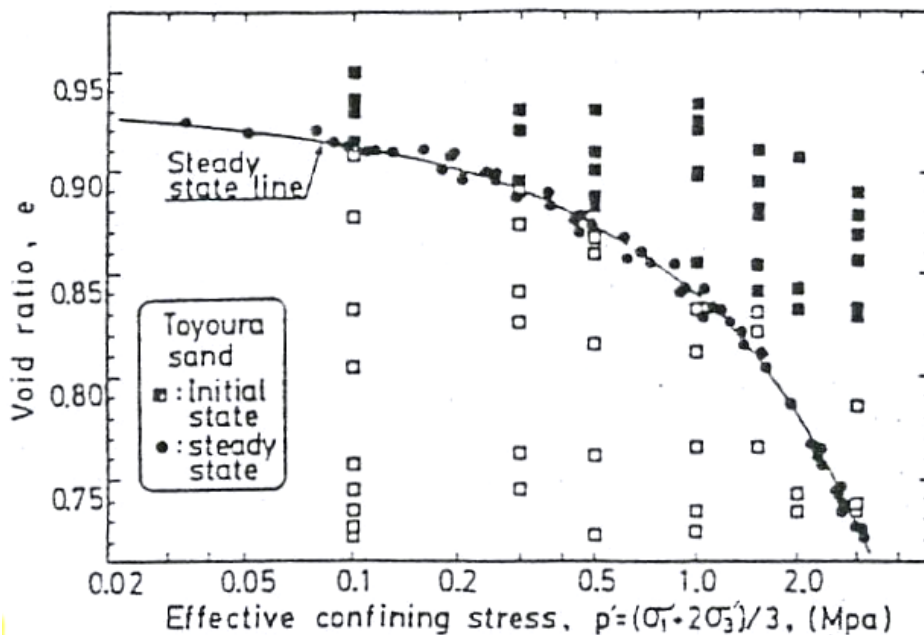


Figura 2.8: Estados iniciales y línea de steady state (Verdugo, 1992)

Por lo tanto, la Steady State Line (SSL), es de gran utilidad para evaluar la resistencia última no-drenada y para identificar, a partir de la combinación de densidad y presión confinante inicial, el tipo de respuesta tensión-deformación: monótono creciente o con pérdida de resistencia. Esta diferenciación es primordial para evaluar una posible falla fluida o de licuación verdadera.

2.3 Phase Transformation y Quasi-Steady State

El “Phase Transformation” o “Transformación de Fase” sólo se experimenta en estados densos o estados de mediana densidad a presiones de confinamiento muy bajas, según se puede observar en la figura 2.9 (ver puntos negros en figura). Este estado se refiere al momento en cuando la respuesta cambia desde contractiva a dilatante.

Las arenas densas exhiben un exceso en las presiones de poros positivas al comienzo, para deformaciones pequeñas. La dirección de las trayectorias de tensiones efectivas cambia mostrando una transición entre un comportamiento del tipo contractivo a uno dilatante (figura 2.9(c)). Ishihara (1975), denominó a esta condición Transformación de Fase o Phase Transformación. Posterior al Phase Transformation, la respuesta esfuerzo-deformación exhibe un aumento en la resistencia (i.e. endurecimiento), sin alcanzar ningún peak. El suelo eventualmente alcanza el steady state o estado crítico si la presión de agua no cavita.

En arenas medias densas se puede observar que una vez superado el peak, la resistencia comienza a disminuir, llegando a un punto mínimo de resistencia conocido como el “Quasi-Steady State” (Alarcón-Guzmán et al., 1988) o como el “Flow with Limited Liquefaction” (Ishihara, 1993). En el mismo instante el suelo está en un estado de transformación de fase o Phase Transformation, para luego aumentar su resistencia gradualmente, aumentando las tensiones efectivas debido a al desarrollo negativo de las presiones de poros. Al aumentar las deformaciones el estado crítico es alcanzado. Datos reportados indican que la pendiente de la línea de estado último o estado crítico en el plano p' - q es bastante similar a la pendiente de la línea que está relacionada con el Phase Transformation (Been et al., 1991; Ishihara, 1993; Zhang and Garga, 1997; Vaid and Sivathayalan, 2000). La pendiente de la línea de estado último es un poco mayor que la relacionada con el Phase Transformation (ver figura 2.9(c)). Además, en el plano e - $\log p'$ (figura 2.10) se puede apreciar que el Quasi-Steady State cae por debajo pero muy cerca de la línea de estado crítico.

En el caso de arenas sueltas o muy sueltas, la resistencia no-drenada es mínima en el steady state, la cual está asociada a un colapso de la estructura de suelo.

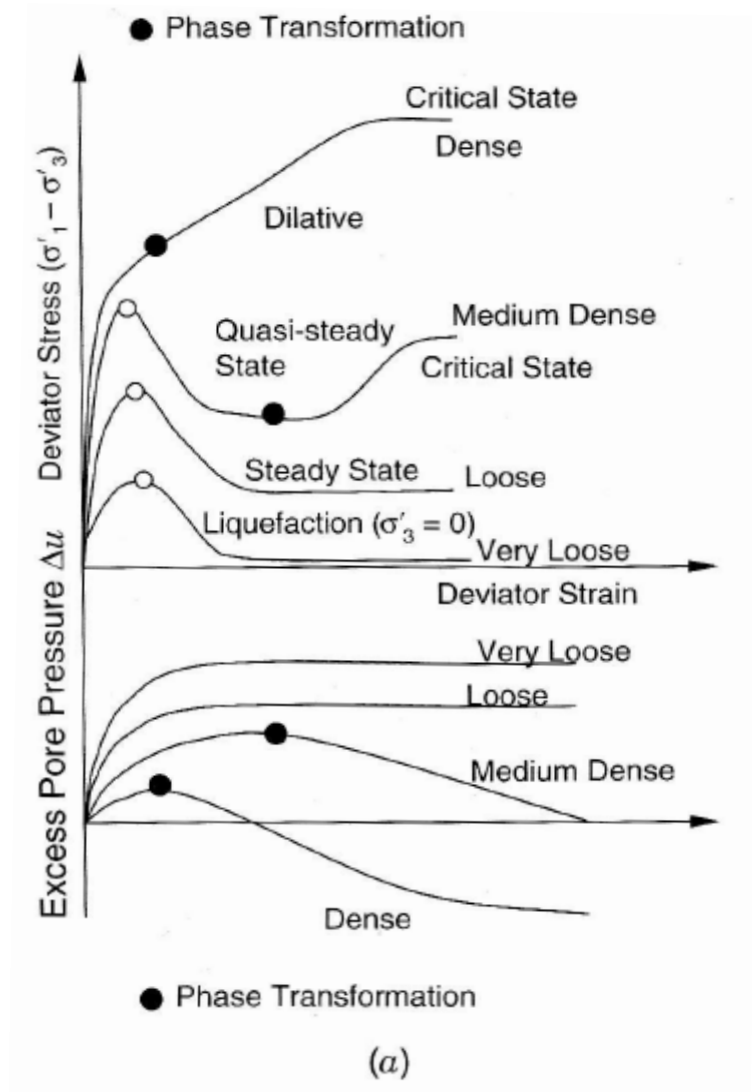


Figura 2.9(a): Respuesta típica no-drenada en arenas. (a) Respuesta esfuerzo-deformación-presión de poros (Mitchell, 2005)

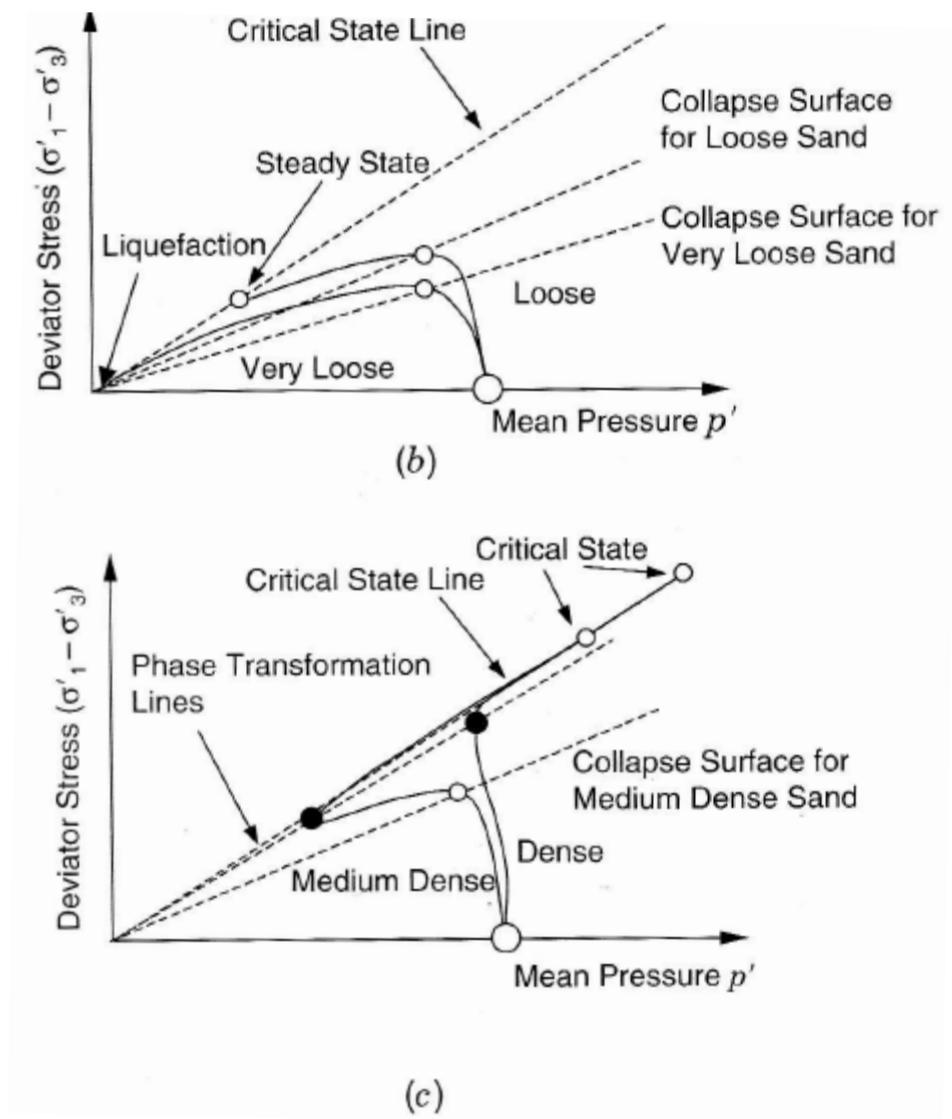


Figura 2.9(b),(c): Respuesta típica no-drenada en arenas. Trayectorias de tensiones efectivas para estados: (b) sueltos y muy sueltos (c) densos y muy densos (Mitchell, 2005)

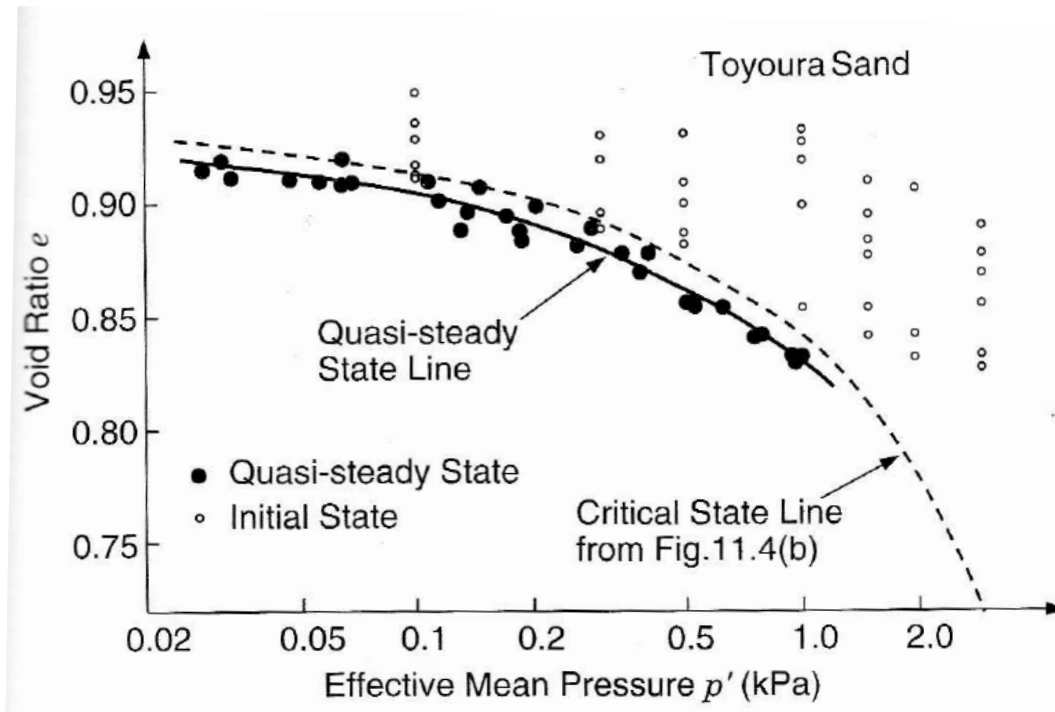


Figura 2.10: Línea del Quasi-Steady State y del Steady State en el plano e - $\log p'$ (Alter Ishihara, 1993).

2.4 Anisotropía

Como definición de la dirección de carga durante un ensayo se utiliza el ángulo α , el cual corresponde a la inclinación de la tensión principal mayor σ_1 con respecto al eje de la muestra (dirección de deposición). Para identificar la presión intermedia σ_2 bajo cargas triaxiales se utiliza el coeficiente de Habib o parámetro b , donde $b=(\sigma_1-\sigma_2)/(\sigma_1-\sigma_3)$. Por lo tanto para el triaxial en compresión $\alpha=0$ y $b=0$ (punto A en la figura 2.11), y para el triaxial en extensión $\alpha=90^\circ$ y $b=1$ (punto B en la figura 2.11).

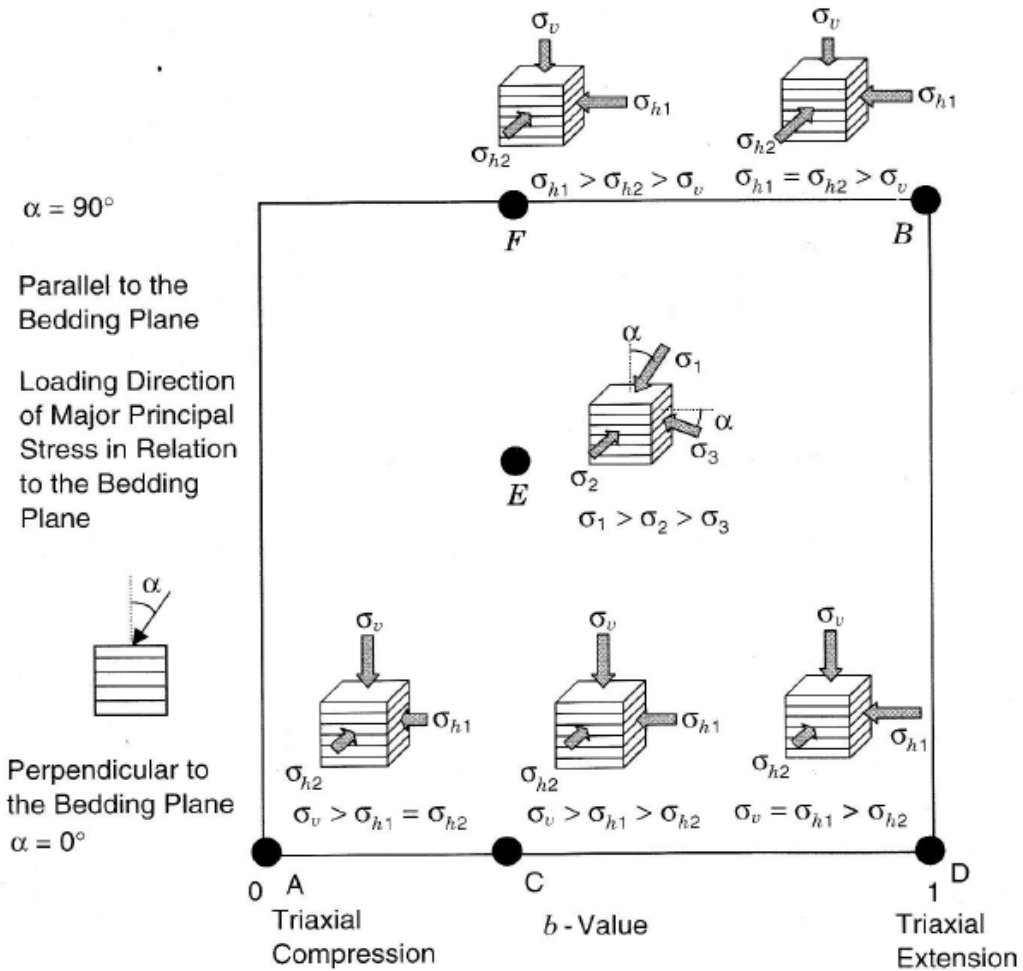


Figura 2.11: Efectos de la anisotropía inherente y la presión intermedia (Mitchell, 2005).

Para una arena de densidad relativa del 30%, y a una baja presión media de consolidación de 200 kPa, en la figura 2.12, se puede observar que al aumentar el valor de α (inclinación de σ_1), el comportamiento comienza a hacerse cada vez más contractivo (strain-softening response) y por ende, perdiendo más resistencia.

Además en la figura 2.13, para $b=0.4$, se observa que al aumentar el valor de K_c (corte estático drenado inicial) la resistencia no-drenada aumenta. Esto se debe a que al variar K_c , la densidad relativa experimenta una variación.

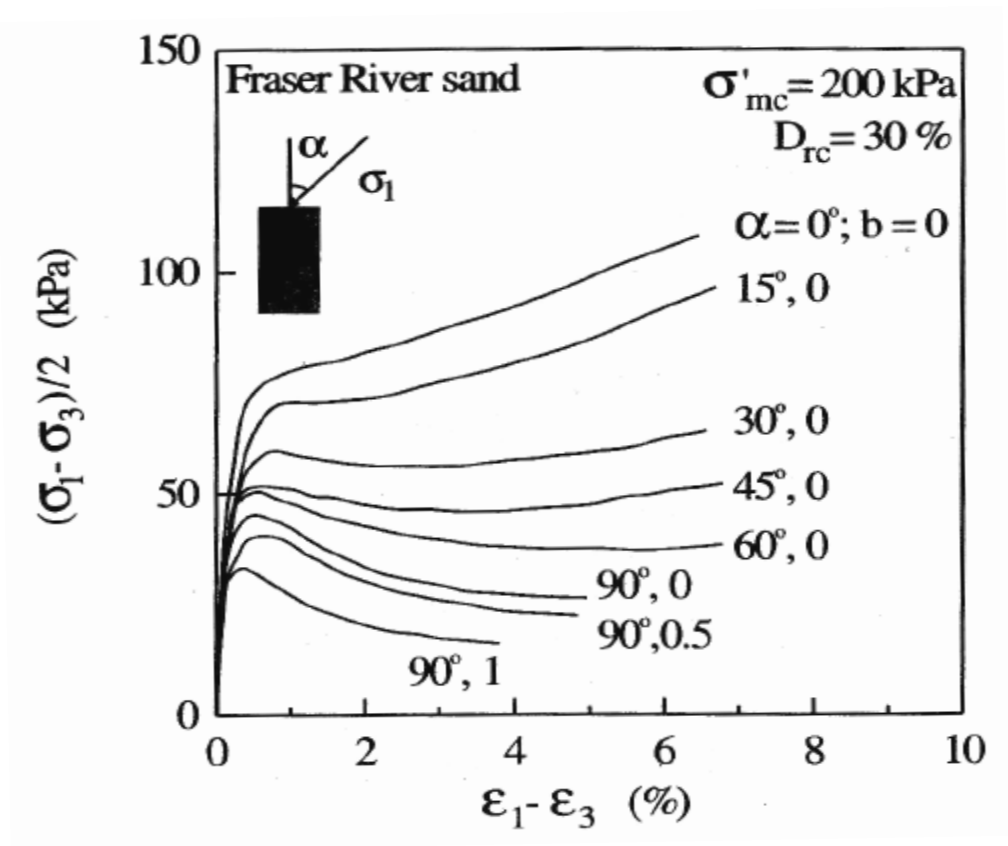


Figura 2.12: Dependencia en la respuesta no-drenada con la dirección de las tensiones principales y la tensión intermedia. σ'_{mc} , corresponde a la presión media de consolidación (Vaid & Sivathayalan, 2000).

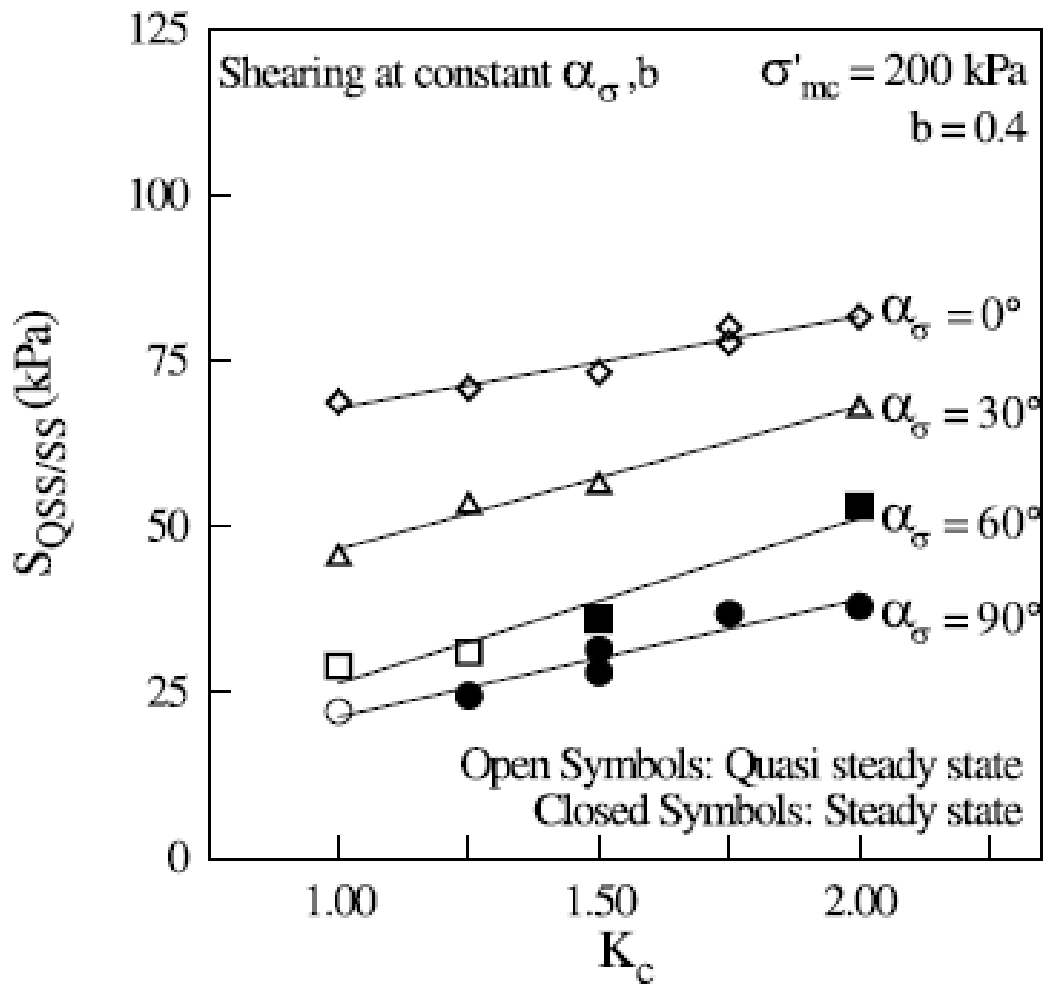


Figura 2.13: Dependencia de la resistencia (en steady state o quasi-steady state) en la dirección de la tensión principal mayor y la anisotropía inherente. α_σ , inclinación de la σ_1 con la vertical (Vaid & Sivathayalan, 2000).

Uno de los estudios más recientes, es el realizado por Hozono & Yoshimine (2001, 2004). Primeramente, Yoshimine et al. (1999) analizaron el comportamiento no-drenado en ensayos de corte simple, triaxial en compresión y triaxial en extensión, para una densidad relativa promedio de 35% aproximadamente. Se concluyó que el comportamiento, en condiciones de corte simple, el cual se asemeja más a las condiciones in situ, fue la intermedia entre las condiciones de triaxiales en compresión y las de triaxiales en extensión. Estas diferencias se exponen en la Figura 2.14.

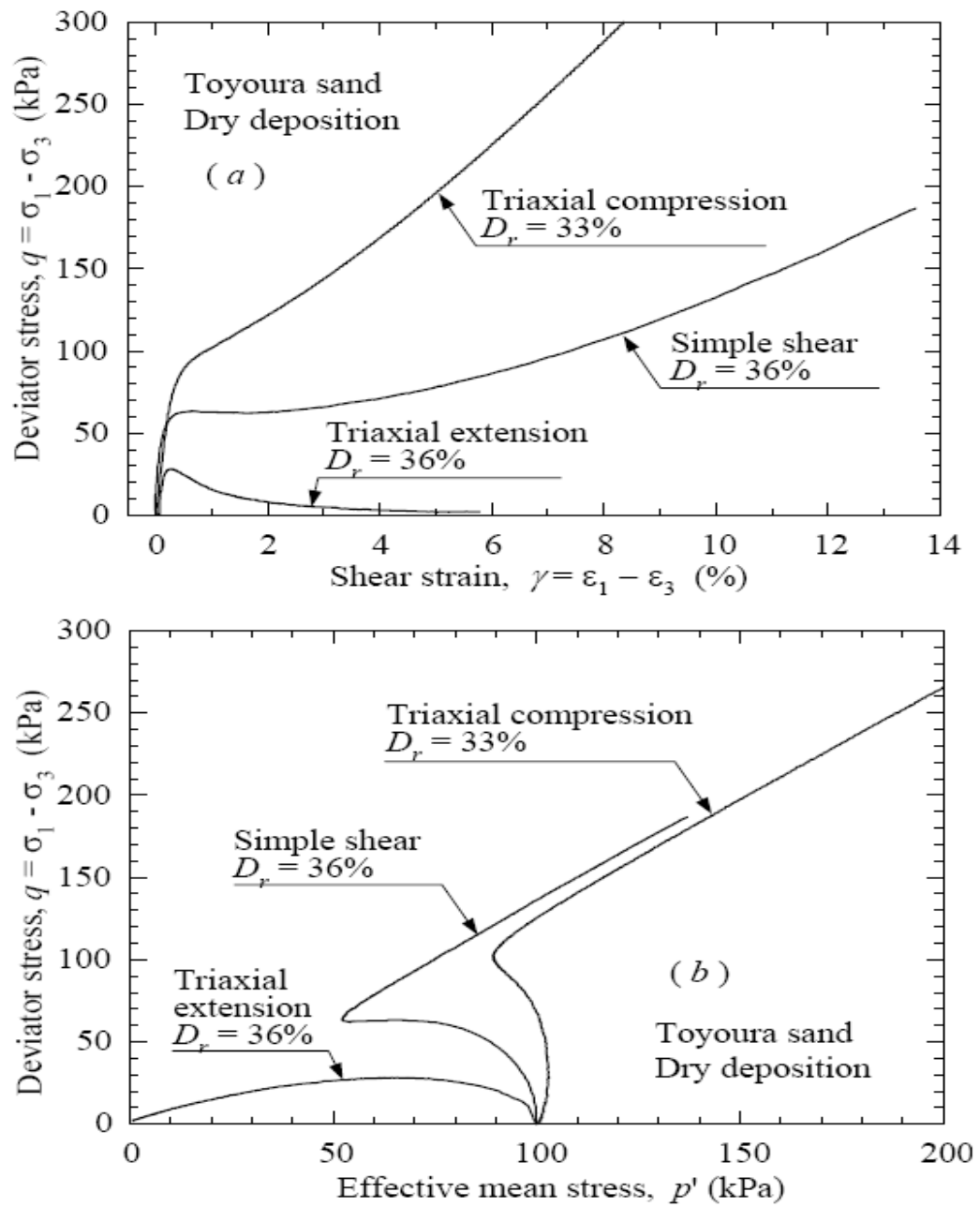


Figura 2.14: Comportamiento no-drenado de la arena Toyoura en triaxial en compresión, extensión y corte simple (Yoshimine et al. 1999)

2.5 Influencia del esfuerzo de Corte Estático Inicial en la Respuesta No-Drenada

Vaid, Stedman & Sivathayalan (2001) investigaron la influencia del nivel de esfuerzo de corte estático inicial para diferentes niveles de presiones media efectivas de confinamientos para estados altamente contractivos. Los niveles de confinamiento estudiados corresponden a 100, 200 y 400 kPa para cada nivel de K_c (esfuerzo de corte) iguales a 1, 1,25, 1,5 y 2.0.

La línea denotada por CSR, y llamado como la razón de tensión crítica, corresponde a la ubicación del peak bajo una carga no-drenada monótona estando este asociado a un ángulo de fricción movilizada ϕ'_{CSR} . Cabe destacar que el CSR es completamente dependiente del modo de carga. En compresión el $\phi_{CSR}=26^\circ$ y en extensión es igual a 17° .

La figura 2.15 (a) muestra los resultados obtenidos bajo cargas no-drenadas en compresión. Se puede apreciar que para todos los casos existe transformación de fase. La resistencia no-drenada aumenta a medida que aumenta el nivel de esfuerzo de corte estático inicial.

Además, la figura 2.15 (b) muestra los resultados para el caso en extensión, el cual sólo exhibe transformación de fase cuando la presión de confinamiento efectiva es mayor, e igual a 400 kPa.

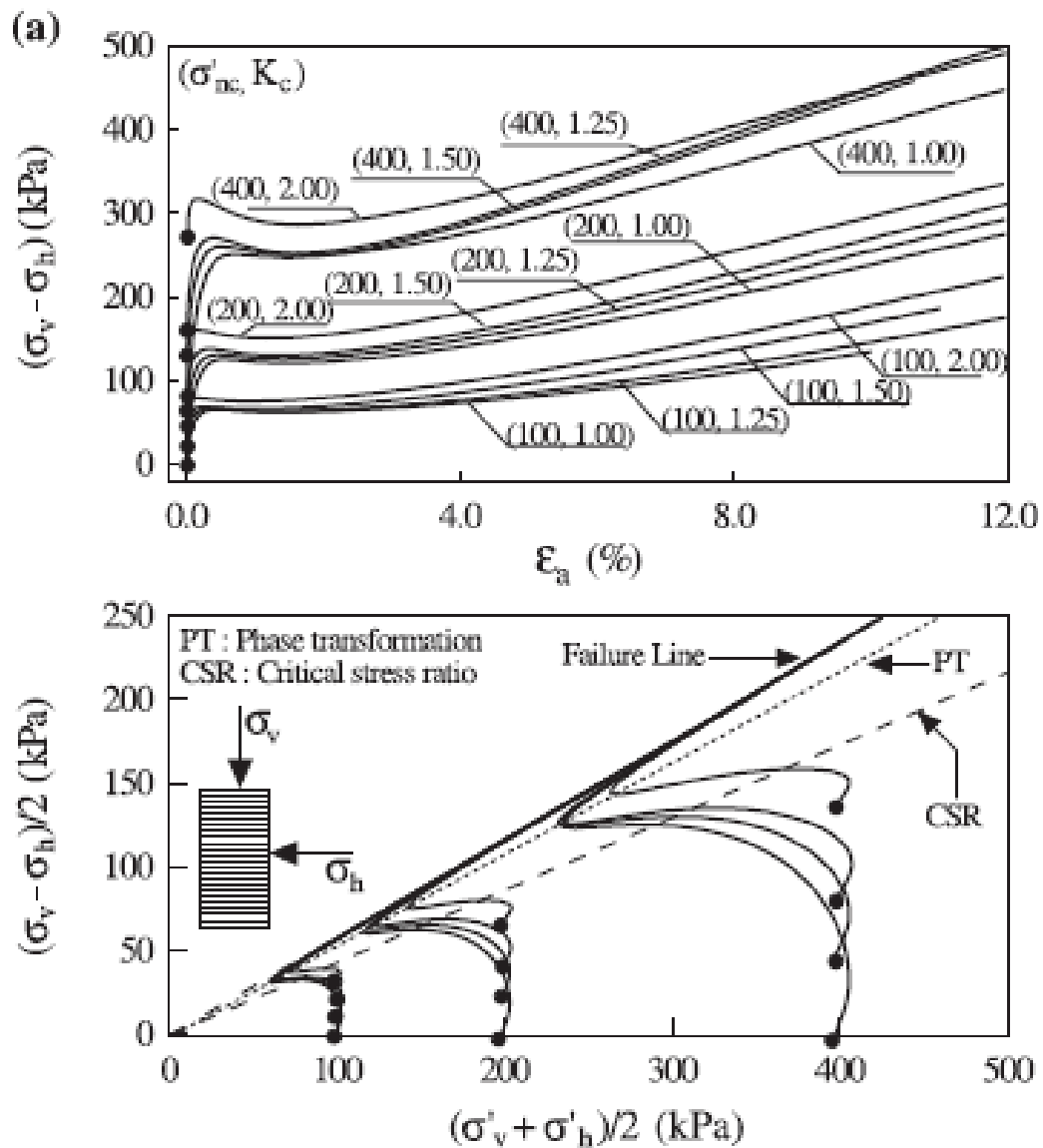


Figura 2.15 (a): Influencia en el esfuerzo de corte estático en el comportamiento no-drenado en compresión para distintos valores de presión confinante (Vaid, Stedman & Sivathayalan (2001)).

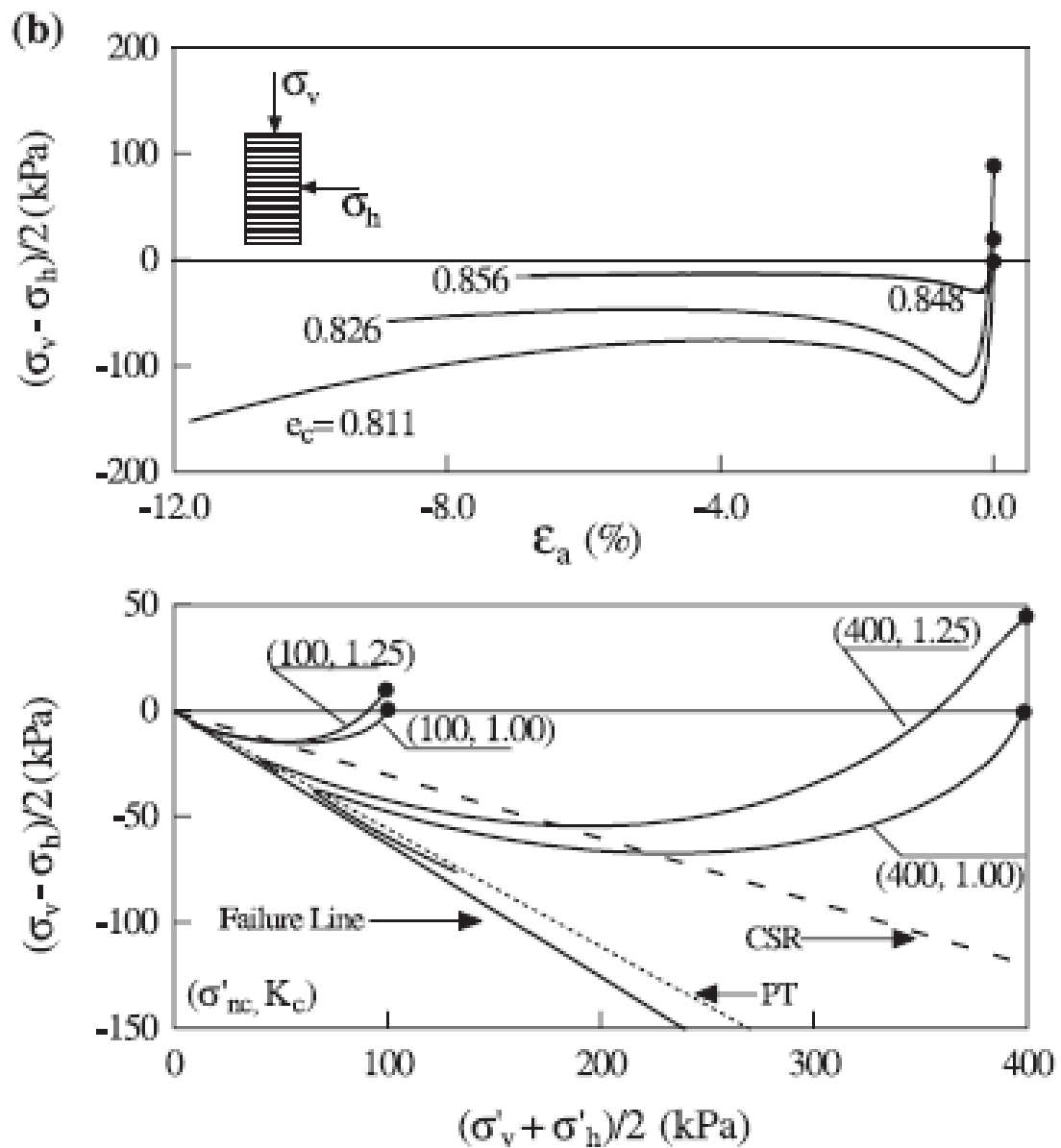


Figura 2.15 (b): Influencia en el esfuerzo de corte estático en el comportamiento no-drenado en extensión para distintos valores de presión confinante (Vaid, Stedman & Sivathayalan (2001)).

Posteriormente, Vaid & Sivathayalan (2002) investigaron tanto el efecto del esfuerzo de corte estático inicial (K_c) como la influencia de la inclinación de carga (α_σ), la cual fue descrita en el acápite anterior. La figura 2.16 muestra que al aumentar el nivel de esfuerzo de corte drenado inicial o el K_c , la resistencia no-drenada se ve incrementada para casos sueltos ($D_r=20\%$).

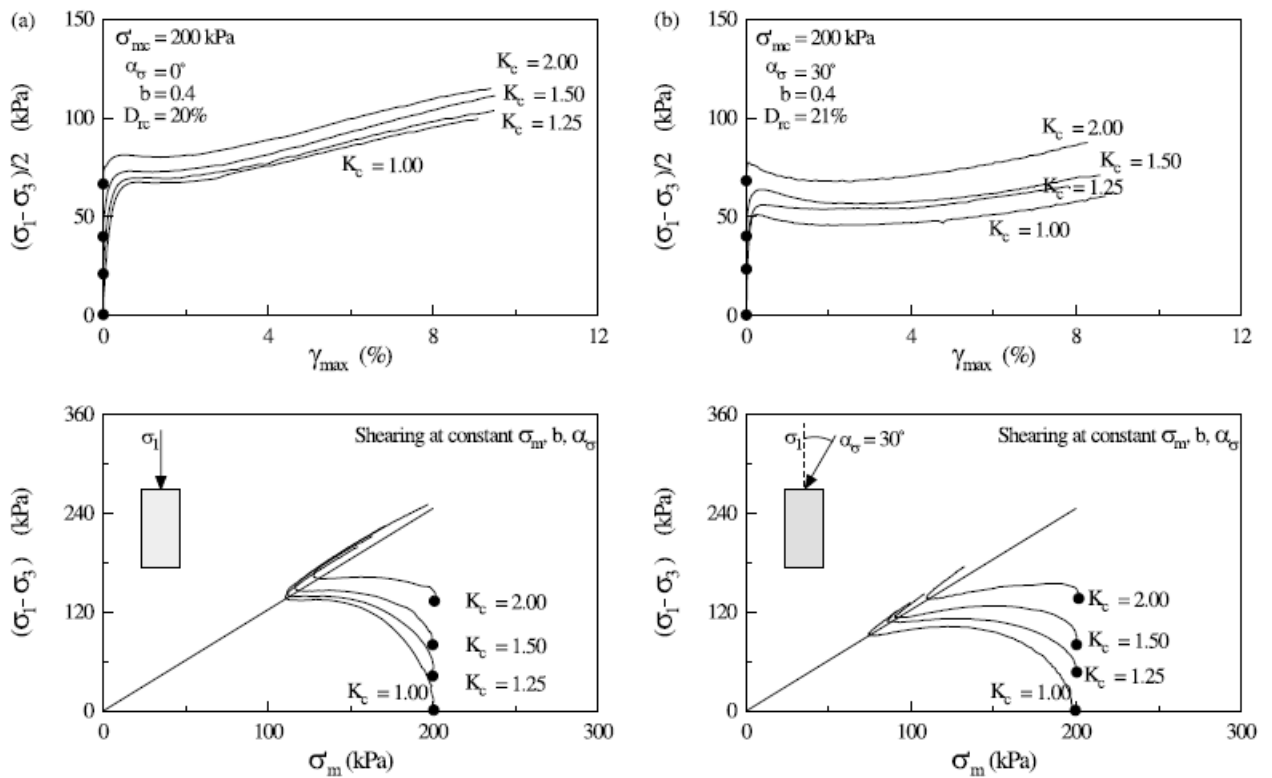


Figura 2.16 (a),(b): Influencia en el esfuerzo de corte estático en el comportamiento no-drenado en arenas para (a) $\alpha=0^\circ$ y (b) $\alpha=30^\circ$ (Vaid & Sivathayalan, 2002).

Para los casos en donde $\alpha=0$ y $\alpha=30^\circ$ (figura 2.16 (a), (b)), se puede visualizar que el steady state no es alcanzado para deformaciones del orden del 10%, a diferencia de los casos en donde $\alpha=60^\circ$ y $\alpha=90^\circ$ (figura 2.16 (c), (d)). Se puede extrapolar que el ensayo triaxial en compresión, el cual es el más comúnmente usado en la caracterización de la respuesta no drenada, no puede representar completamente la resistencia no-drenada (siendo ésta bastante mayor que en el caso en extensión ($b=1$)).

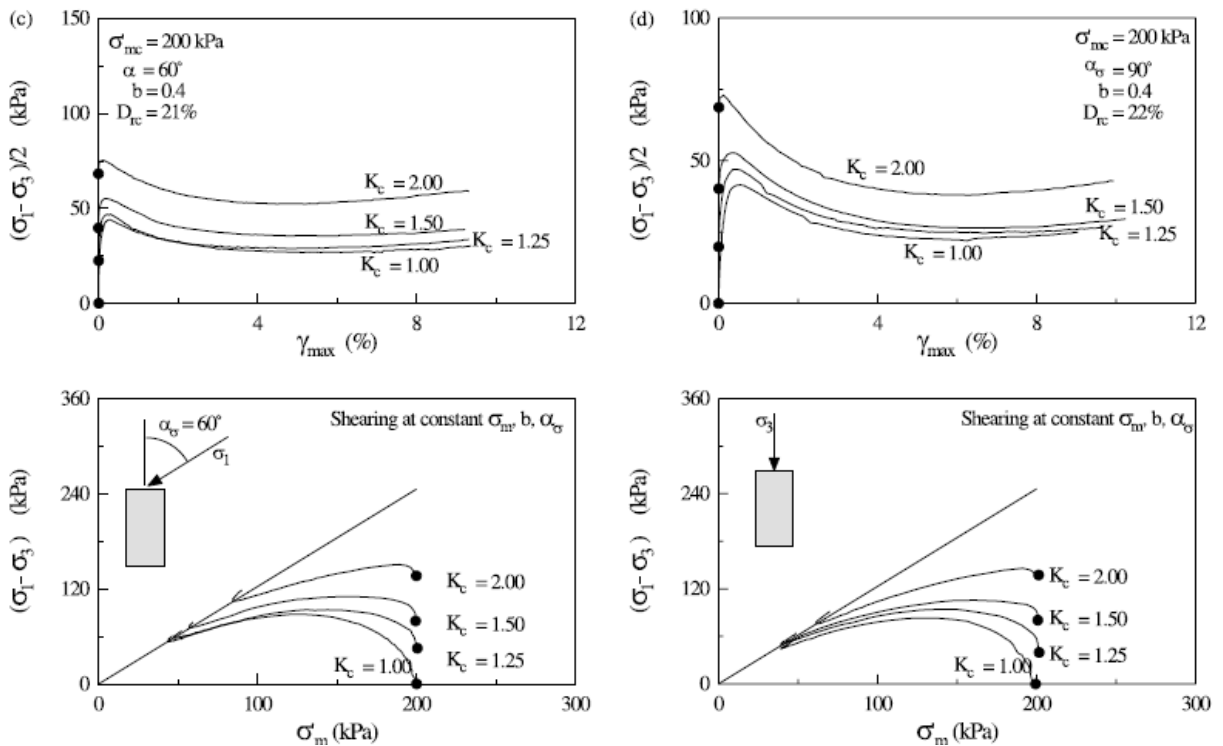


Figura 2.16 (c),(d): Influencia en el esfuerzo de corte estático en el comportamiento no-drenado en arenas para (a) $\alpha=60^\circ$ y (b) $\alpha=90^\circ$ (Vaid & Sivathayalan, 2002).

Hyde, Higuchi & Yasuhara (2006) estudiaron el efecto del esfuerzo de corte estático drenado inicial ante una carga monótona no-drenada en limos no-plásticos para estados de mediana densidades.

En la figura 2.17 se muestran las trayectorias de tensiones asociadas a las consolidaciones anisótropas. Primeramente, éstas fueron consolidadas hasta diferentes presiones de confinamiento isotrópicas, para luego mediante un incremento de la carga axial drenada (pendiente 3/1) alcanzar distintos niveles de cortes estáticos drenados iniciales. De esta forma se alcanzó la misma presión media efectiva igual a 100 kPa. Las razones correspondientes a los esfuerzos desviadores y las presiones media efectiva alcanzadas corresponden a valores del 0, 0.25, 0.50 y 0.75.

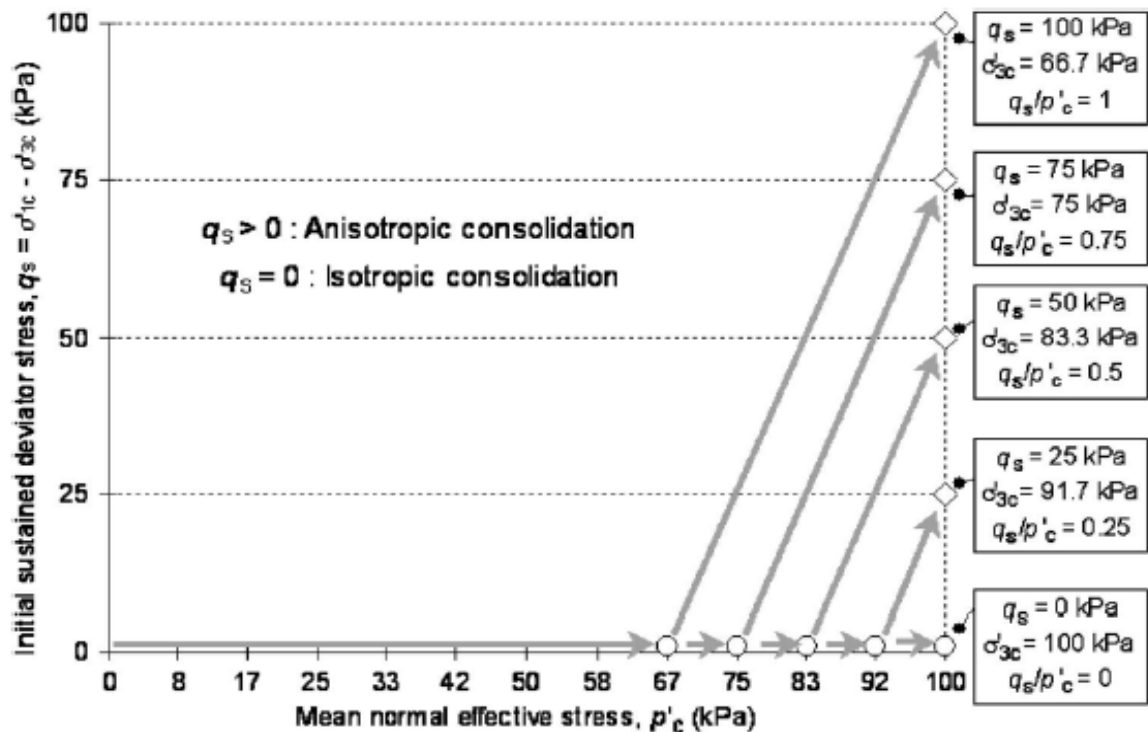


Figura 2.17: Trayectorias de tensiones para consolidaciones anisótropas (Hyde, Higuchi & Yasuhara (2006)).

En la figura 2.18 se muestra la relación entre el esfuerzo desviador y la deformación axial para probetas consolidadas anisótricamente. Las curvas esfuerzo-deformación muestran peaks iniciales en compresión, los cuales no quedan claros en el caso de extensión. En compresión se puede apreciar claramente que alrededor del 2% existe transformación de fase para cada caso, no siendo así para el caso de extensión. Además se podría decir que las fallas en compresión corresponden aproximadamente niveles de deformación axial entre 10 y 15%. Para el caso de extensión estos valores corresponden entre 4.6% y 8%.

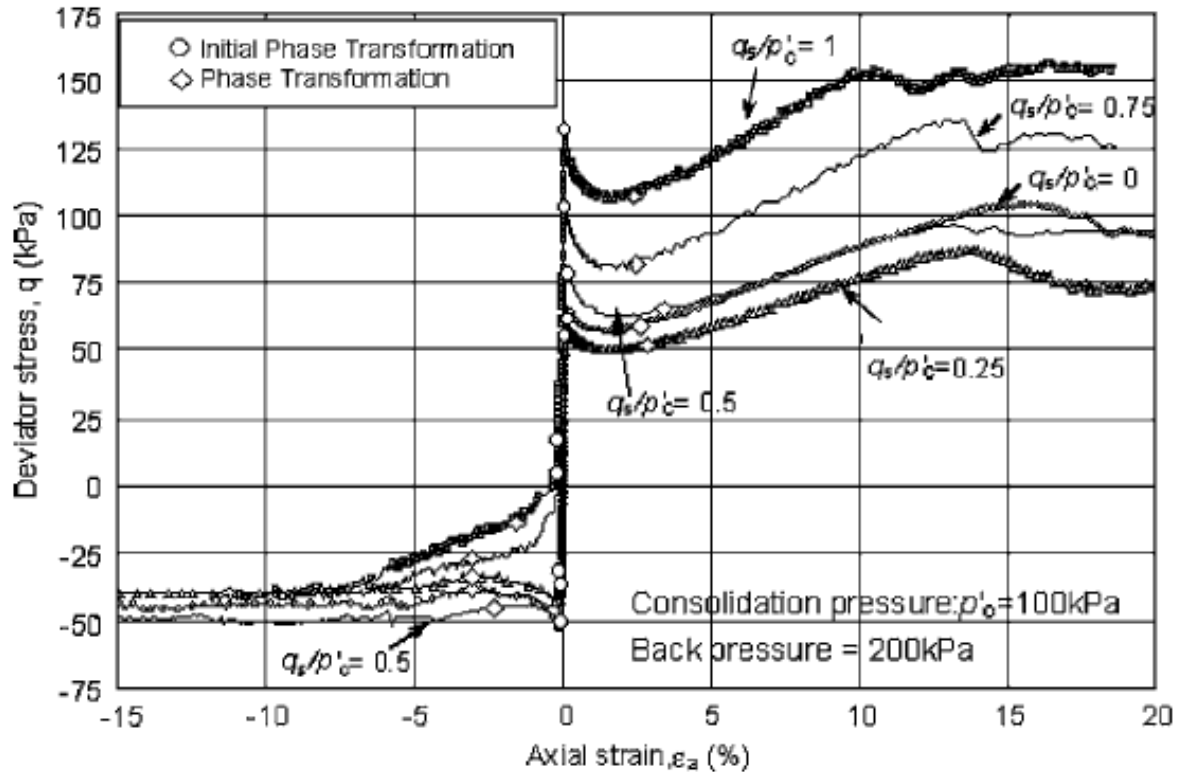


Figura 2.18: Esfuerzo desviador versus deformación axial para varios niveles de esfuerzo de corte estáticos iniciales.

En la figura 2.19 se pueden apreciar las trayectorias de tensiones efectivas bajo cargas no-drenadas con diferentes niveles de esfuerzo estático drenados iniciales.

En compresión, se aprecia que a menor nivel de esfuerzo de corte, mayor es el aumento de las presiones de poros hasta llegar a la línea de transformación de fase. Después de esta línea se exhibe dilatancia hasta alcanzar su cada resistencia no-drenada.

En extensión, pero con valores iniciales de esfuerzo de corte estáticos drenados iniciales en compresión, se observa que a mayor esfuerzo de corte estático positivo la resistencia no-drenada disminuye, siendo completamente lo opuesto para el caso de compresión.

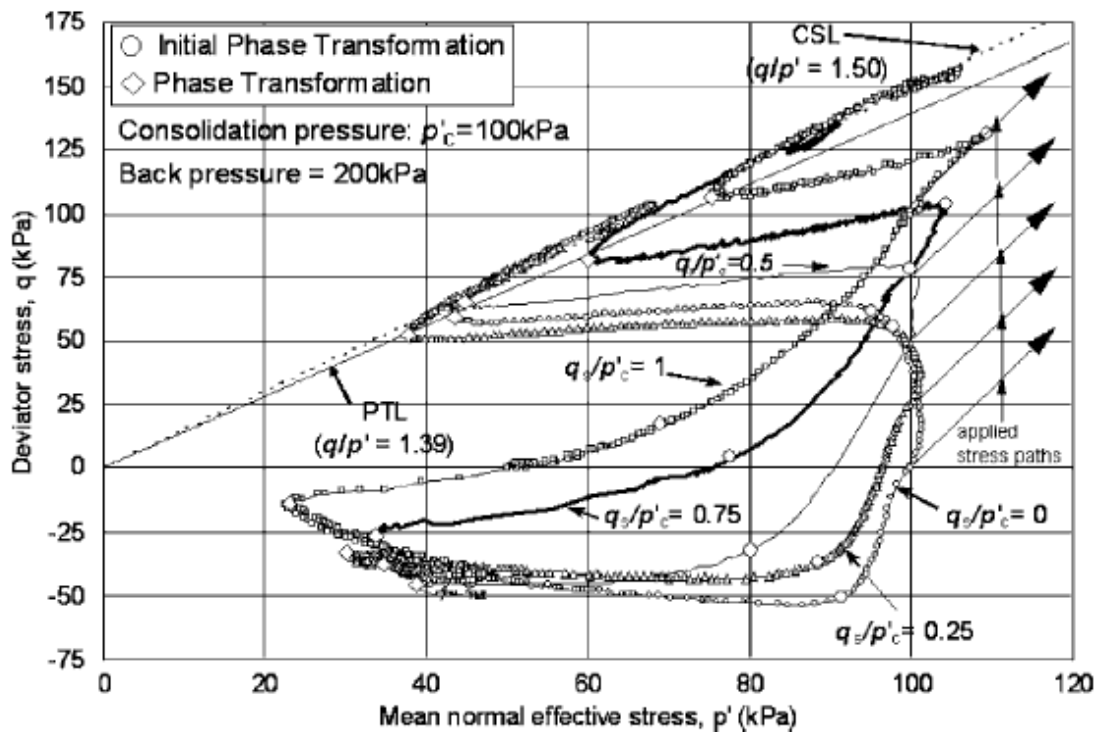


Figura 2.19: Trayectorias de tensiones efectivas ante consolidaciones anisótropas y bajo cargas no-drenadas.

2.6 Respuesta Cíclica No-drenada en Suelos No-Cohesivos

A continuación, en la fig. 2.20 y la fig. 2.21 se presentan resultados experimentales típicos obtenidos en el equipo de cilindro hueco con aplicación de carga, en muestras de suelo arenoso suelto y denso, respectivamente. Dichos ensayos fueron realizados simulando la condición de corte simple, en probetas consolidadas isotrópamente y sometidos a una carga cíclica de tipo torsional. Las respectivas curvas tensión-deformación se muestran en la Fig. 2.20a y la Fig. 2.21a, mientras que las trayectorias de tensiones efectivas, en términos del esfuerzo de corte cíclico normalizado, τ_d / σ'_o , y la tensión de confinamiento efectiva, σ' , se muestran en la Fig. 2.20b y la Fig. 2.21b (Ishihara, 1985).

Basándose en el análisis de estos resultados experimentales, queda en evidencia que tanto suelos sueltos como densos desarrollan un aumento de presión de poros con la progresión de los ciclos de carga y descarga. Adicionalmente, asociado a este aumento de presión de poros se observa un aumento de la deformación de las probetas. Es sumamente interesante e importante notar que la deformación máxima, desarrollada en la probeta de arena suelta, aumenta ciclo a ciclo a una tasa creciente. En tanto, la probeta de arena densa, también aumenta, pero a una tasa decreciente con el número de ciclos de carga y descarga. Ambos ensayos muestran que al cabo de un cierto número de ciclos, la presión de poros alcanza un valor máximo igual a la presión de confinamiento efectiva inicial, generándose en ese instante un estado de tensión efectiva nula. Este estado ha sido comúnmente usado para definir la condición de licuación (Seed & Lee, 1966; Lee & Seed, 1967).

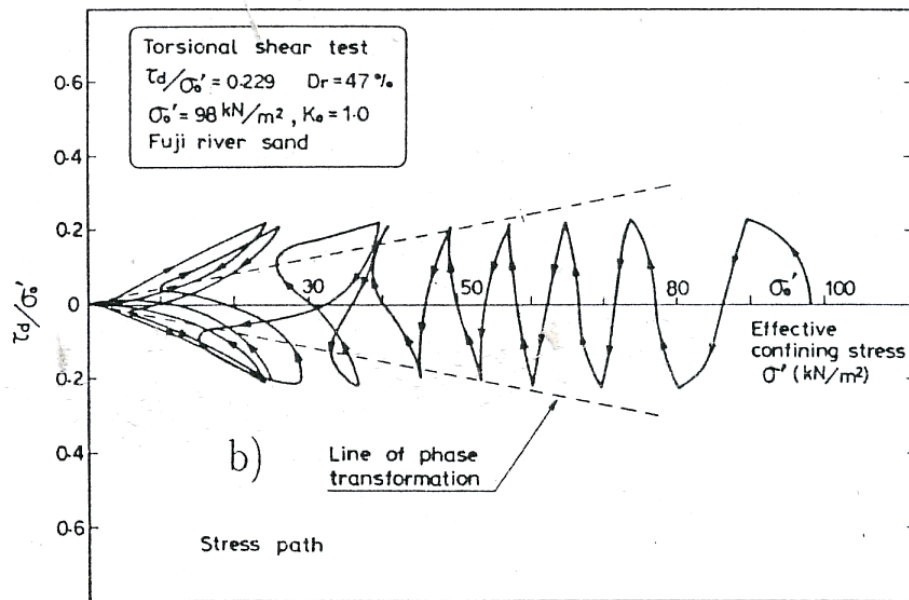
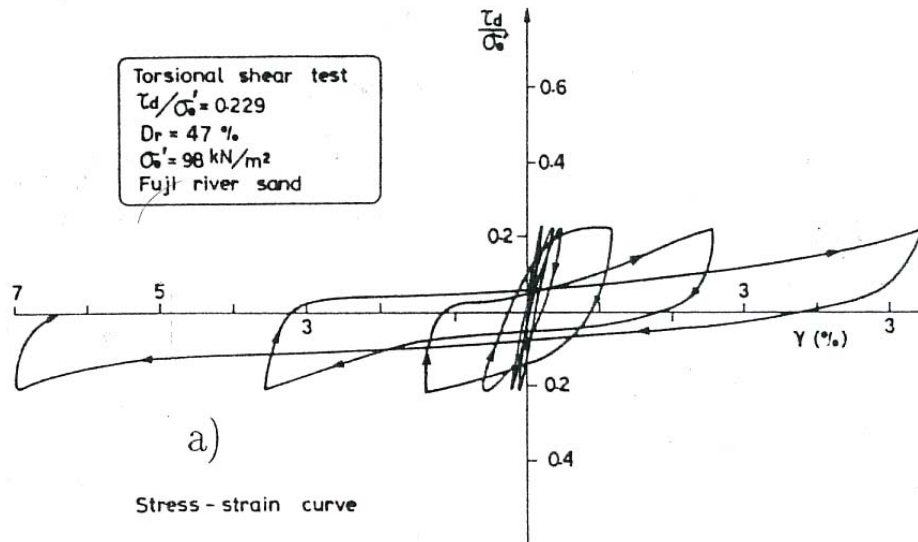


Figura 2.20: (a) Curva tensión- deformación y (b) trayectorias de tensiones en arena suelta (Ishihara, 1985)

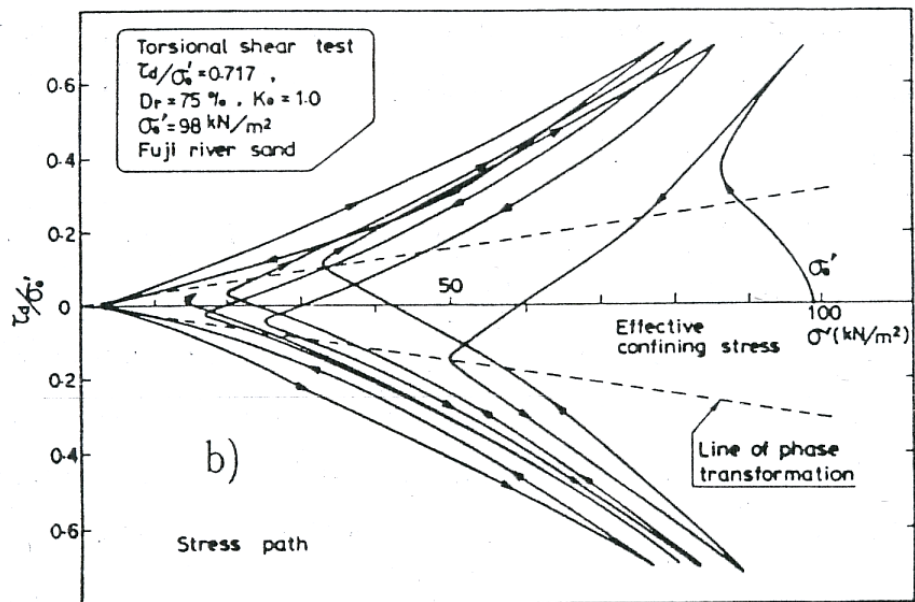
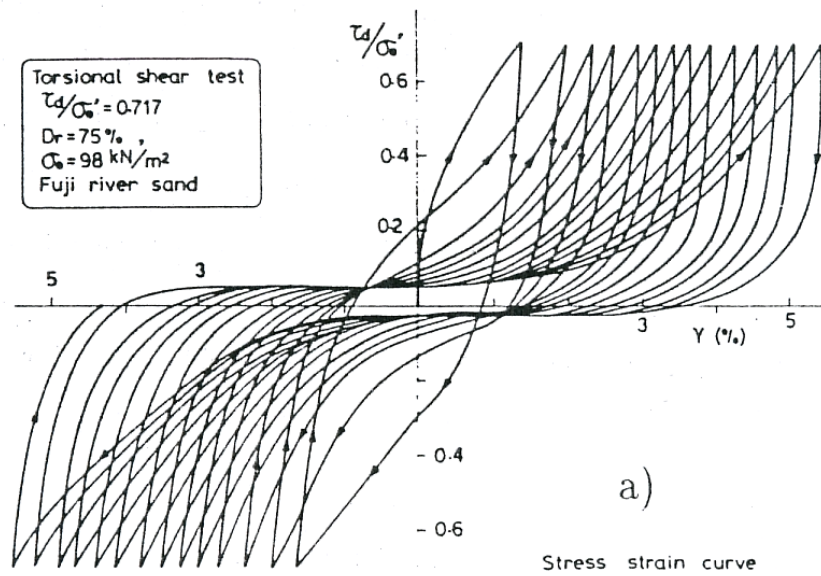


Figura 2.21: (a) Curvas tensión- deformación y (b) trayectorias de tensiones en arena densa (Ishihara, 1985).

Es particularmente relevante visualizar qué ocurre exactamente durante la condición de tensión efectiva nula. En la Fig. 2.22 se grafican en función del tiempo, la carga cíclica solicitante más la correspondiente variación de la presión de poros. Se puede notar que la presión de poros varía en el tiempo, alcanzando un valor máximo solamente en forma momentánea que coincide con el instante en el cual el esfuerzo de corte solicitante es nulo.

Analizando la respuesta no-drenada en términos de la trayectoria de tensiones efectiva, en la Fig. 2.20b y Fig. 2.21b, este hecho resulta evidente. Si en el plano $\tau_{cy} - \sigma'$ se acepta la existencia de una envolvente de falla como frontera, en el sentido que más allá de ésta no es posible la ocurrencia de estado tensional alguno, entonces la única posibilidad de que exista una condición de tensión efectiva nula ($\sigma' = 0$) es que al mismo tiempo el corte solicitante también sea nulo ($\tau_{cy} = 0$). Entonces, la condición de tensión efectiva nula implica obligatoriamente que debe situarse en el vértice del cono que define la superficie de falla. Esta coincidencia, instante en el cual la tensión efectiva es nula y la tensión de corte solicitante también es nula, implica que no se produce rotura del material granular o una falla permanente cuando la licuación, definida cuando la presión de poros iguala a la presión de confinamiento efectivo inicial, es lograda o alcanzada.

El “Cyclic Resistance Ratio (CRR)” o la Resistencia cíclica”, se define como la razón entre la tensión máxima de corte cíclica (τ_{cy}) requerida para que se produzca licuación en “N” ciclos, y la tensión efectiva de confinamiento inicial (σ_0').

$$CRR = \frac{\tau_{cy}}{\sigma_0'} \quad (3)$$

La utilización de la razón entre tensiones de corte y tensión efectiva de confinamiento se justifica por ser un parámetro adimensional, y guarda analogía o similitud con el caso estático, donde la resistencia al corte, en el caso de un material no cohesivo, está dada por:

$$\frac{\tau}{\sigma'} = \tan(\phi') \quad (4)$$

donde

ϕ' : Ángulo de fricción interna del material

σ' : Tensión de confinamiento efectiva

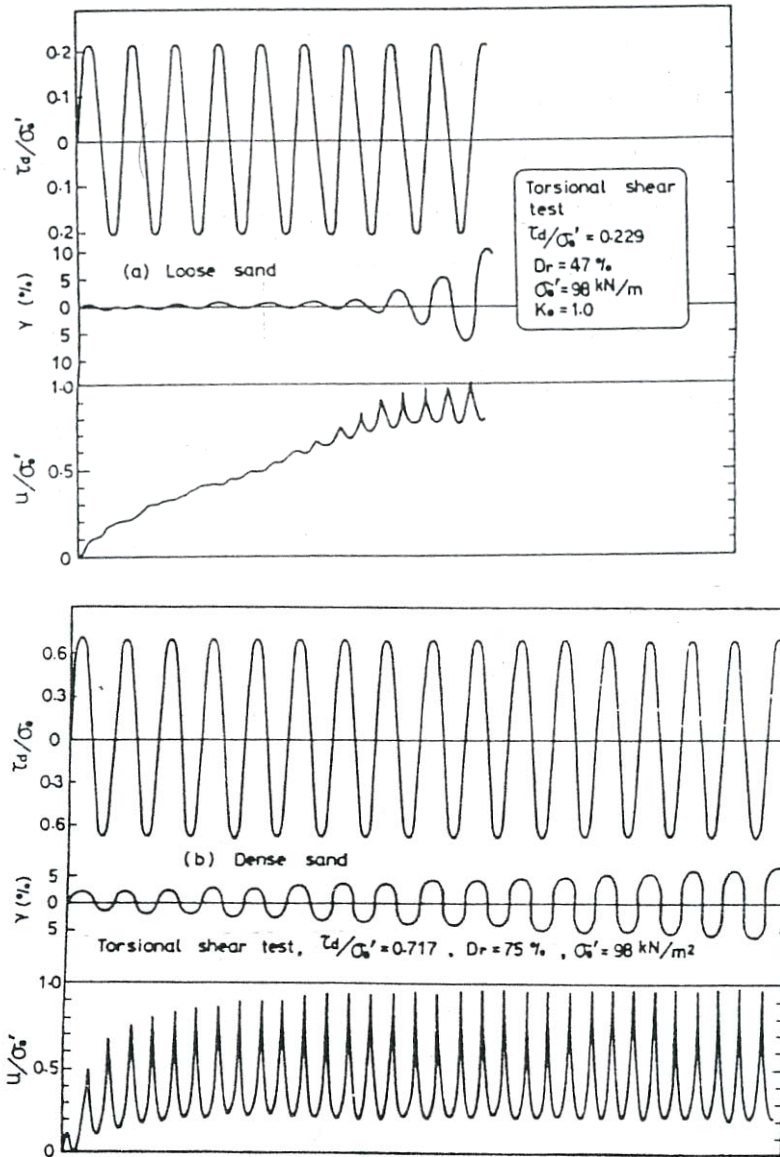


Figura 2.22: Variación de la presión de poros, (a) arena suelta, (b) arena densa (Ishihara, 1985)

Casagrande (1975) introdujo el término “Movilidad Cíclica”, el cual está asociado a un progresivo aumento en el nivel de deformaciones producto de la sollicitación cíclica, y que contrariamente a la falla de flujo, éste no conlleva una pérdida de resistencia, pero sí una pérdida de rigidez.

Como se explicó anteriormente, y retomando el análisis de la Fig. 2.22, también se observa que la presión de poros disminuye inmediatamente cuando existe esfuerzo de corte solicitante, generándose una tensión efectiva distinta de cero y, por consecuencia, la probeta de suelo es capaz de desarrollar nuevamente resistencia al corte. Esto explica el porqué una probeta “licuada” no se deforma como un fluido, sino solamente se observa un aumento gradual de la deformación axial, el cual indica una clara degradación de rigidez. En las Fig. 2.20b y Fig. 2.21b se observa que la trayectoria de esfuerzos efectivos se moviliza a lo largo de la envolvente de falla. Todo esto permite deducir que, bajo una sollicitación cíclica, puede no resultar del todo apropiado establecer criterios de falla en términos de la rotura del material, salvo que se utilice la resistencia última. A pesar de ello, sí resulta necesario tener en consideración que cargas cíclicas contribuyen en una pérdida de rigidez del material granular, lo cual conlleva a deformaciones del terreno extremadamente relevantes. Por lo tanto, en muchas ocasiones, conviene definir licuación en términos de un nivel de deformación alcanzada, por ejemplo; el 2.5 ó 5 % de la doble amplitud de deformación axial.

Además, dependiendo del nivel de corte inicial y de la amplitud de la carga cíclica, se puede visualizar que sollicitaciones cíclicas no-drenadas que no inducen un esfuerzo de corte alternado o “reversible” (se refiere al cambio de dirección del esfuerzo de corte total solicitante) no pueden generar una condición de tensión efectiva nula, independientemente de la cantidad aplicada de ciclos de carga y descargas.

2.7 Ensayos de Resistencia cíclica

En el laboratorio, varios equipos han sido utilizados para reproducir y simular, con probetas de suelos, los estados tensionales generados en terreno por sismos o terremotos. Los equipos más utilizados para estudiar el comportamiento cíclico de un suelo son: el triaxial cíclico, el corte simple cíclico y el cilindro hueco cíclico, los cuales intentan alcanzar o simular tensiones y deformaciones uniformes dentro de la muestra, siendo la condición de corte simple cíclico, la que más se asemeja a una sollicitación sísmica en un terreno horizontal. No obstante, el ensayo triaxial cíclico ha sido el más utilizado a nivel mundial para estudiar el comportamiento cíclico de suelos, debido a su simpleza de operatoria y facilidad de preparación y saturación de la probetas.

En el ensayo triaxial cíclico hay que tener en consideración que la condición de carga en este ensayo no representa estrictamente lo que ocurre en la realidad. En éste se mantiene constante la presión de confinamiento σ'_0 y luego se aplica una carga cíclica σ_d en la dirección axial. Por lo tanto, existen varias diferencias entre las cargas cíclicas aplicadas en el triaxial cíclico y las cargas sísmicas en terreno. Algunas de estas diferencias son: el cambio en las presiones de confinamiento totales, patrones de carga, rotación de las tensiones principales, tensión principal intermedia, uniformidad de la carga, etc.

La rotación de las tensiones principales en el triaxial cíclico, es uno de los factores mencionados más relevante, ya que sólo es posible una rotación de 0° (compresión) o 90° (extensión), debido a la naturaleza axial de la carga. En cambio, en un elemento de suelo en el campo, una componente de corte puro es sumada al plano horizontal y la orientación de los planos principales gira a alguna nueva orientación, dependiendo de la tensión aplicada. Todo esto hace que el valor de la resistencia cíclica medida en laboratorio esté sobredimensionado en algún valor.

Además, la resistencia cíclica de un suelo medida en laboratorio se ve afectada por otros factores sumamente importantes, como lo son algunos de ellos: el método de preparación de la muestra, la densidad relativa, tamaño de la probeta y de la partícula, graduación del suelo, razón de tensiones principales durante la consolidación, la frecuencia de aplicación de la carga, etc.

En el laboratorio se utilizan probetas “naturales” o “remoldeadas” para estimar la resistencia cíclica. En el ensayo triaxial cíclico, después de su preparación, la probeta es aislada usando una membrana de látex dentro de una cámara triaxial. Luego es saturada, consolidada a algún estado tensional y, finalmente, cargada a cierto nivel de esfuerzo desviador cíclico.

Ante la aplicación de los esfuerzos cíclicos, pasando desde la compresión a la extensión sucesivamente, la presión de poros aumenta en forma gradual, generando una disminución en la tensión efectiva, implicando una deformación axial muy importante. Una de las definiciones de licuación o movilidad cíclica es cuando la probeta alcanza por primera vez (y en forma intermitente) una presión de poros que iguale a la presión de confinamiento inicial. Otra definición o criterio de falla por licuación, muy utilizada, es cuando se alcanza algún nivel de deformación axial en doble amplitud como por ejemplo un 1%, 2.5%, 5% ó 10%.

Como se dijo anteriormente, la razón de tensiones cíclicas (Cyclic Resistance Ratio) corresponde a la tensión de corte cíclica aplicada a la probeta normalizada por la presión de confinamiento efectiva; por lo cual esta razón puede ser rescrita, en el caso de triaxiales, como:

$$CRR = \frac{\tau_{cy}}{\sigma'_0} = \frac{\sigma_d}{2 \cdot \sigma'_0} \quad (5)$$

Además, la presencia del esfuerzo de corte estático inicial es extremadamente incidente al momento de estimar la resistencia cíclica, lo cual será estudiado en profundidad más adelante. Por otro lado, ensayos de laboratorio muestran que la tensión de corte cíclica requerida para que ocurra licuación aumenta a presiones de confinamiento elevadas, pero la razón de tensiones cíclicas, CRR, disminuye (Kramer, 1996).

Seed, en 1983, propuso modificar la razón de resistencia cíclica para tomar en consideración el efecto del esfuerzo de corte estático inicial más el efecto de la magnitud de la presión confinante en forma separada, como se indica a continuación:

$$CRR_{\sigma,\alpha} = CRR_{\sigma \leq 10 \text{ ton/m}^2, \alpha=0} \cdot K_{\sigma} \cdot K_{\alpha} \quad (6)$$

donde $\alpha = \tau_{\text{est}}/\sigma'_{\text{vo}}$ y K_{σ} y K_{α} , son factores de presión de confinamiento y de corrección por esfuerzo de corte estático inicial respectivamente. Cada factor será discutido más en detalle, posteriormente.

2.8 Factores que Afectan a la Resistencia Cíclica

Existen numerosos factores que afectan la resistencia cíclica, los que se pueden dividir como se describe a continuación.

Principales factores que dependen de la metodología del ensayo:

- Método de preparación de la muestra
- Forma de la onda de carga
- Frecuencia de aplicación de la carga
- Tamaño de la probeta
- Fricción de los cabezales y bases de la celda triaxial
- Efecto de la membrana

Principales factores que dependen de las condiciones de ensayo y del material:

- Presión de confinamiento
- Esfuerzo de corte estático inicial (consolidación anisótropa)
- Densidad relativa
- Tamaño de partículas y su gradación
- Predeformación o precarga
- Razón de preconsolidación
- Grado de saturación
- Contenido de finos
- Plasticidad de los finos

Dado el objetivo de esta tesis, sólo dos de estos factores son descritos a continuación.

2.9 Efecto de la Presión de Confinamiento en la Resistencia Cíclica

Se define como factor de corrección, K_σ , la razón entre la resistencia cíclica normalizada por una presión de confinamiento efectiva σ' mayor que 1 tsf o kg/cm^2 y la resistencia cíclica normalizada por una presión de confinamiento igual a 1 tsf o 1 kg/cm^2 . Este factor se muestra en la siguiente ecuación:

$$K_\sigma = \frac{CRR_{\sigma>1}}{CRR_{\sigma=1}} \quad (9)$$

Primeramente, Seed (1983) desarrolló una correlación entre K_σ y la presión de confinamiento efectiva σ'_v (Figura 2.23). Luego, Harder (1988), Rollins & Seed (1990) y Marcuson et al. (1990) corrigieron la Figura 2.23, quedando esta como se indica en la Figura 2.24. Este gráfico está basado en una colección de datos triaxiales cíclicos ensayados a distintas presiones de confinamientos para arenas y gravas. Además de éste, una curva promedio es indicada con el objetivo de mostrar la tendencia. La mayoría de los ensayos fueron realizados para presiones menores que 5 kg/cm^2 . Por otro lado, casi todos las probetas ensayadas fueron densas o del tipo dilatantes. Muy pocos datos están basados en muestras sueltas o del tipo contractivas.

Pillai (1991) anunció que para el uso de estas correlaciones (Figura 2.24) nunca se especificó, exactamente, el tipo de suelo para hacer un uso adecuado de éstas.

Pero después de una década aproximadamente, Youd et al (2001) investigó una relación del factor de corrección K_σ y la presión de confinamiento para diferentes densidades, las cuales se pueden observar en la Figura 2.25.

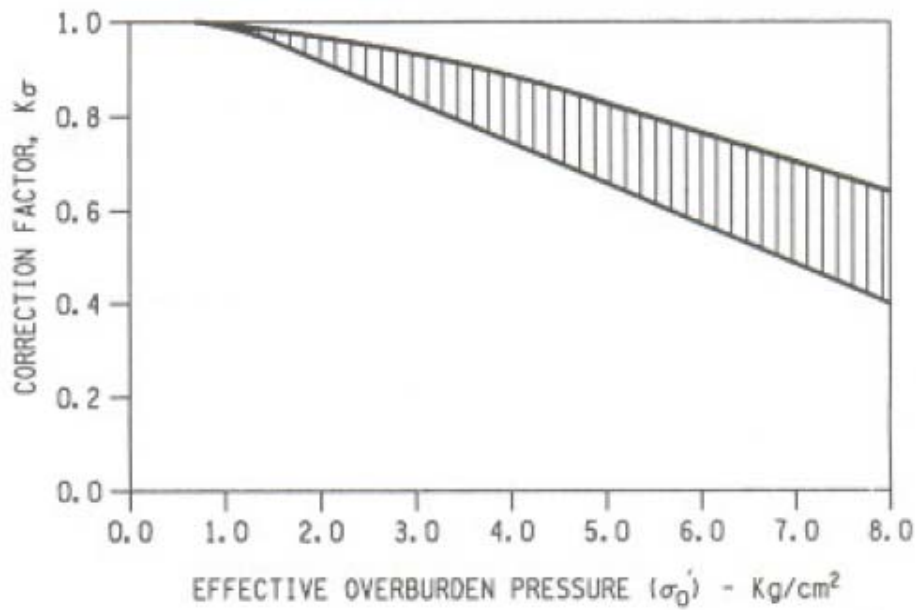


Figura 2.23: Relación entre K_{σ} y σ'_0 (Después H.B. Seed, 1983)

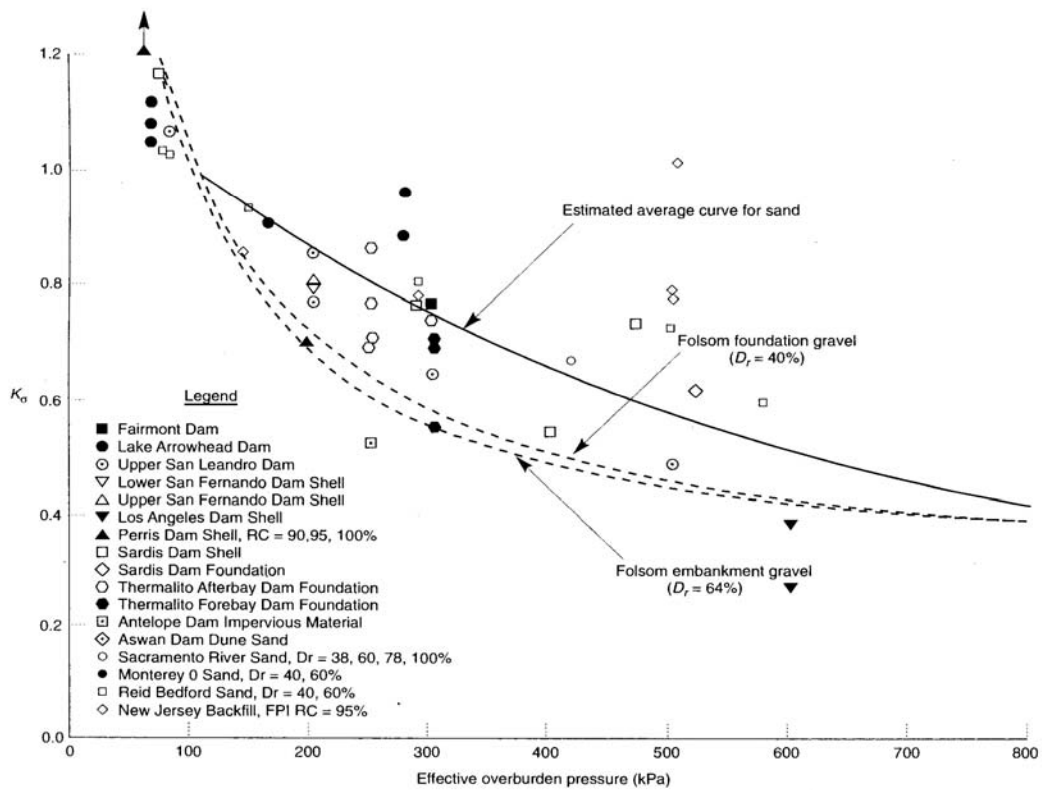


Figura 2.24: Variación del factor de corrección, K_{σ} , con la presión de confinamiento efectiva (Después de Harder, 1988, Rollins & Seed, 1990 y después Marcuson et al., 1990).

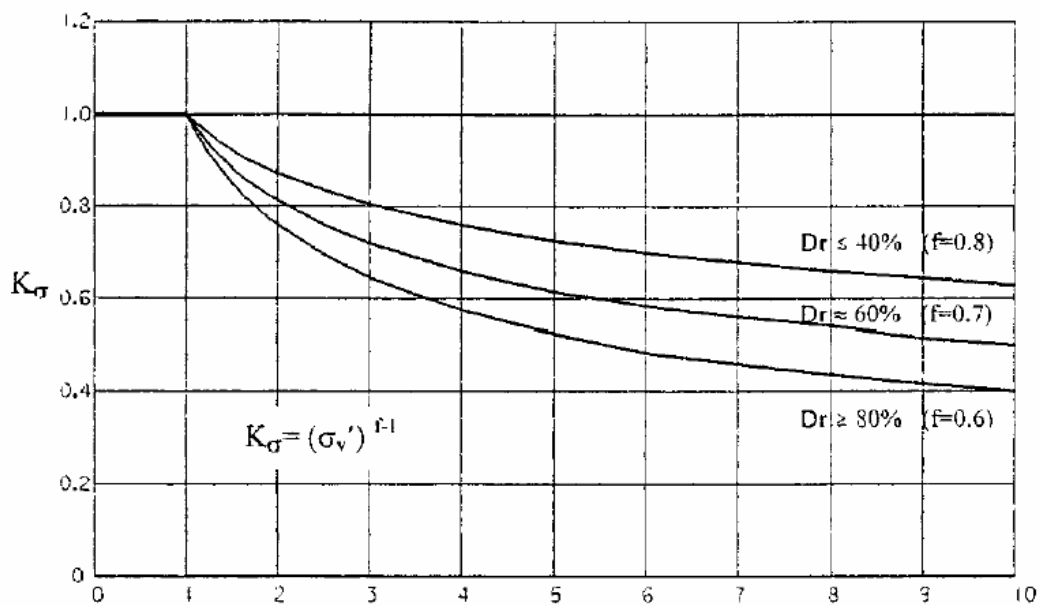


Figura 2.25: Curvas para estimar K_σ (Youd et al., 2001)

Como conclusión, se puede decir que para tensiones mayores a 1 kg/cm^2 , la resistencia cíclica disminuye considerablemente siendo mucho más incidente en estados densos.

2.10 Esfuerzo de Corte Cíclico del tipo Reversible y No-Reversible

La mayoría de las investigaciones de licuación en arenas saturadas han sido realizadas sin considerar esfuerzo de corte inicial en el plano horizontal y con cargas cíclicas del tipo reversible. Yoshimi & Oh-Oka (1975) mostraron un ejemplo típico, figura 2.26, con tres elementos de suelos bajo una estructura, en donde las suposiciones anteriores serán válidas en sólo dos de ellos. Estos elementos se encuentran: (a) suficientemente lejos de la estructura, y (b) en el eje de simetría bajo la estructura. Sin embargo, el elemento (c) está sometido a un esfuerzo de corte estático inicial (τ_o) en el plano horizontal y además, experimentará un carga cíclica del tipo parcialmente reversible o no-reversible, dependiendo de la magnitud relativa del esfuerzo de corte estático inicial, τ_o con respecto al esfuerzo de corte cíclico, τ_d .

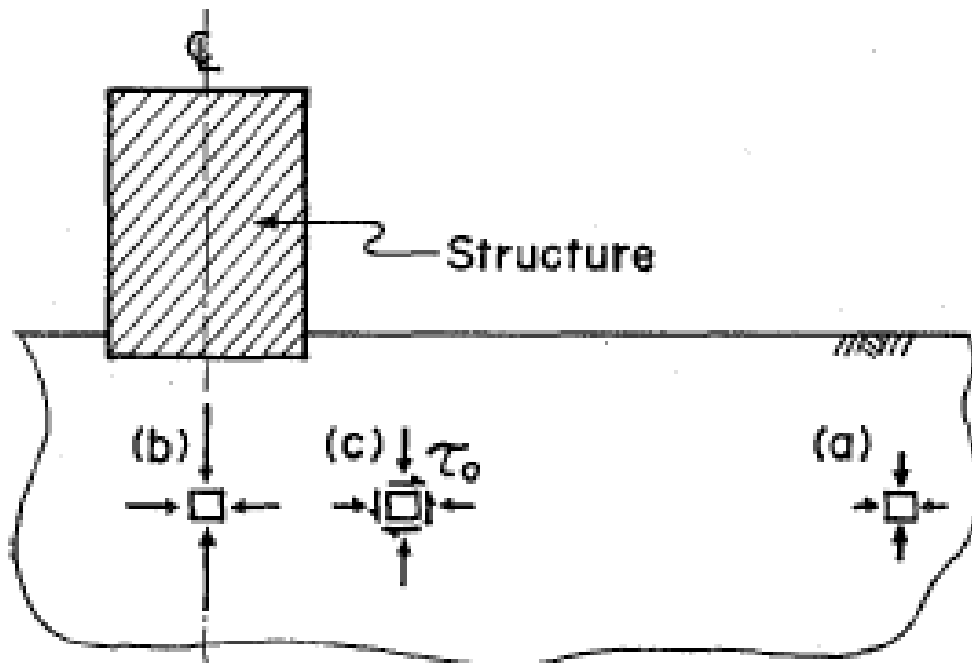


Figura 2.26: Esfuerzos existentes bajo una estructura antes de la ocurrencia de un sismo (Yoshimi & Oh-Oka, 1975)

En la figura 2.27 se ilustran variaciones del grado de reversibilidad del esfuerzo cíclico aplicado. El término R denota el grado de reversibilidad, el cual se define como la razón del esfuerzo de corte peak en una dirección con respecto al peak en la otra dirección. En términos de τ_o y τ_d el grado de reversibilidad se expresa como:

$$R = \frac{\tau_d - \tau_o}{\tau_d + \tau_o} = \frac{\tau_{cyc} - \tau_{est}}{\tau_{cyc} + \tau_{est}} \quad (10)$$

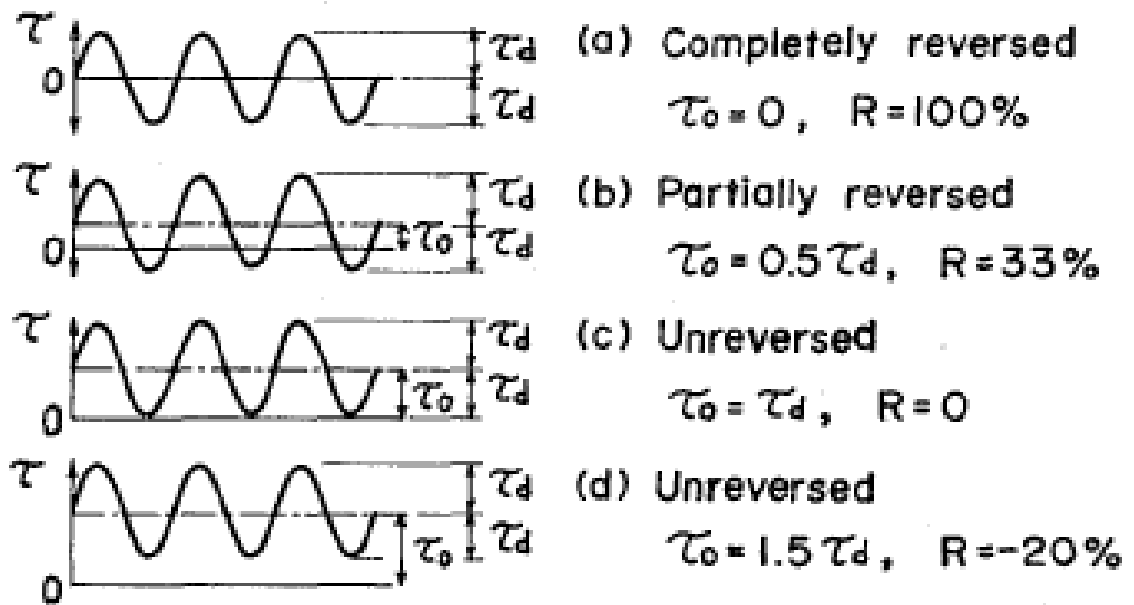


Figura 2.27: Grado del esfuerzo de corte reversible (Yoshimi & Oh-Oka, 1975)

Además, Yoshimi & Oh-Oka (1975), para tener una idea de la magnitud de los esfuerzos de corte tanto estáticos como dinámicos, calcularon y graficaron los esfuerzos elásticos correspondientes bajo un estructura, mostrados en la figura 2.28, como contornos de igual esfuerzos normalizados. La estructura corresponde a una de 8 m de ancho con un peso de 7 ton/m². La figura 2.28 muestra (a) la razón del esfuerzo de corte estático inicial τ_0 con la tensión vertical efectiva, σ'_{z0} y (b) la razón del esfuerzo de corte dinámico τ_d con la tensión vertical efectiva, debida a una aceleración horizontal de 0.06g al nivel de fundación. El esfuerzo de corte peak, τ_p , definido como la suma del esfuerzo de corte estático y el dinámico en planos horizontales, es mostrado en (c).

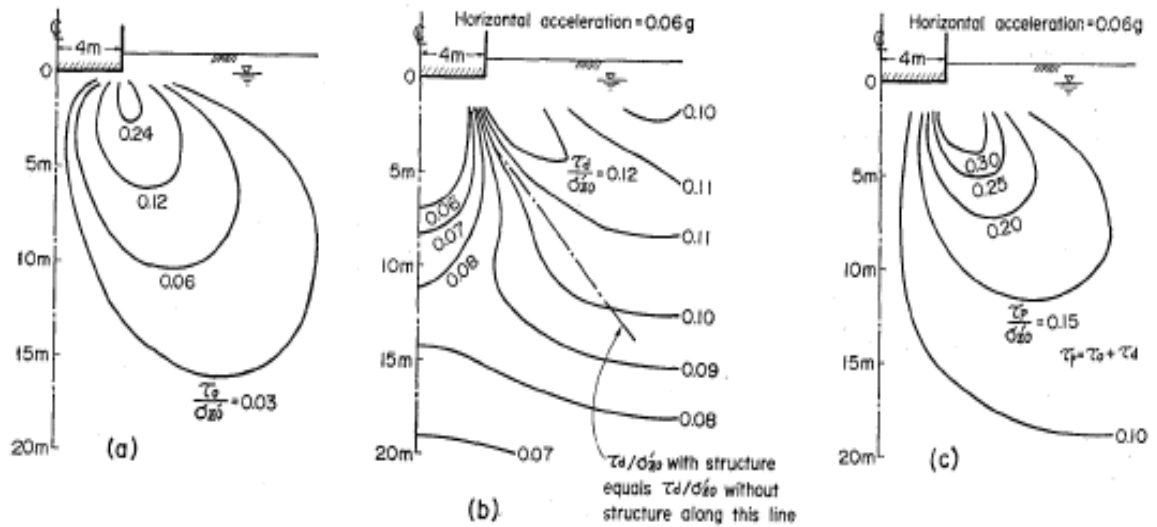


Figura 2.28: Esfuerzos bajo una estructura. Contornos de la razón de esfuerzos de corte normalizados por la tensión vertical para el caso: (a) Estático inicial (b) Dinámico (c) Total (peaks). (Yoshimi & Oh-Oka, 1975)

Rahhal & Lefebvre (2000) mostraron tres comportamientos típicos para una arena de mediana densidad durante cargas cíclicas. Cada uno de éstos fue analizado mediante las variaciones del esfuerzo de corte cíclico, presiones de poros normalizadas y deformación angular con respecto al número de ciclos.

El primero, figura 2.29, corresponde al caso, mayormente estudiado, con ausencia de esfuerzo de corte estático inicial. Se puede apreciar que la presión de poros logra su máximo local cuando el esfuerzo cíclico es igual a cero (punto 3). Cuando la carga cíclica es aplicada en ambas direcciones, las presiones de poros disminuyen logrando su mínimo local cuando el esfuerzo cíclico es máximo (puntos 2, 4 y 6). Esto puede ser explicado por la tendencia de la arena a dilatar durante la carga: el tensión confinante efectiva aumenta (presión de poros disminuye) como reacción de este comportamiento dilatante.

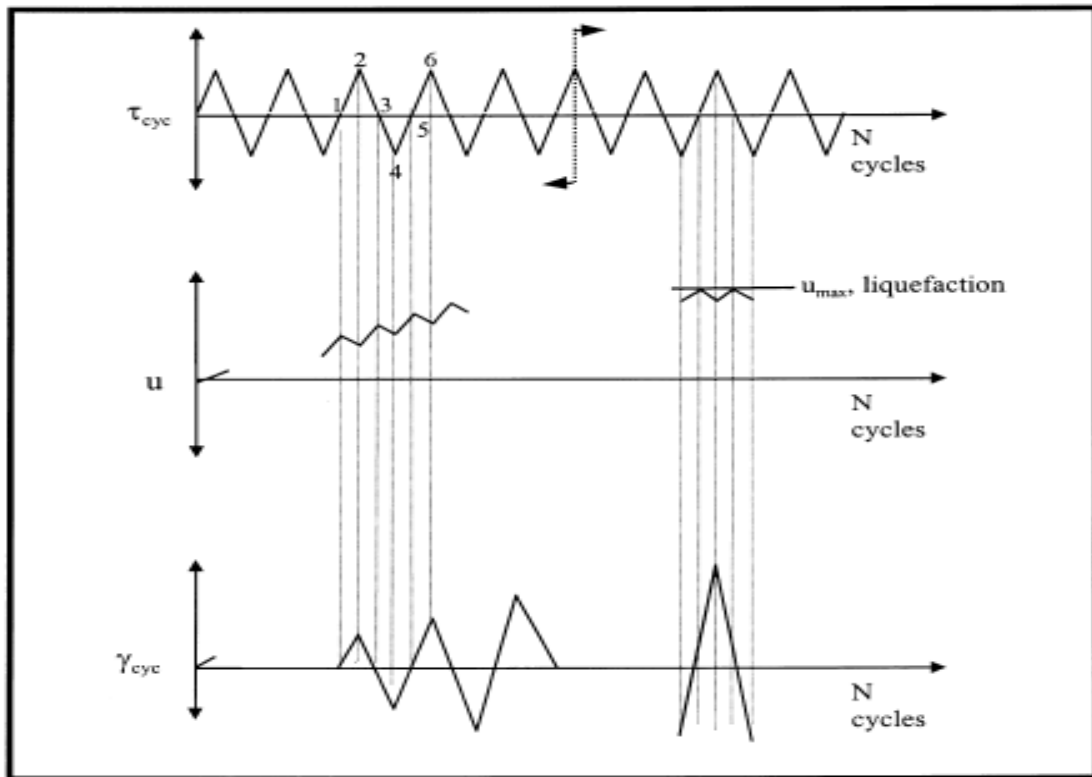


Figura 2.29: Comportamiento típico para una arena de mediana densidad durante cargas cíclicas sin presencia de esfuerzo de corte estático inicial; $\tau_{est}=0$. (Rahhal & Lefebvre, 2000)

La segunda respuesta cíclica típica es cuando existe esfuerzo de corte estático inicial y además la carga cíclica es del tipo reversible ($\tau_{est} < \tau_{cyc}$). Las deformaciones se desarrollan o se acumulan en una dirección. Durante un ciclo completo de carga, figura 2.30, ocurre lo siguiente: cuando se carga hasta el máximo (punto 1- punto 2), la arena tiende a dilatar y la tensión confinante efectiva aumenta (presión de poros disminuye). Cuando se descarga (punto 2- punto 3), el comportamiento es del tipo contractivo y por ende la presión de poros aumenta, logrando su máximo cuando la carga cíclica pasa por su valor nulo o cero. Nuevamente cuando se carga en el sentido contrario (punto 3 -punto 4), el comportamiento comienza a ser dilatante hasta comenzar nuevamente la descarga (punto 4). Al descargar, nuevamente, el comportamiento es del tipo contractivo, hasta la anulación del esfuerzo cíclico (punto 5) donde la presión de poros llega a su máximo. Finalmente, la arena se dilata ante un recarga (desde punto 5), disminuyendo su presión de poros hasta el fin del ciclo (punto 6) donde su deformación máxima es medida en la misma dirección que el esfuerzo de corte estático inicial.

El tercer comportamiento típico es el obtenido en ensayos cíclicos con la presencia de esfuerzo de corte estático pero ante una carga cíclica del tipo no-reversible ($\tau_{est} < \tau_{cyc}$). Como puede ser observado en la figura 2.31, al final de la carga (punto 3), la arena dilata, la presión de poros alcanza su mínimo y la deformación su máximo. Al final de la descarga (punto 4), donde la arena se ha contraído, la deformación logra su mínimo, y la presión de poros su máximo. Durante este tipo de ensayos una deformación total del 10% es rápidamente alcanzada, pero sin la obtención de una presión confinante efectiva igual a cero.

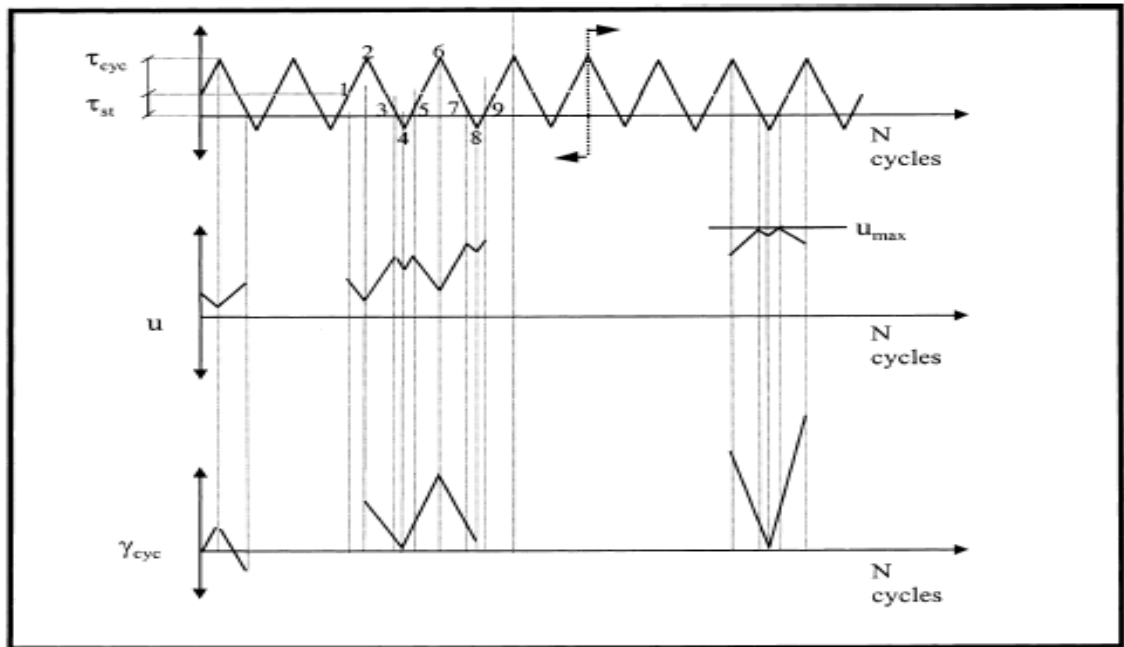


Figura 2.30: Comportamiento típico para una arena de mediana densidad durante cargas cíclicas con presencia de esfuerzo de corte estático inicial y con esfuerzo de corte cíclico reversible; $\tau_{est} < \tau_{cyc}$. (Rahhal & Lefebvre, 2000)

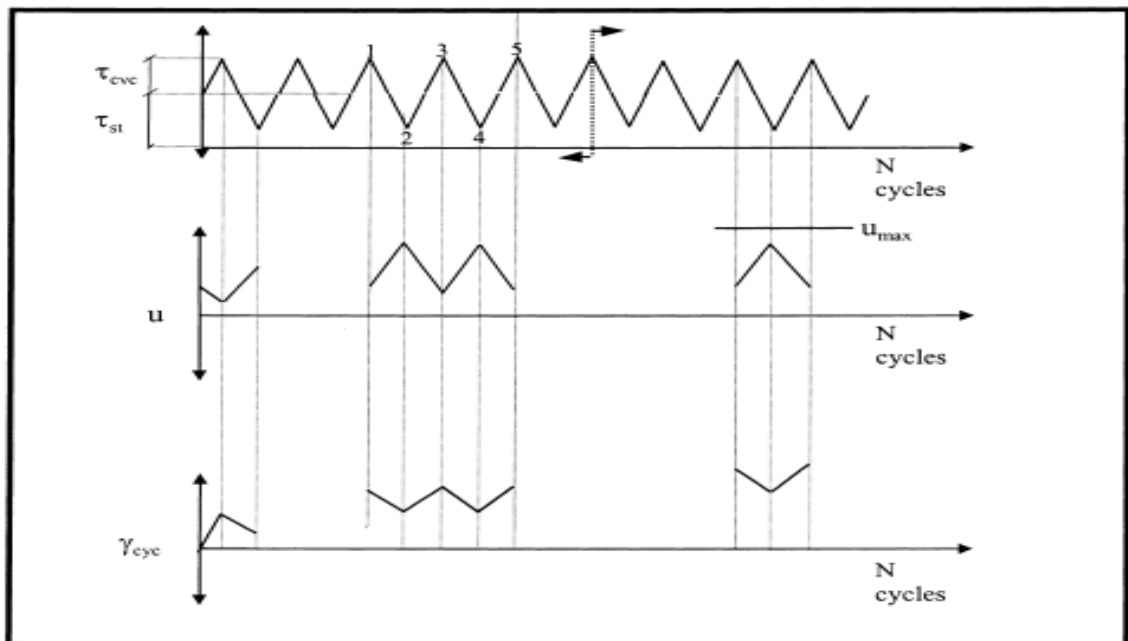


Figura 2.31: Comportamiento típico para una arena de mediana densidad durante cargas cíclicas con presencia de esfuerzo de corte estático inicial y con esfuerzo de corte cíclico no-reversible; $\tau_{est} > \tau_{cyc}$. (Rahhal & Lefebvre, 2000).

Yasuhara et al. (2005) compararon las trayectorias de tensiones efectivas cíclicas y las respuestas tensión-deformación para probetas de suelos con y sin esfuerzo de corte estático inicial aplicado (fig. 2.32 y fig 2.33). En la figura 2.32, se puede ver las trayectorias de tensiones efectivas, para tres casos: 1) esfuerzo de corte estático inicial en compresión y carga cíclica del tipo no-reversible, 2) consolidación isotrópica y carga reversible y 3) esfuerzo de corte estático inicial en extensión y carga cíclica del tipo no-reversible. Para el caso de extensión, se puede ver como después del primer ciclo se alcanzan niveles de deformación muy importantes, alrededor del 8%.

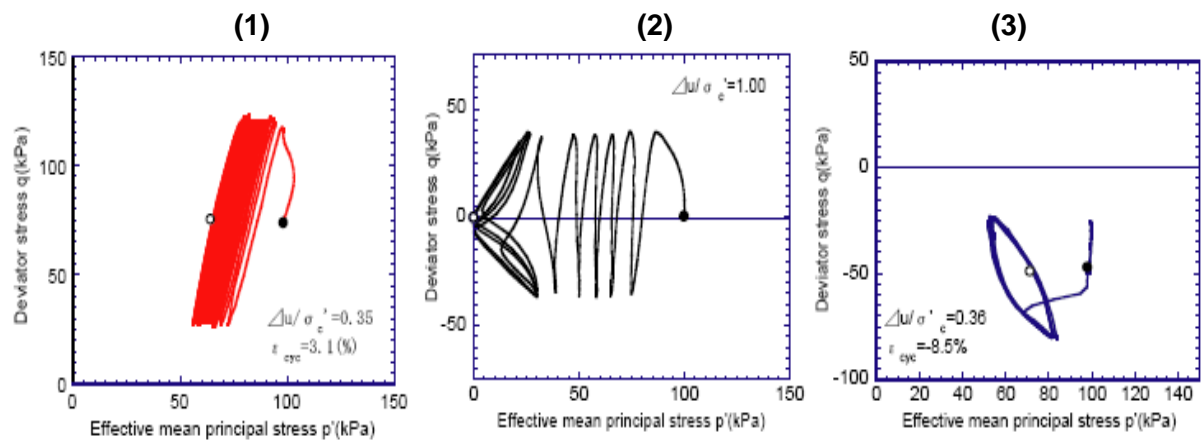


Figura 2.32: Trayectorias de tensiones efectivas durante una carga cíclica con: (a) Esfuerzo de corte estático inicial en compresión (b) Consolidación Isótropa (c) Esfuerzo de corte estático inicial en extensión (Yasuhara et al., 2005)

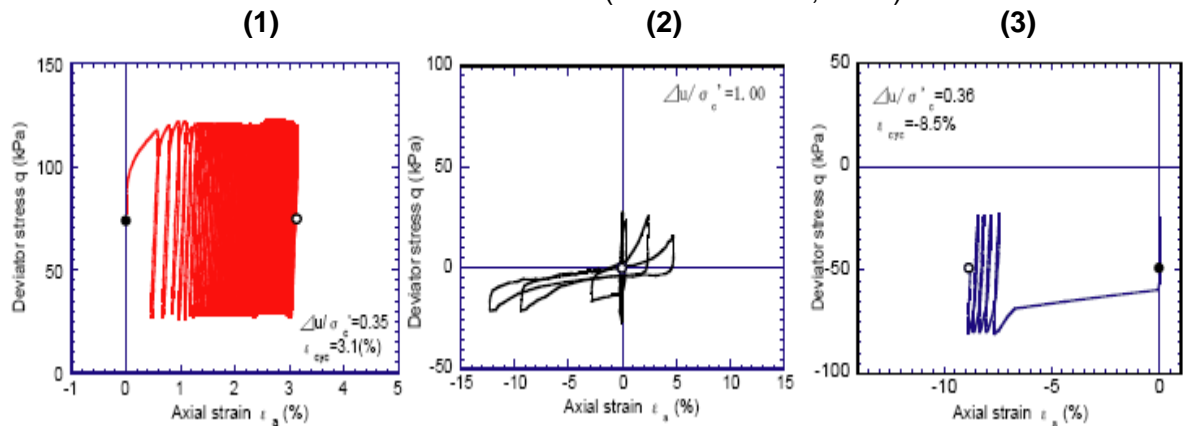


Figura 2.33: Esfuerzo desviador versus deformación axial durante una carga cíclica con: (a) Esfuerzo de corte estático inicial en compresión (b) Consolidación Isótropa (c) Esfuerzo de corte estático inicial en extensión (Yasuhara et al., 2005)

Vaid, Stedman & Sivathayalan (2001), estando de acuerdo con las resistencias no-drenadas mostradas en el acápite 2.5, mostraron las resistencias cíclicas de una arena bajo tres niveles de presiones confinantes efectivas: 100, 200 y 400 kPa, y para diferentes valores de K_c correspondientes a 1, 1.25, 1.50 y 2.0. La figura 2.34 muestra cuatro diferentes mecanismos asociados tanto a licuación como a movilidad cíclica. La línea denotada por CSR, la cual fue definida anteriormente, y la línea de transformación de fase son mostradas.

Por otro lado, Hyde, Higuchi & Yasuhara (2006), muestran un diagrama esquemático, figura 2.35, explicando el comportamiento contractivo y dilatante durante cargas no-drenadas tanto monótonas como cíclicas. Además las líneas de, inicio de transformación de fase (IPTL), transformación de fase (PTL) y estado último (CSL) son mostradas. De este esquema es posible tanto la visualización del comportamiento contractivo y dilatante como la resistencia no-drenada para cada caso.

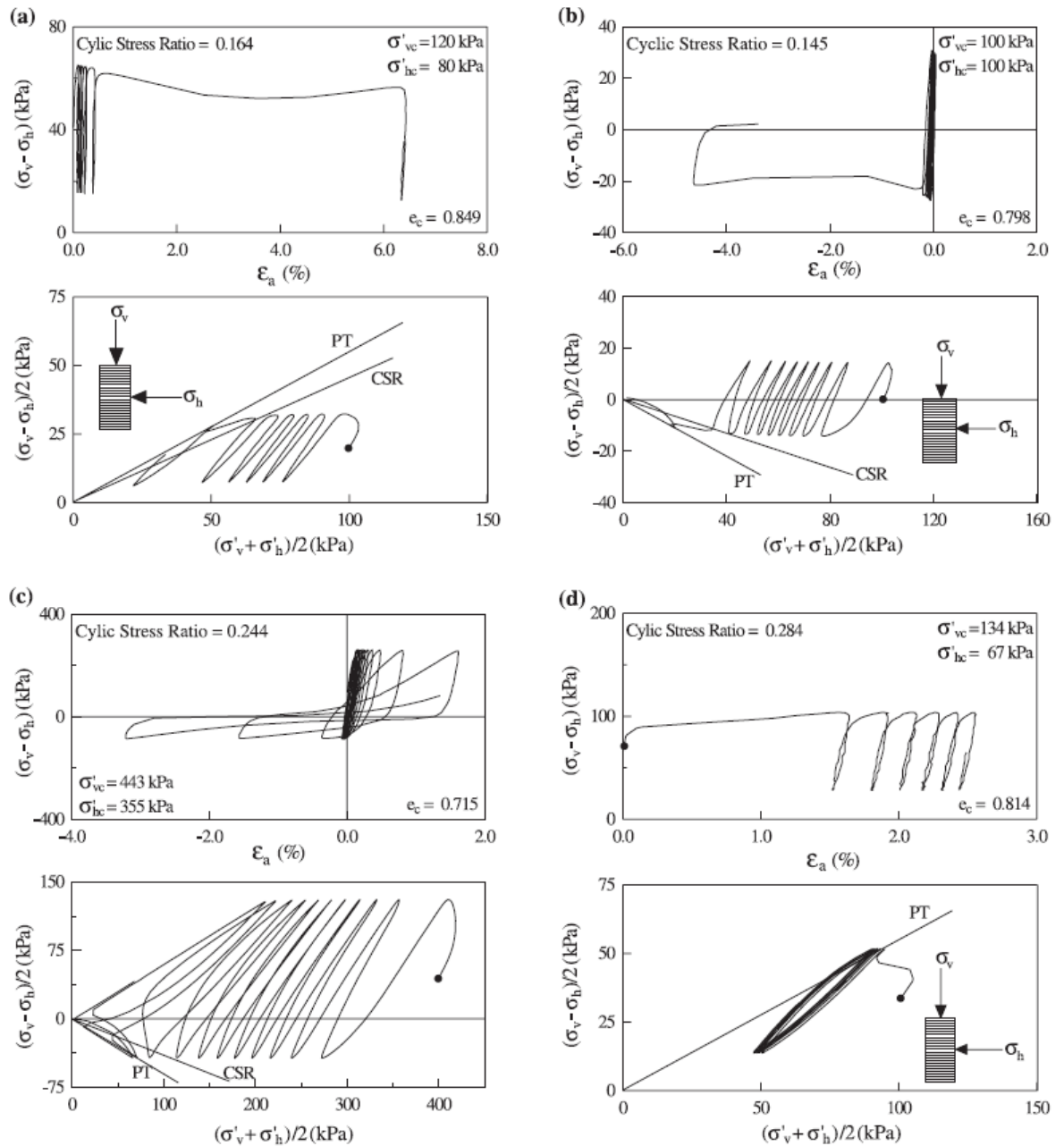


Figura 2.34: Licuación causada por:

- (a) Deformación contractiva en compresión durante carga cíclica del tipo no-reversible,
 - (b) Deformación contractiva en extensión durante carga cíclica del tipo reversible,
 - (c) Movilidad cíclica con carga cíclica del tipo reversible,
 - (d) Movilidad cíclica con carga cíclica del tipo no-reversible
- (Vaid, Stedman & Sivathayalan (2001)).

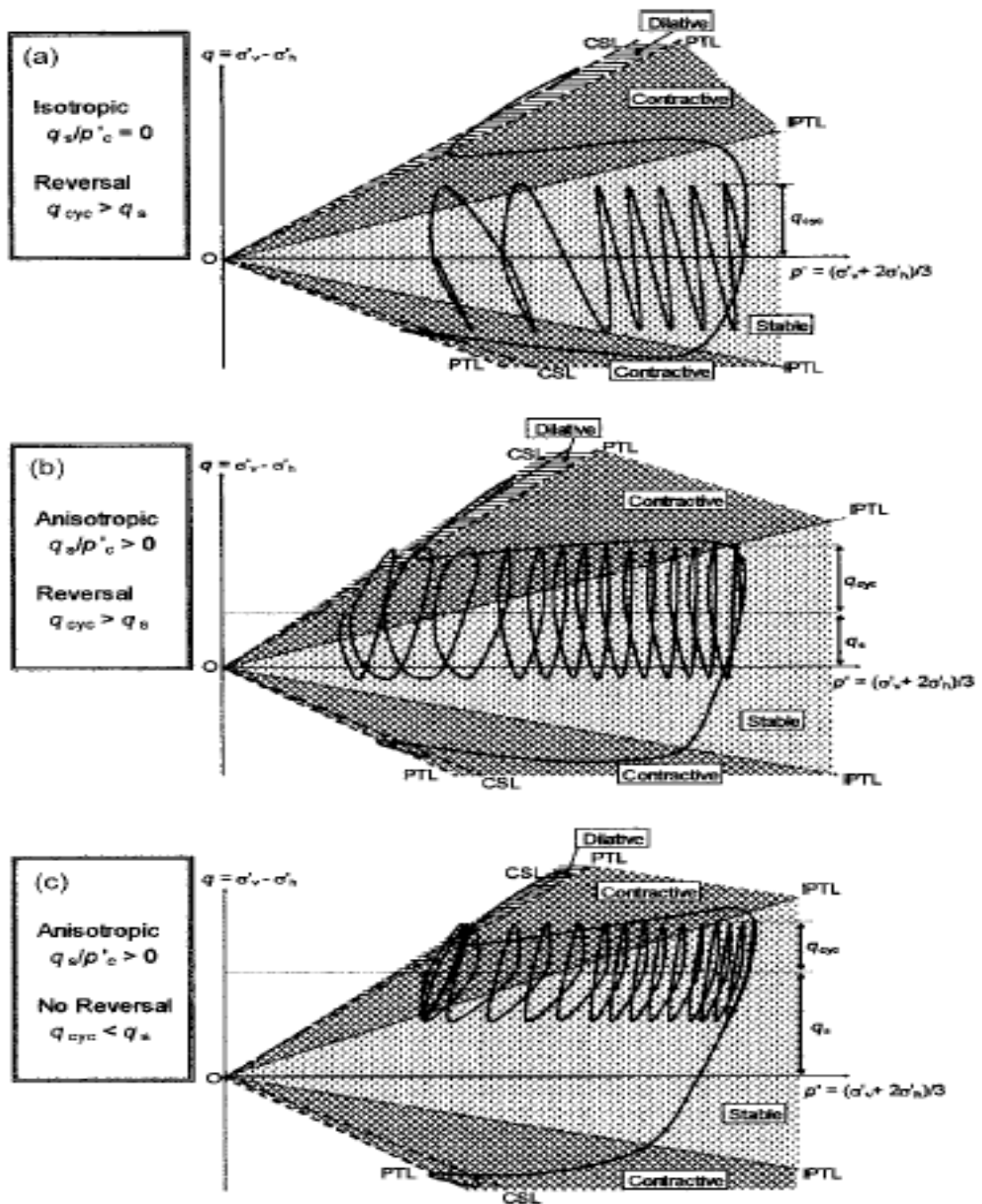


Figura 2.35: Diagrama esquemático explicando el comportamiento contractivo y dilatante durante cargas no-drenadas monótonas y cíclicas del tipo reversible y no-reversible (Hyde, Higuchi & Yasuhara (2006)).

2.11 Efecto del Esfuerzo de Corte Estático Inicial en la Resistencia Cíclica

Alpha (α) se define como la razón del valor absoluto del esfuerzo de corte estático inicial, en el plano horizontal, $|\tau_{est}|$, y la tensión vertical efectiva, σ_{vo}' . Para el caso del triaxial cíclico, esta razón puede ser rescrita evaluando tanto el esfuerzo de corte como la presión normal en un plano a 45° (ecuación 10). Como es de costumbre, por convenio de signos, después de una consolidación anisótropa, esfuerzos de corte estático inicial para estados en compresión serán tomados positivos, mientras que para estados en extensión serán negativos.

$$\alpha = \frac{|\tau_{est}|}{\sigma_{vo}'} \quad (11)$$

Elementos de suelo en taludes, terraplenes, presas y cercanos a edificios, si existe esfuerzo de corte estático en el plano horizontal, el cual puede afectar significativamente a la resistencia cíclica.

K_α se define como la razón entre la resistencia cíclica (CRR_α) dado un valor de corte estático inicial mayor que cero y la resistencia cíclica ($CRR_{\alpha=0}$) sin corte estático aplicado en el plano horizontal. Esta relación se muestra a continuación.

$$K_\alpha = \frac{CRR_{\alpha>0}}{CRR_{\alpha=0}} \quad (12)$$

Para corregir la resistencia cíclica en arenas, para diferentes valores de α , Seed (1983) propuso una correlación, la cual se muestra en la Figura 2.36. Luego esta fue modificada por Rollins & Seed (1990). La correlación original sugería que la existencia de esfuerzo de corte estático inicial siempre lograba incrementar la resistencia a la licuación. Sin embargo, después de que esta correlación fuese revisada y corregida (Seed & Harder, 1990), mostraron que este efecto dependía, además, de la densidad relativa (Figura 2.37). Para densidades relativas de 55%, el factor de corrección, K_α , era mayor que la unidad, incrementando éste con el valor de α . Para densidades iguales a 45%, K_α se mantenía constante e igual a la unidad. Finalmente, para densidades relativas iguales a 35%, el factor de corrección K_α era menor a la unidad, disminuyendo con el valor de α . No obstante, Pillai (1991) expone que estas correlaciones eran sólo empíricas y que podían ser mal interpretadas. Por otro lado, después Seed & Harder, (1990) mostraron otra correlación algo más completa (Figura 2.38).

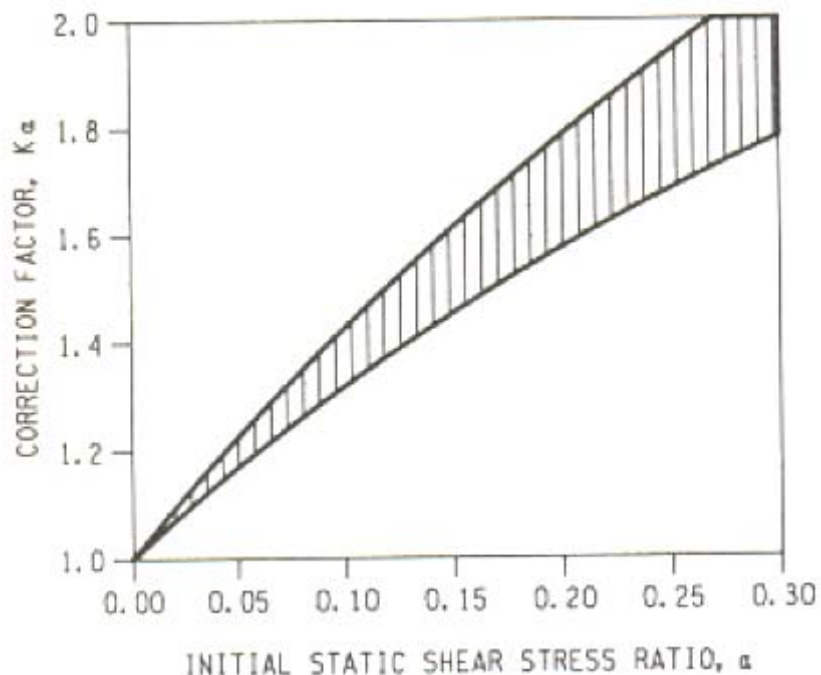


Figura 2.36: Variación del factor de corrección, K_α , versus α (Seed, 1983)

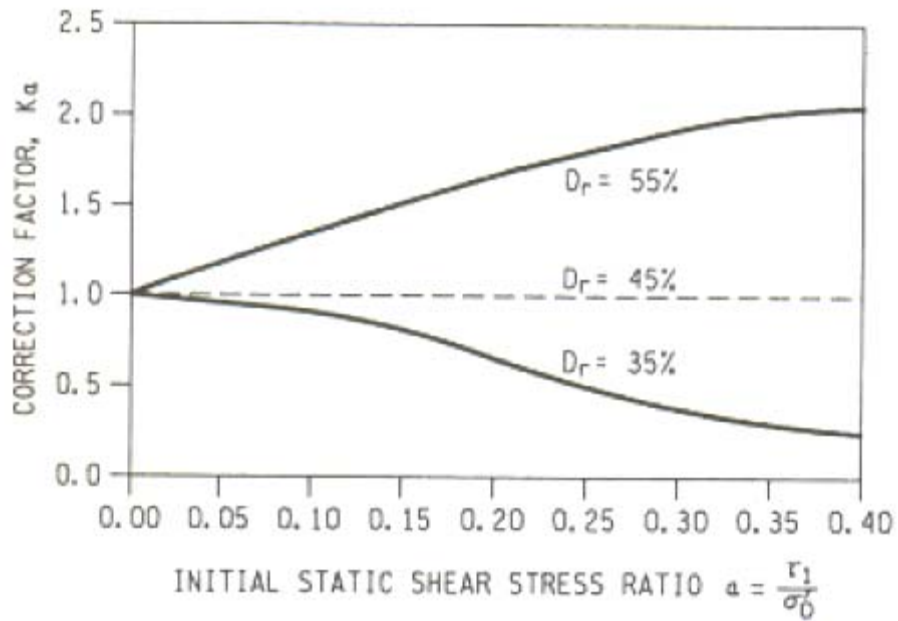


Figura 2.37: Variación del factor de corrección, K_α , versus α (Después de Rollins & Seed, 1990)

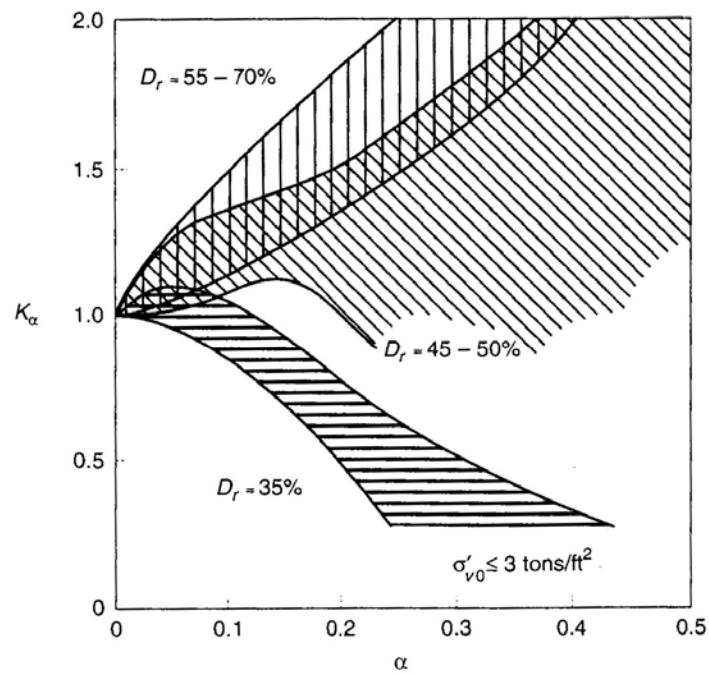


Figura 2.38: Variación del factor de corrección, K_α , versus α (Después Seed & Harder, 1990)

Los efectos del esfuerzo de corte estático inicial en la resistencia cíclica ha sido estudiada en forma experimental por varios investigadores, los cuales han producidos o generados resultados no definitivos.

Para arenas densas, Vaid & Chern (1983), Vaid & Finn (1979), Lee & Seed (1967), Seed et al. (1973) y Szerdy (1986), encontraron que la resistencia cíclica aumentaba a medida que aumentaba el valor de α , lo cual se traduce en que el factor de corrección, K_α , siempre es mayor a la unidad (en distintas magnitudes para cada autor). Sin embargo, para arenas densas pero con presiones de confinamiento cercanas a 16 kg/cm^2 , Vaid & Chern (1985) concluyeron lo opuesto, lo cual puede ser producto del nivel de presión de confinamiento usado.

En el caso de arenas sueltas, Vaid & Chern (1983), Szerdy (1986) y Yoshimi & Oh-Oka (1975), encontraron que un aumento en α hacía disminuir la resistencia cíclica. Además, Lee & Seed (1967), mostraron que para presiones de confinamiento bajas, la razón de resistencia cíclica podría aumentar

Según Pillai (1991), todos estos resultados de ensayos discutidos anteriormente parecen ser conflictivos o mal interpretados, debido a que los investigadores basaron sus estudios solamente en la densidad relativa y fallaron en identificar él o los fenómenos o parámetros fundamentales, que gobiernan estos efectos.

Además, Boulanger et al. (1991) realizaron una comparación de resultados obtenidos del corte simple cíclico con Vaid & Finn (1979), la cual es mostrada en la Figura 2.39. En esta figura, se utiliza el parámetro de estado relativo ξ_r . Este parámetro se define como el parámetro de estado, ξ , (diferencia entre el índice de vacíos actual y el correspondiente al del estado crítico (Been and Jefferies (1985))), normalizado por la diferencia entre el índice de vacíos máximo y mínimo (Honrad, 1988).

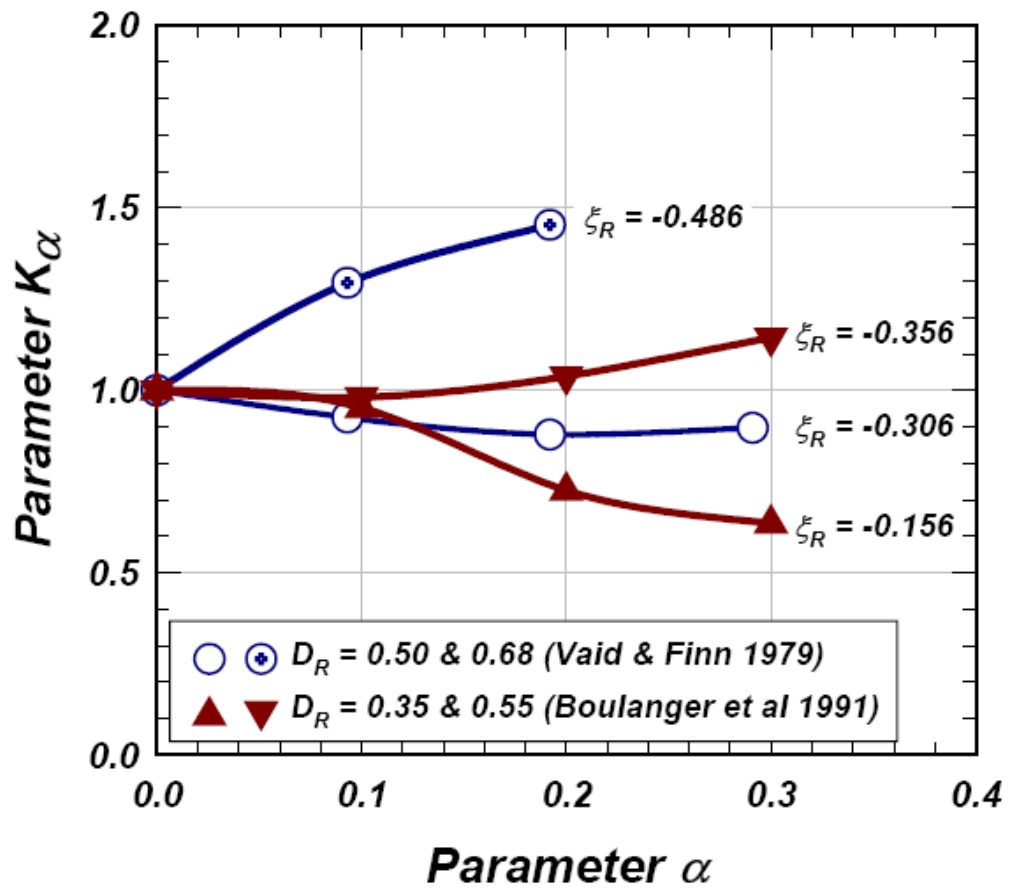


Figura 2.39: Variación del factor de corrección: K_α usando datos experimentales obtenidos del corte simple cíclico (Boulanger et al. 1991 y Vaid & Finn 1979)

Yoshimine et al. (2004), muestran como influye el estado inicial en la resistencia cíclica, ya sea en compresión como en extensión (Figura 2.40),. Para esto se utilizó la arena Toyoura en estados densos. Basado en estos resultados, se puede concluir que la resistencia cíclica aumenta a medida que aumenta el valor del esfuerzo de corte estático en compresión, lo que implica un valores crecientes de K_α y mayores que la unidad. Por otro lado, para los casos iniciales en extensión, la resistencia cíclica disminuye a su máximo para $\alpha=-0.1$, para luego ir aumentando en forma creciente hasta $\alpha=-0.4$.

Para complementar más este estudio, se realizaron ensayos de corte simple cíclicos variando el valor de α , desde 0 a 0.4. Estos fueron realizados en la arena Toyoura (en estado suelto). También se muestra la curva de resistencia cíclica, para esta densidad, obtenida de ensayos triaxiales consolidados isotrópamente (Figura 2.41).

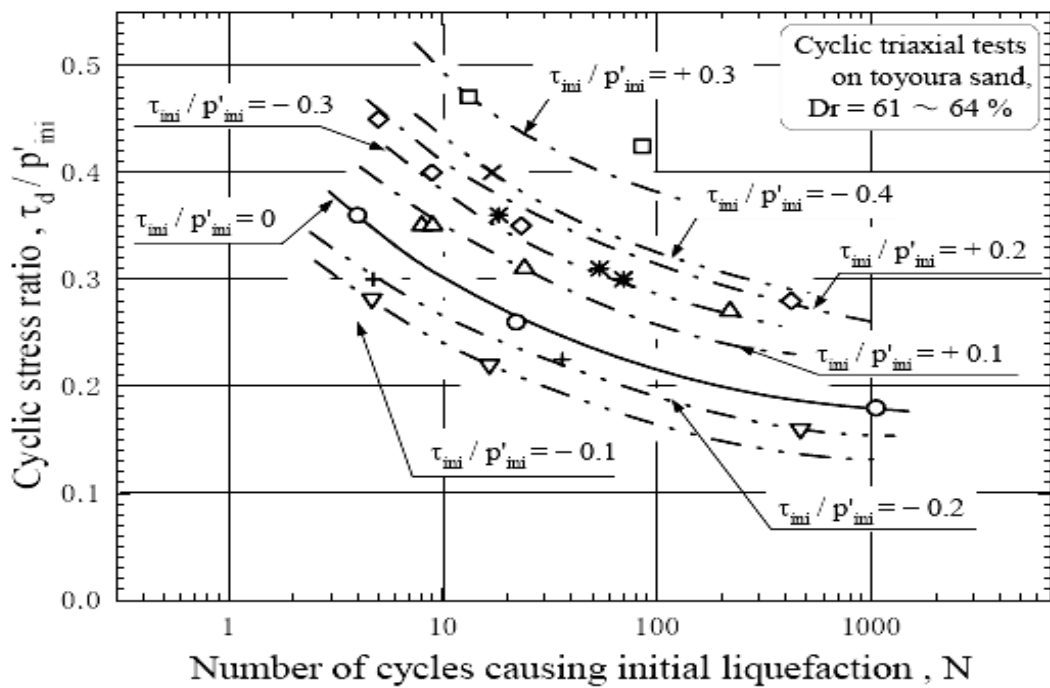


Figura 2.40: Razón de resistencia cíclica versus el número de ciclos para causar licuación inicial de ensayos triaxiales en arena densa, $Dr \sim 63\%$ (Yoshimine et al. 2001)

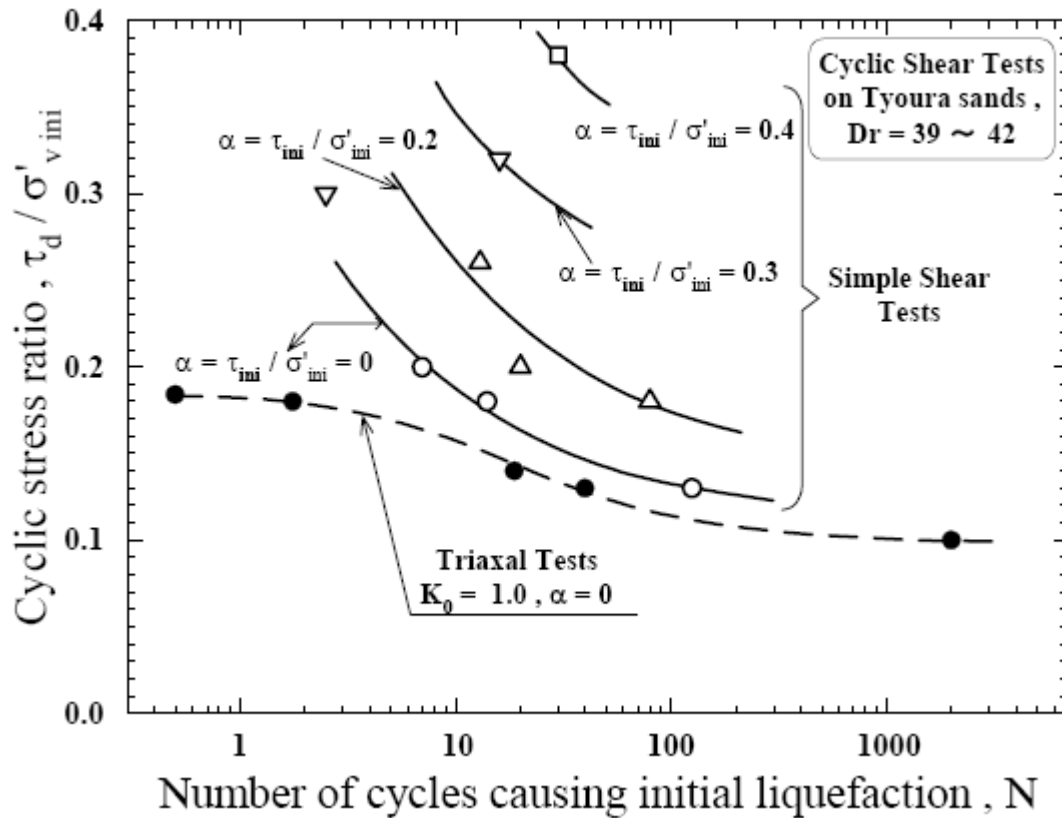


Figura 2.41: Razón de resistencia cíclica versus el número de ciclos para causar licuación en ensayos de corte simple en arena suelta, $Dr \sim 40\%$ (Yoshimine et al. 2001)

Para finalizar, en la Figura 2.42, se muestran los valores de K_α obtenidos para el caso de triaxiales en compresión, extensión y corte simple.

Adicionalmente, Hosono & Yoshimine (2004) intenta comparar varios estudios anteriores agrupándolos en 2 grandes grupos: estados sueltos con densidades relativas desde 20 a 45% (Figura 2.43) y estados densos, con densidades relativas desde 40% a 64% (Figura 2.44). Basándose en estos resultados, se puede apreciar que para ambos grupos, en triaxiales en compresión, K_α , siempre aumenta siendo mucho más influyente para el caso suelto, lo que implica mayores valores del factor de

corrección. Esto conlleva a una total contradicción en todos los estudios realizados anteriormente. Por este motivo, entre otros, esta investigación intenta su aclaración.

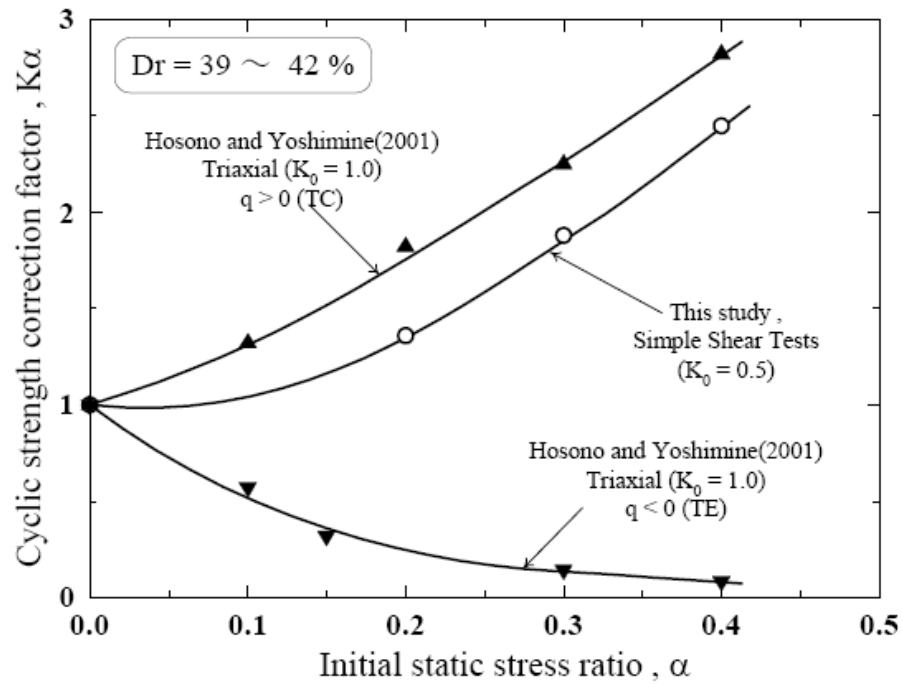


Figura 2.42: Variación del factor de corrección: K_α versus α para una arena suelta, $Dr \sim 40\%$, para los casos: triaxial en compresión, extensión y corte simple. (Hosono & Yoshimine, 2004)

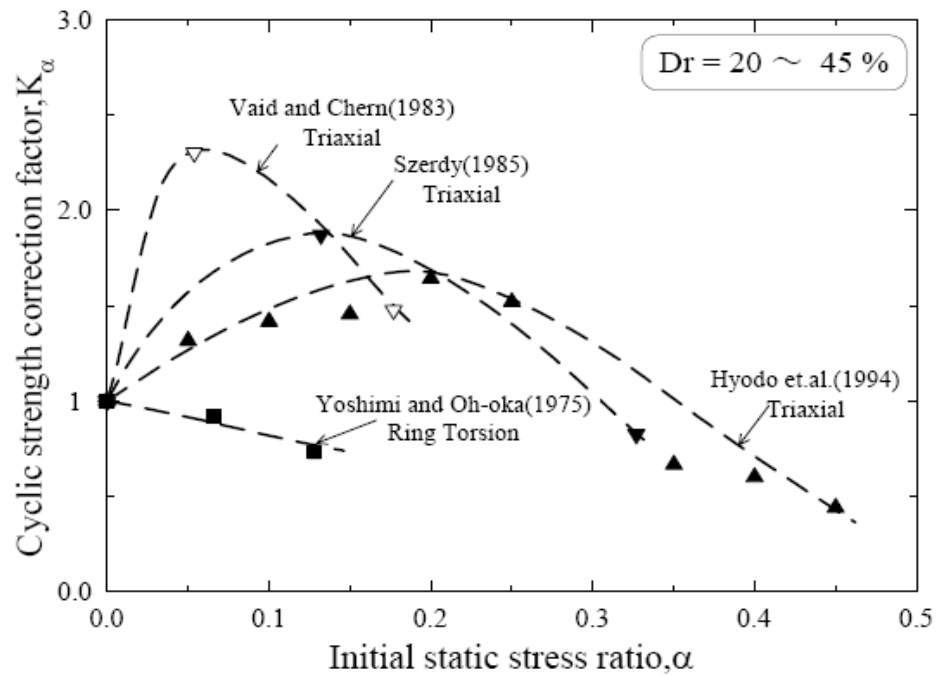


Figura 2.43: Comparación del factor de corrección: K_α versus α para arenas sueltas, con diferentes densidades relativas, variando desde 20 a 45% aprox. (Hosono & Yoshimine, 2004)

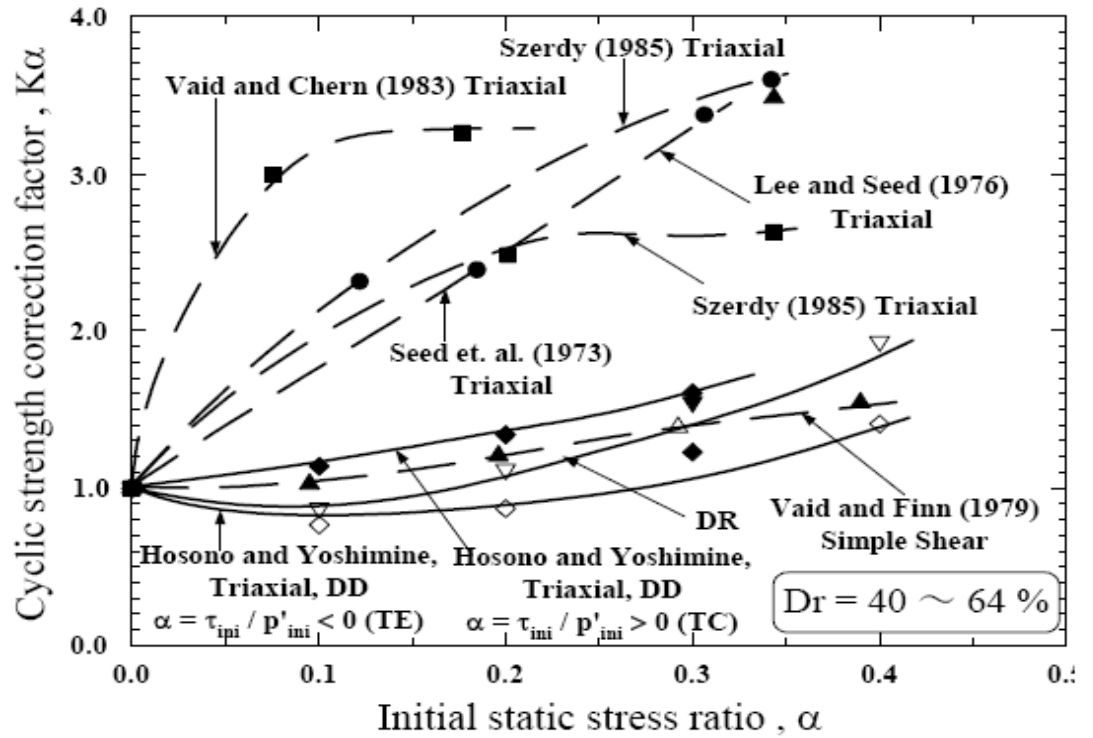


Figura 2.44: Comparación del factor de corrección: K_α versus α para arenas media densas, con diferentes densidades relativas, variando desde 40 a 64% aprox. (Hosono & Yoshimine, 2004)

3 MATERIAL UTILIZADO, EQUIPOS Y METODOLOGÍA

3.1 Material Utilizado y Programa de Ensayos

El suelo utilizado es una arena relave con 18% de finos, la cual corresponde a la arena del muro del tranque “El Torito”, de la mina El Soldado, ubicada en Calera, V región.

Ensayos de granulometría, gravedad específica, y densidades máximas y mínimas fueron realizados para su clasificación geotécnica. La densidad 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 la arena en 10 capas, y por cada una se aplican 100 golpes. La densidad mínima fue realizada por depositación del material seco sobre un molde de dimensiones conocidas.

En la Tabla 3.1 se resume las propiedades de gradación de la arena de relave.

Tabla 3.1: Propiedades de gradación de la arena de relave.

CF [%]	D ₁₀ [mm]	D ₃₀ [mm]	D ₆₀ [mm]	C _u [mm]	C _c [mm]
18	0.045	0.088	0.150	3.333	1.147
Coeficiente de Uniformidad:				$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$	
Coeficiente de Concavidad:				$C_c = \frac{D_{30}^2}{D_{10} \cdot D_{60}}$	

Palma (2004), muestra las curvas granulométricas para tres relaves distintos obtenidos del mismo tranque, “El Torito”. La curva llamada “Arena de Relave Natural”, corresponde a la arena utilizada en todos los ensayos en esta investigación (Figura

3.1). Estos resultados están completamente de acuerdo con los publicados por Viertel (2003) y los realizados por el autor. Además, Palma (2004) presenta la granulometría de los finos del muro, los cuales corresponden con esta investigación, más otros correspondientes a un relave integral (Figura 3.2).

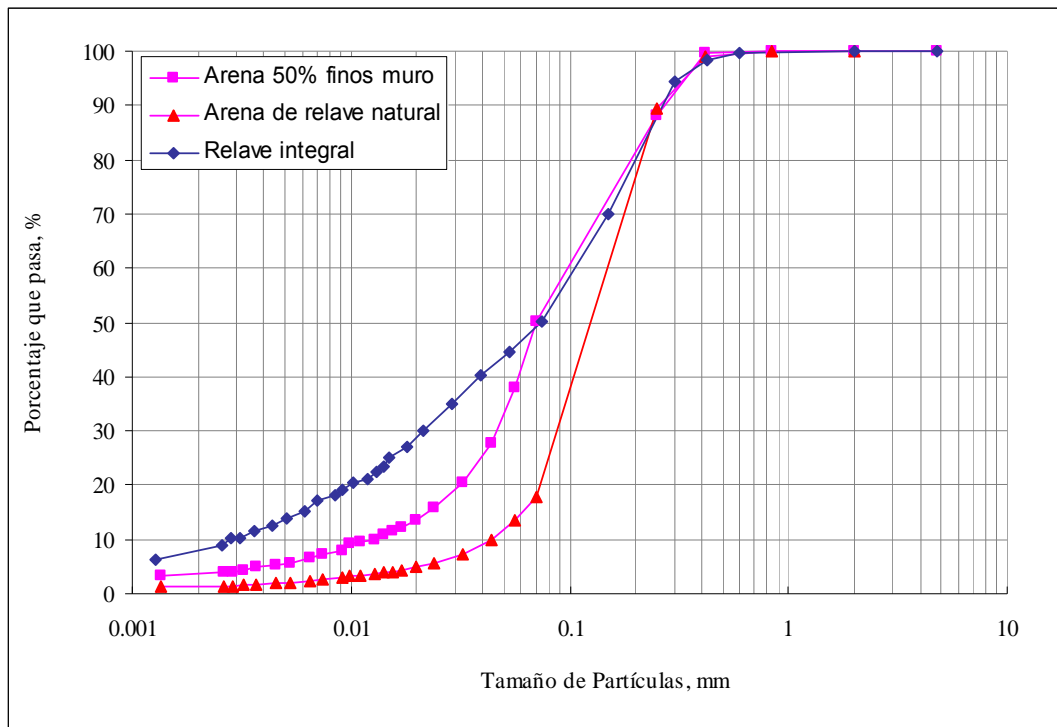


Figura 3.1: Granulometría Relaves, tranque el Torito (Palma, 2004).

Por otro lado, Palma (2004) muestra resultados de los límites de Atterberg tanto para el fino del muro como para el relave integral, resultados que se presentan en la Tabla 3.2.

En la tabla 3.3, se muestran los valores de la densidad máxima y mínima, obtenidas en el laboratorio, por el método japonés, la máxima, y por el ASTM la mínima. El valor del peso específico (G_s) obtenido fue igual a 2.75.

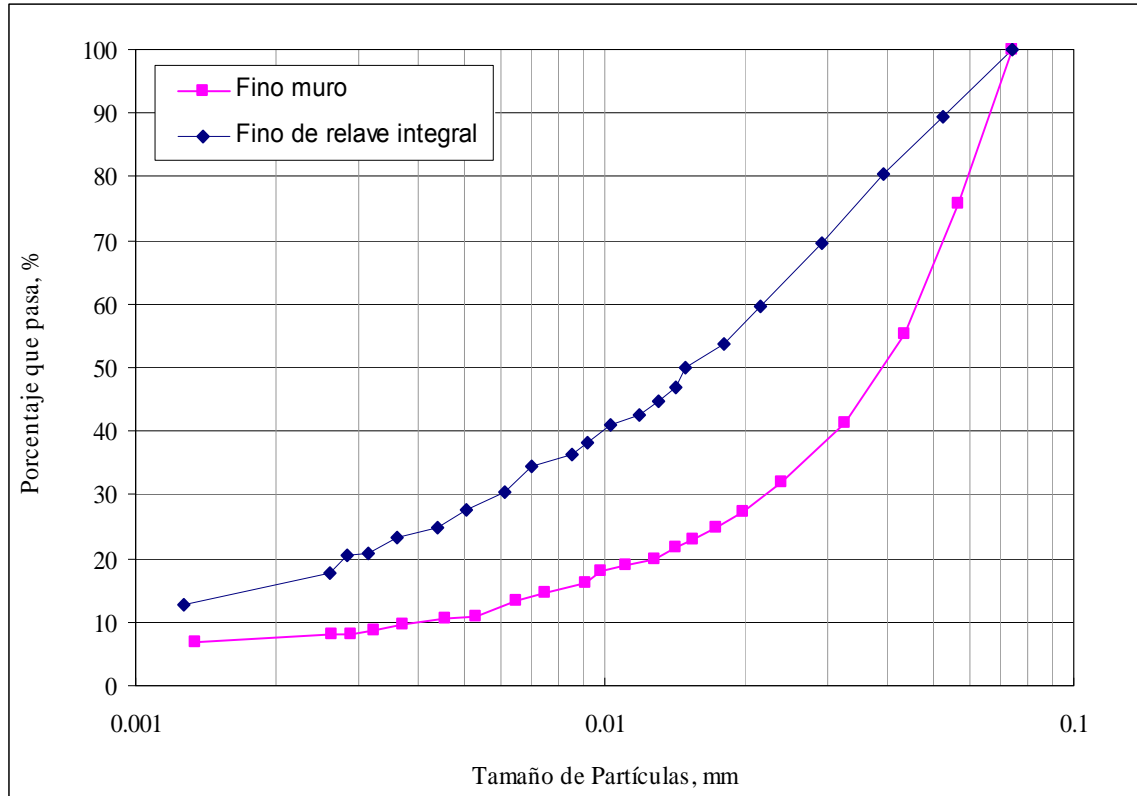


Figura 3.2: Granulometría bajo malla 200 para los finos de la arena del muro y del relave integral (Palma, 2004)

Tabla 3.2: Resumen de Propiedades de Plasticidad (Palma, 2004)

	Finos de muro	Fino de relave integral
Límite Líquido, LL	-	24
Límite Plástico, LP	-	20
Índice de plasticidad, IP	NP	4

Tabla 3.3: Resumen de densidades máximas y mínimas

Material del Muro (Tranque el Torito)	γ_{max} (gr/cm ³)	γ_{min} (gr/cm ³)	e_{max}	e_{min}
Arena relave (CF=18%)	1.773	1.243	1.212	0.551

En relación al programa de ensayos, inicialmente se realizaron 5 ensayos triaxiales estáticos, de tipo CIU, vale decir consolidados isótopamente y ensayados en forma no-drenada (ver detalle en Anexo A). La presión de cámara efectiva utilizada fue de 3 kg/cm^2 . Las densidades relativas de preparación fueron 20, 30, 40, 50, 70%.

Posteriormente, en esta investigación se realizaron 34 ensayos triaxiales cíclicos (ver detalle en Anexo B). Todos estos ensayos cíclicos se llevaron a cabo con una presión de confinamiento de 1.0 kg/cm^2 . Dos niveles diferentes de densidades relativas de preparación se utilizaron, 40 y 70%, las cuales variaron a densidades relativas post-consolidación de 45 y 75% aproximadamente.

3.2 Equipo Triaxial Estático

En la realización de estos ensayos se utilizaron dos prensas de carga que funcionan a deformación controlada en compresión.

Para llevar a cabo, la saturación y la aplicación de la presión de confinamiento se utilizó un sistema de aire presurizado, el cual es generado por un compresor eléctrico y controlado por válvulas reguladoras.

La lectura de datos desde los transductores se realizó directamente de un visor digital, midiéndose: carga axial, presión de poros y deformación axial. También existe la opción para almacenar datos en un computador, sin necesidad de estar leyendo y anotándolos en tiempo real.

Pino (1999), Mora (2001), Sánchez (2002) y Díaz (2002) realizaron una descripción más detallada de un equipo muy similar. Además, el modo de empleo de éste equipo fue descrito por Sánchez (2002).

3.3 Equipo Triaxial Cíclico

El equipo triaxial cíclico consta de los siguientes componentes:

- Marco Triaxial Cíclico (Figura 2.3).
- Unidad eléctrica de medición.
- Panel de saturación y presión de cámara.
- Compresor eléctrico.

Uno de los componentes más relevantes para el funcionamiento de las cargas cíclicas, es el marco triaxial, el cual consiste en una estructura metálica que permite aplicar a una probeta un historial de sollicitación axial cíclica, mediante el movimiento de un “carro” a lo largo del brazo que se indica en la Fig. 3.3. La carga axial cíclica posible de aplicar corresponde a una forma sinusoidal. Dada estas fuerzas, es posible determinar la sollicitación cíclica deseada.

Tanto la presión de confinamiento como la saturación se aplica a través de un sistema de aire presurizado, que es generado por un compresor eléctrico y a su vez controlado por llaves reguladoras (ver Figura 3.3).

Por otro lado, este equipo dispone de una celda de carga, un dial de deformación y dos transductores de presiones (uno para la presión de poros y otro para la presión de cámara), estando todos estos conectados a un computador donde la información es almacenada en voltaje.

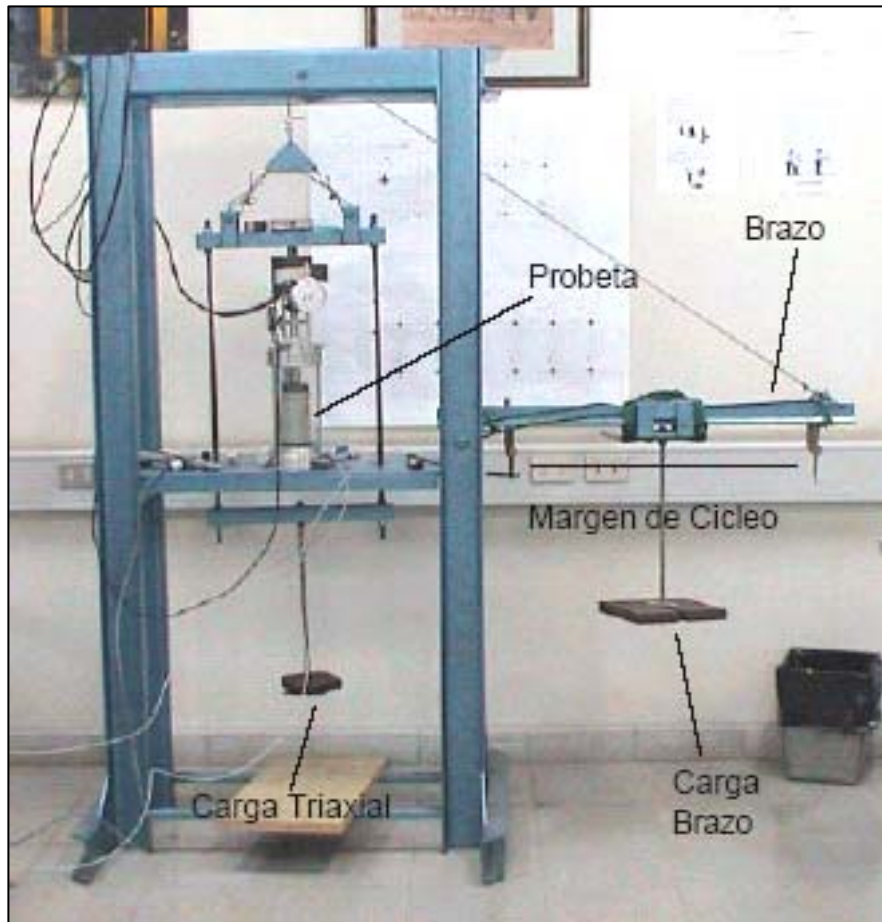


Figura 3.3: Marco Triaxial Cíclico (Retamal 2005).

3.4 Metodología de Ensayos

3.4.1 Preparación de Probetas

Todas las probetas fueron del tipo remoldeadas, utilizando el método wet tamping o compactación húmeda con 5 capas de igual altura y peso. En el momento de compactación de cada capa, la arena ya contenía un humedad del 5% (con agua destilada). Dada esta humedad, y conociendo el volumen del molde, se pudo determinar el peso de cada capa para alcanzar la densidad relativa deseada. Tanto en los ensayos estáticos como cíclicos las probetas utilizadas fueron de forma cilíndricas de 5 cm de diámetro y 10 cm de altura.

3.4.2 Montaje de probetas.

En el caso de los ensayos estáticos, se utilizaron unos cabezales de mayor diámetro (5.5 cm.) que la probeta, con la finalidad de permitir la deformación radial en los extremos, y por ende, una deformación más uniforme. Los cabezales de la probeta para los ensayos cíclicos tienen igual diámetro que las probetas ensayadas.

Una vez terminada la preparación de cada probeta, ésta es colocada entre los cabezales y cubierta con una membrana de látex. Además, la membrana que envuelve la probeta es fijada por dos o'rings en cada cabezal o extremo.

En todos los ensayos triaxiales estáticos, se utilizaron cabezales lubricados con la finalidad de disminuir la restricción a la deformación lateral de la probeta producto del roce entre la probeta y los cabezales de aluminio o con las piedras porosas (Figura 3.4).

Esta lubricación de los cabezales es realizada utilizando una doble capa de membrana de látex, cortadas de la forma como se exhiben en las Figuras 3.4 y 3.5. Estas capas dobles de látex tenían igual diámetro de las probetas. Una delgada película de vaselina blanca entre el cabezal y las capas de membrana fue usada para permitir una deformación radial libre.

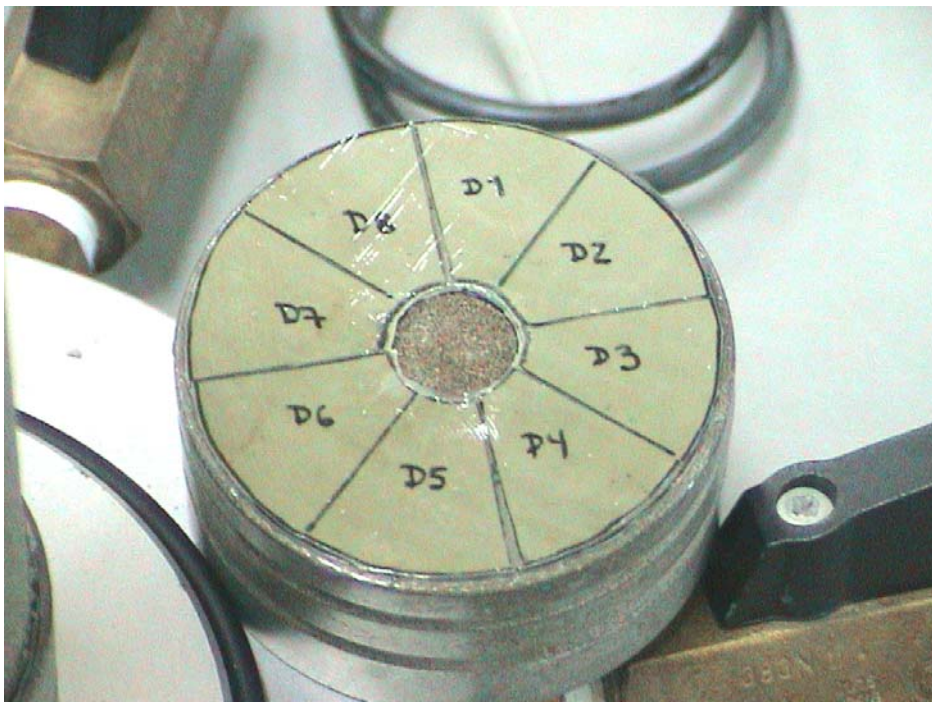


Figura 3.4: Cabezales lubricados para ensayos triaxiales estáticos (Retamal 2005).

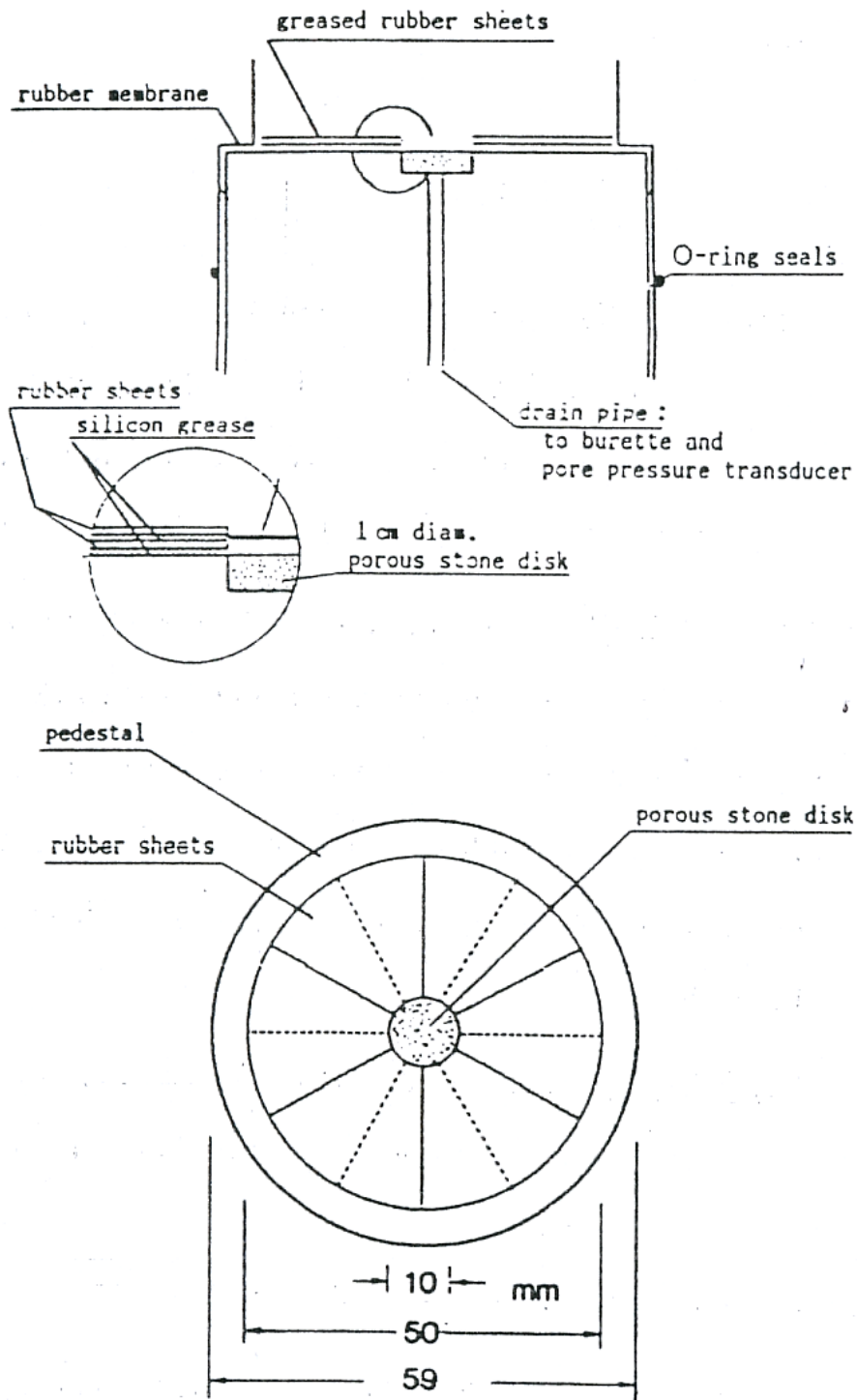


Figura 3.5: Borde lubricado en probeta triaxial CIU - Esquema. (Verdugo, 1992)

3.4.3 Saturación

Inicialmente, las probetas fueron percoladas con CO₂ por un período de tiempo de 30 minutos aproximadamente. El objetivo de este gas, es expulsar y remplazar el aire contenido en los huecos del suelo, para luego facilitar la saturación con agua destilada y desaireada. Al menos 200 ml. de agua se pasa a través de la probeta para llevar a cabo la saturación.

Después, se aplica contrapresión aumentando simultáneamente la presión de cámara. Luego, se verifica la saturación por medio del uso del parámetro B de Skempton, cuyo valor mínimo usado fue de 0.96.

3.4.4 Consolidación

Los ensayos triaxiales estáticos y cíclicos fueron realizados a distintas presiones de cámara efectiva. En el caso de los ensayos estáticos se utilizó una presión de confinamiento de 3 kg/cm².

Para el caso de de los ensayos cíclicos se usó una presión de confinamiento de 1 kg/cm². En los triaxiales monótonos, las consolidaciones fueron tanto del tipo isótropas como anisótropas. En las anisótropas se alcanzó una presión de confinamiento igual a la unidad y luego, haciendo uso de una trayectoria a p constante, se alcanzó el nivel de corte estático drenado deseado.

En todos los casos, se daba por finalizada la consolidación cuando el cambio de volumen se estabilizaba.

3.4.5 Medición del índice de vacíos

Verdugo (1992) propone un método alternativo para la medición del índice de vacíos, cuyos pasos son los siguientes:

- Se cierran las válvulas de drenaje de la celda triaxial para así tener a la probeta en condición no drenada.
- Se libera la contrapresión o back pressure. 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.
- 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 .
- Se abre la válvula de drenaje de la base del triaxial.
- Se incrementa la presión de confinamiento a un valor máximo admisible, dependiendo de lo que resista la celda triaxial.
- Se aplica una carga cíclica a la probeta. En el caso de triaxial con deformación controlada, se aumenta y se disminuye la posición de la mesa que sostiene la celda triaxial, teniendo sumo cuidado de no traspasar la tensión admisible del transductor de carga. En esta fase, por cada ciclo, el agua contenida en la probeta sale hacia la pipeta de la bureta que mide cambios de volumen. Un criterio es parar el ciclo cuando la cantidad de agua que sale por cada ciclo sea muy pequeña, con el objeto de tener una probeta con un contenido aparente de agua bajo y sea fácil de manipular a la hora de sacar el suelo de la membrana de látex.
- Luego, se disminuye la presión de cámara a un nivel bajo y se cierran las válvulas de drenaje de la celda triaxial. Se registra el nivel de la pipeta como V_f .
- Se libera toda la presión y se desmonta la celda triaxial del marco de carga. Ya que la probeta fue descargada en condición no drenada, desarrolla una presión interna negativa (succión) que le permite mantenerse en pie.
- Se saca el top cap o cabezal superior de la probeta. Como la probeta se encuentra con presión interna negativa, al entrar aire al interior produce un endurecimiento de la probeta que le da estabilidad para ser manipulada.

- Se saca cuidadosamente la membrana de látex y la base del triaxial. Luego se saca cuidadosamente la probeta y se deposita en un recipiente limpio y seco. Se procede a extraer cuidadosamente el resto de suelo adherido a la membrana y en el cap inferior usando una espátula o un cuchillo y se deposita en el recipiente.
- Se pesa el recipiente en una balanza y se registra su valor como W_m . Luego se coloca el recipiente dentro del horno. Cuando el suelo del recipiente esté seco, se registra su peso como W_d .
- El índice de huecos de la probeta se calcula como sigue:

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

4 ANÁLISIS DE RESULTADOS OBTENIDOS

4.1 Triaxiales Estáticos en Compresión tipos CIU

En las Figuras 4.1 y 4.2, se muestran resultados de la serie de ensayos triaxiales no-drenados de probetas compactadas a 5 diferentes densidades y consolidadas en forma isótropa a una presión efectiva de $\sigma'_0 = 3 \text{ kg/cm}^2$. Es completamente notorio el efecto de la densificación tanto en las curvas tensión-deformación como en las trayectorias de tensiones efectivas. En el caso más denso ($e=0.697$) se logra alcanzar una resistencia última de aproximadamente 6.1 kg/cm^2 , y para el más suelto ($e=1.027$), una resistencia última de aproximadamente 0.1 kg/cm^2 o nula.

Además, queda muy claro que en estados sueltos el comportamiento es extremadamente contractivo, y contrariamente, altamente dilatante para los estados muy densos. También es posible visualizar una mezcla de ambos para densidades medias, en las trayectorias de tensiones.

Adicionalmente, en la Figura 4.3, se muestra la variación de las presiones de poros para cada ensayo. Claramente se puede visualizar que para el caso más denso se alcanzan presiones de poros negativas del orden de -0.7 Kg/cm^2 , y para el caso más suelto, presiones de poros del orden de 2.9 Kg/cm^2 .

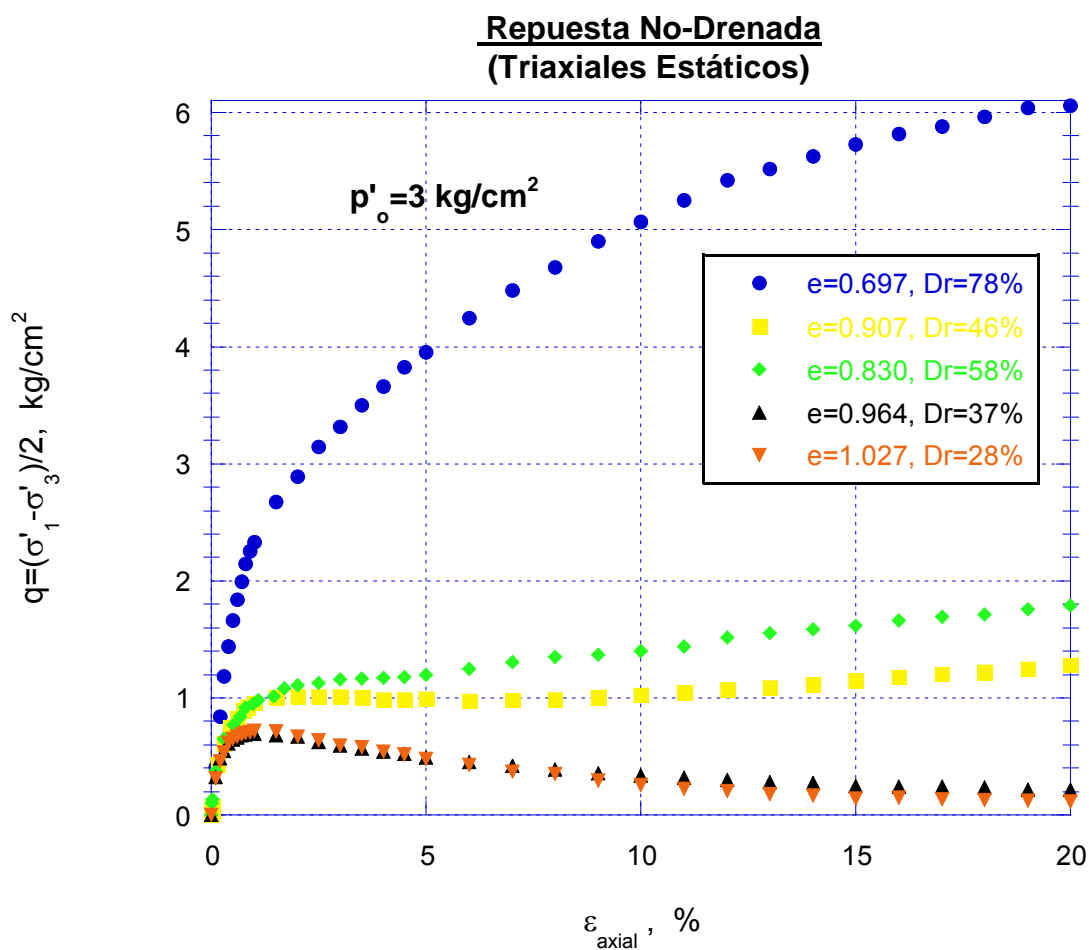


Figura 4.1: Respuesta no-drenada para $\sigma'_o = 3 \text{ kg/cm}^2$: curvas tensión deformación.

**Repuesta No-Drenada
(Triaxiales Estáticos)**

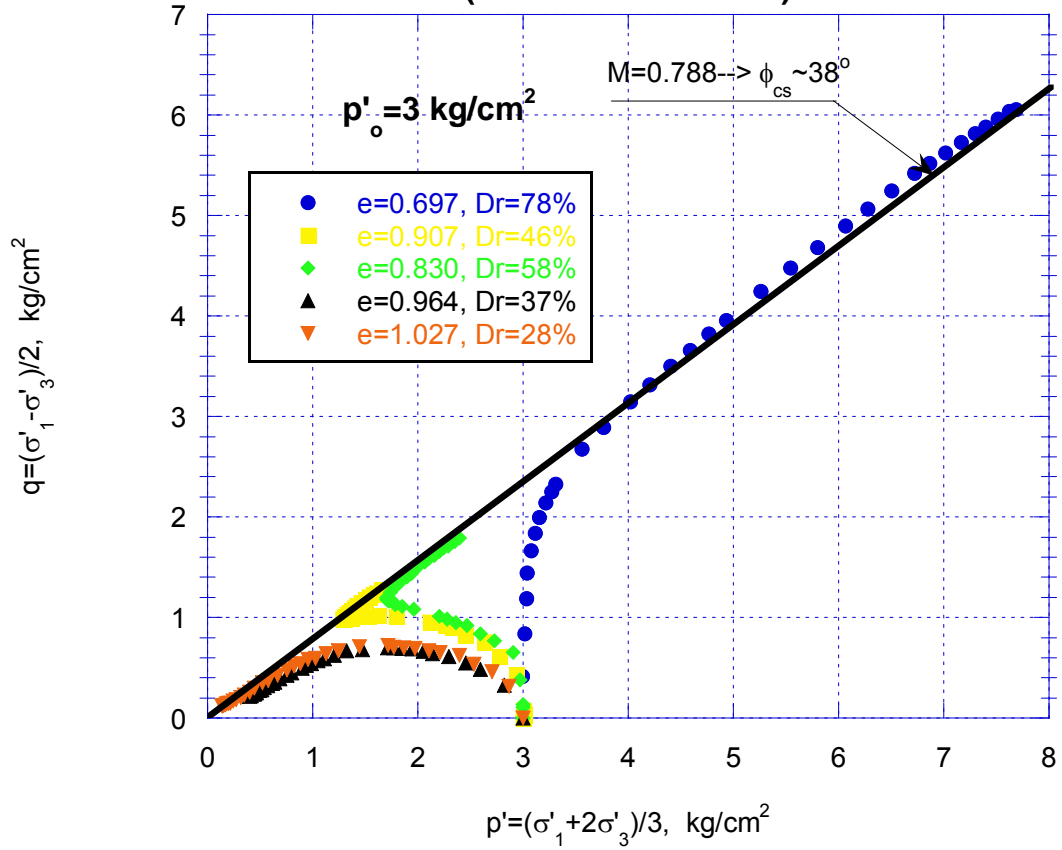


Figura 4.2: Respuesta no-drenada para $\sigma'_0 = 3 \text{ kg/cm}^2$: T.T.E.

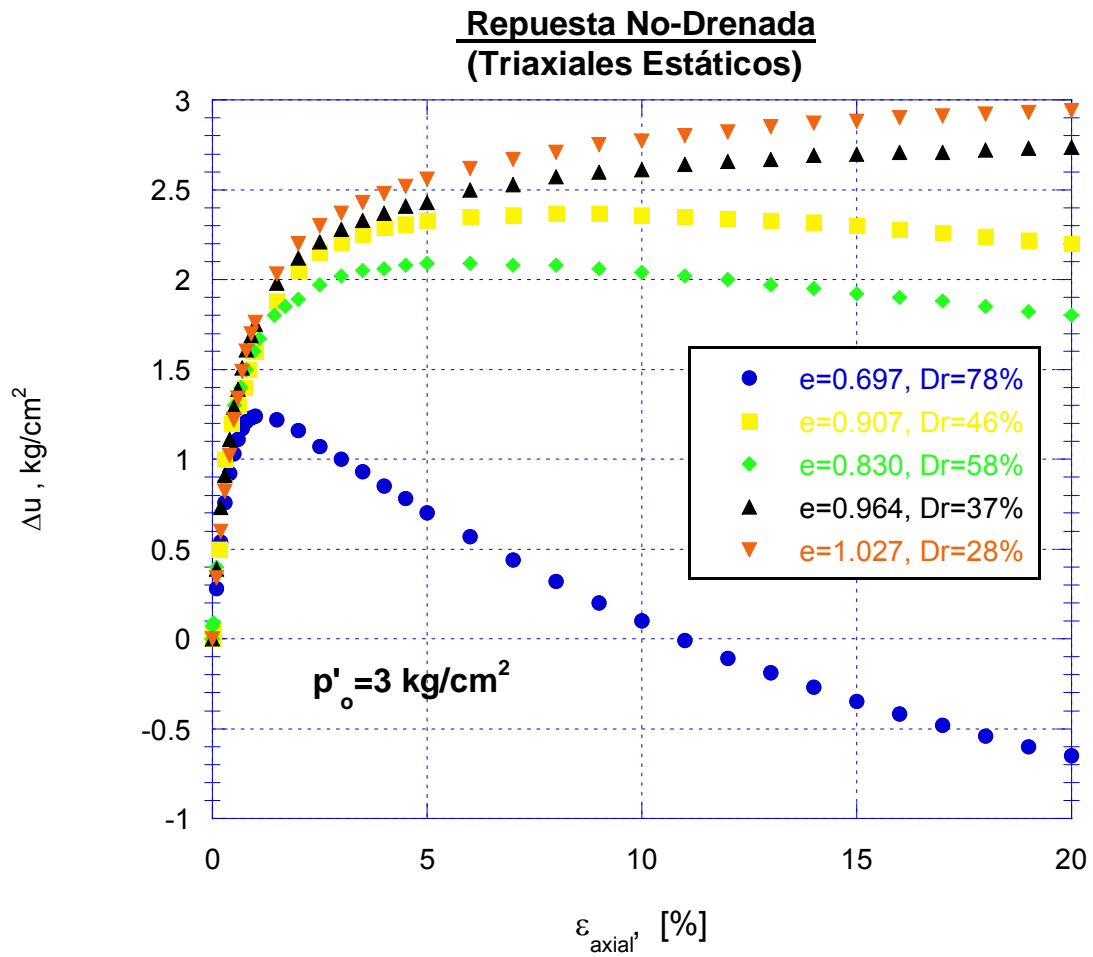


Figura 4.3: Respuesta no-drenada para $\sigma'_o = 3 \text{ kg/cm}^2$: variación de la presión de poros

En forma complementaria, en la Figura 4.4, se muestra la curva del estado último en el plano $e\text{-log}p'$. En esta figura, los cuadrados indican los estados iniciales post-consolidación isotrópicas para cada índice de vacíos. En este espacio, bajo carga no-drenada, el índice de vacíos de mantiene constante durante todo el ensayo, debido a que el drenaje o cambio de volumen es restringido. Estas trayectorias de tensiones efectivas corresponden a líneas segmentadas horizontales, las cuales culminan en los círculos, asociados al estado último para cada densidad. Al unir dichos puntos (círculos), se obtiene la curva del estado último en el espacio ya mencionado. Se

puede apreciar la tendencia de esta curva a ser una línea recta decreciente, lo cual calza perfecto con lo esperado en el rango tensional utilizado.

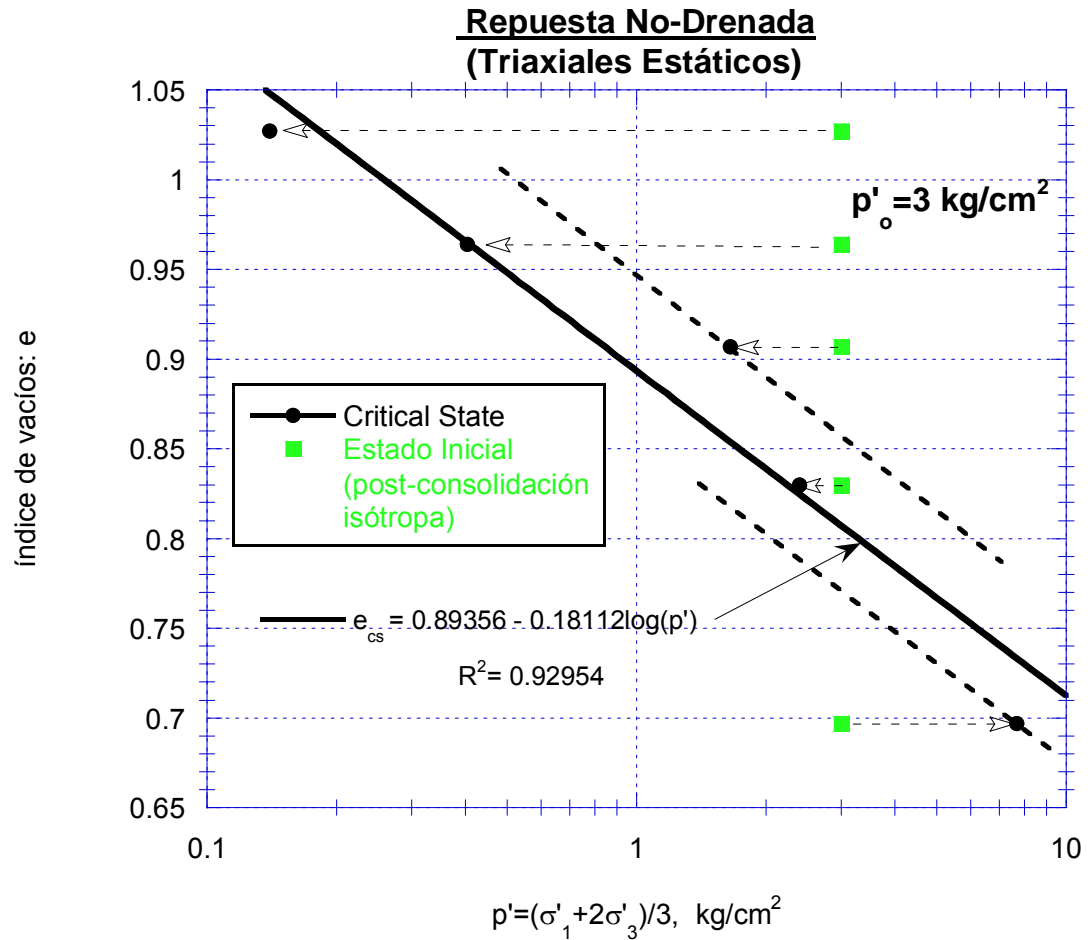


Figura 4.4: Índice de vacíos versus la presión media efectiva en el estado último (20% de deformación axial)

4.2 Triaxiales Cíclicos No-Drenados

En la figura 4.5 se muestran las trayectorias de tensiones efectivas en el espacio q - p' , correspondientes a densidades relativas del 46% y 78%, más sus respectivas resistencias no-drenadas. Además de la línea de estado último, la trayectoria de tensiones utilizada para cada ensayo cíclico es mostrada. Esta trayectoria corresponde a la flecha vertical, indicando un trayectoria de tensiones a $p' = \text{cte} = 1 \text{ kg/cm}^2$. Las líneas segmentadas indican distintos valores de $\eta = q / p'$, los cuales muestran diferentes niveles de esfuerzos de corte estáticos iniciales drenados, utilizados en varios ensayos triaxiales cíclicos.

Por otro lado, cabe destacar que, al aplicar q_{est} el índice de vacíos cambia. En los ensayos cíclicos, las densidades relativas de preparación fueron del 40 y 70%. Estas densidades relativas post consolidación isótropa, para $p' = 1 \text{ kg/cm}^2$, corresponden a valores del 45 y 75%, respectivamente. Éstos se muestran en la figura 4.6 mediante líneas segmentadas horizontales.

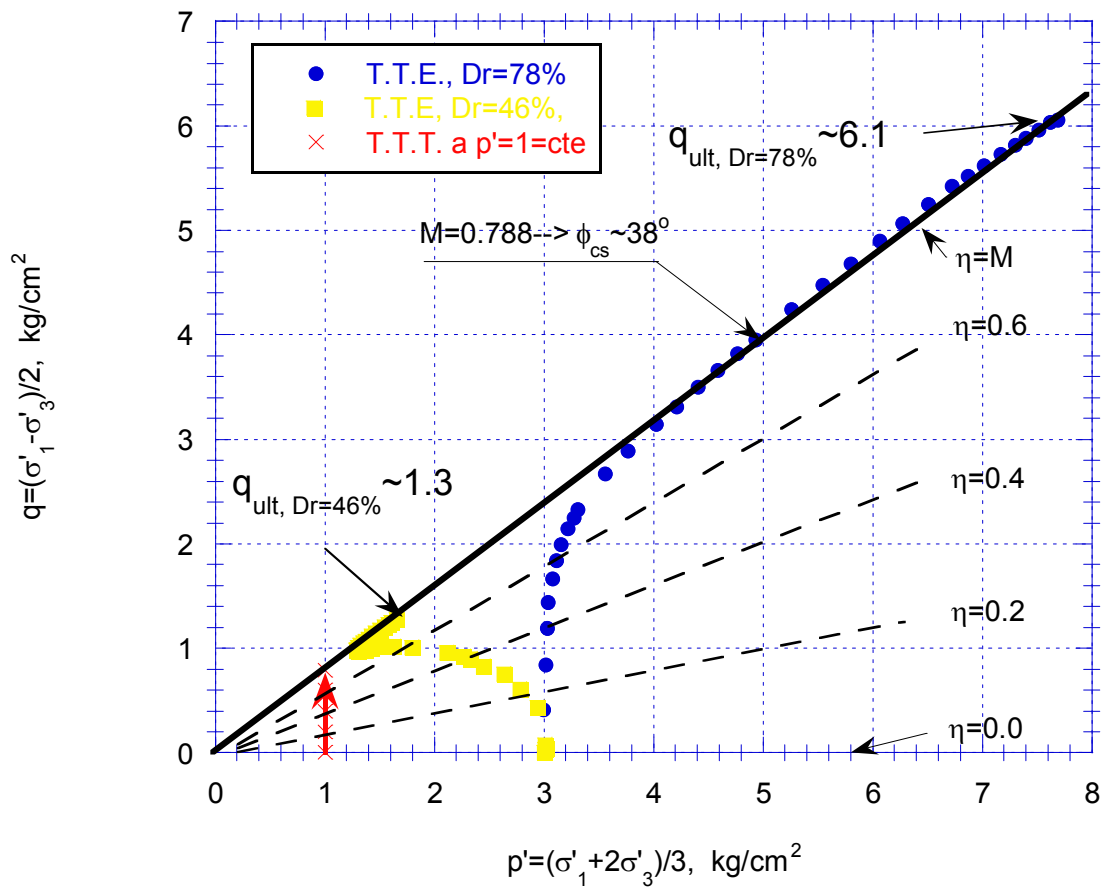


Figura 4.5: Resistencia No-Drenada para $Dr=46\%$ y $Dr=78\%$. Algunos niveles de esfuerzo de corte estáticos utilizados en ensayos cíclicos.

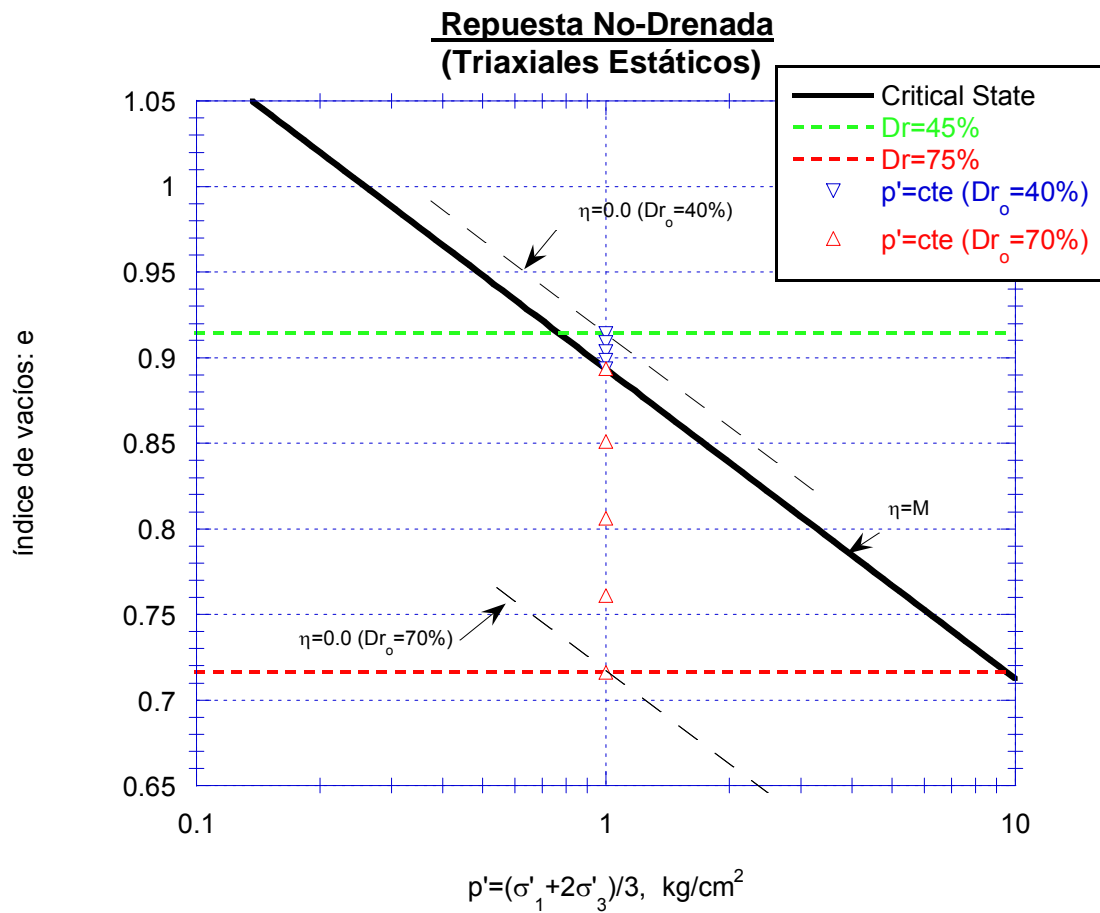


Figura 4.6: Índice de vacíos versus presión media efectiva. Densidades alcanzadas post-consolidación isótropa mediante una trayectoria a $p'=1=cte$.

Como se mencionó anteriormente, los ensayos triaxiales cíclicos se realizaron con una presión de confinamiento efectiva igual a 1 Kg/cm^2 . Las densidades relativas utilizadas, como se expuso en el capítulo 3, son iguales a 45% (caso suelto) y 75% (caso denso), con una variación estándar de 1 %.

A continuación, en la Figura 4.7, se muestran las curvas de resistencias cíclicas obtenidas para el caso suelto y para los valores de esfuerzo de corte estático inicial de 0.0, 0.1, 0.2, 0.4, 0.6 y -0.2 Kg/cm^2 . Se consideró como criterio de falla o licuación cuando la doble amplitud de deformación axial alcanza un valor de un 5%. La curva con cuadrados corresponde a la curva de resistencia cíclica de los ensayos sin esfuerzo de corte estático inicial o consolidados isótopamente.

Se puede visualizar, claramente, que a medida que se aumenta el valor del corte estático (en compresión) hasta un valor de 0.4 Kg/cm^2 , la resistencia cíclica aumenta considerablemente, pero para un valor de 0.6 Kg/cm^2 esta cae por debajo de la curva sin esfuerzo de corte estático.

Además se puede observar que a medida que se disminuye el valor del corte estático (en extensión) hasta un valor de 0.2 Kg/cm^2 , la resistencia cíclica disminuye bastante.

Resistencia Cíclica v/s Número de Ciclos

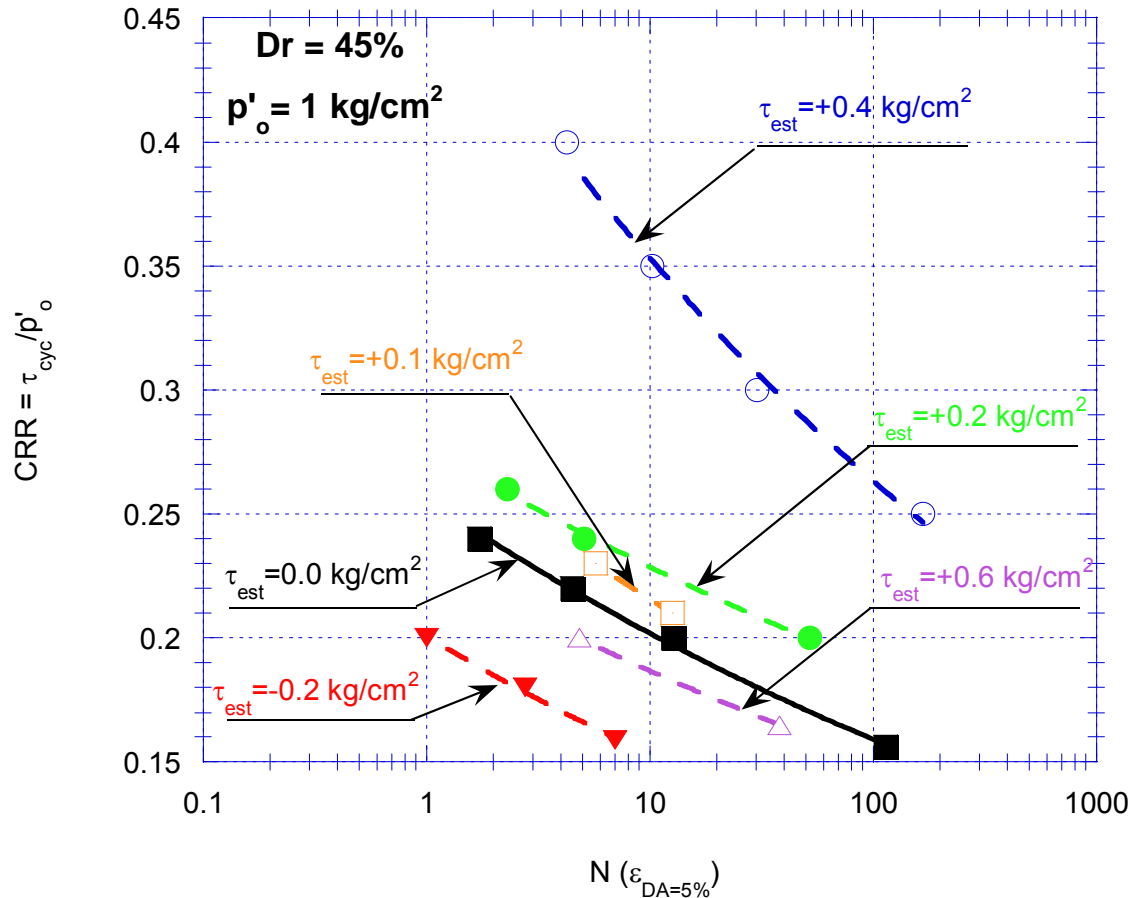


Figura 4.7: Curvas de resistencia cíclica para arena suelta ($Dr \sim 45\%$) y una presión de confinamiento efectiva, $p'_o = 1 \text{ Kg/cm}^2$, con valores de esfuerzo de corte estático, $\tau_{est} = 0.0, 0.1, 0.2, 0.4, 0.6$ y -0.2 kg/cm^2

Por otro lado, en la Figura 4.8, se muestran las curvas de resistencias cíclicas obtenidas para el caso denso y para valores de esfuerzo de corte estático inicial de 0.0, 0.2, 0.4, 0.6, -0.2 y -0.4 Kg/cm^2 . También se consideró como criterio de falla o licuación cuando la doble amplitud de deformación axial alcanza un valor de 5%. La curva con rombos corresponde a la curva de resistencia cíclica sin esfuerzo de corte estático inicial o consolidados isotrópamente. Todas las otras curvas fueron consolidadas en forma anisótropas.

Se puede visualizar, claramente, que a medida que se aumenta el valor del corte estático (en compresión) hasta un valor de 0.6 Kg/cm², la resistencia cíclica aumenta notoriamente.

Además, se puede ver que a medida que se disminuye el valor del corte estático (en extensión) hasta un valor de -0.2 Kg/cm², la resistencia cíclica disminuye, pero al seguir disminuyendo este valor hasta un valor de -0.4 Kg/cm², la resistencia aumenta en relación a la curva con valor de esfuerzo de corte de -0.2 Kg/cm², pero no alcanza un valor mayor a la resistencia cíclica sin esfuerzo de corte.

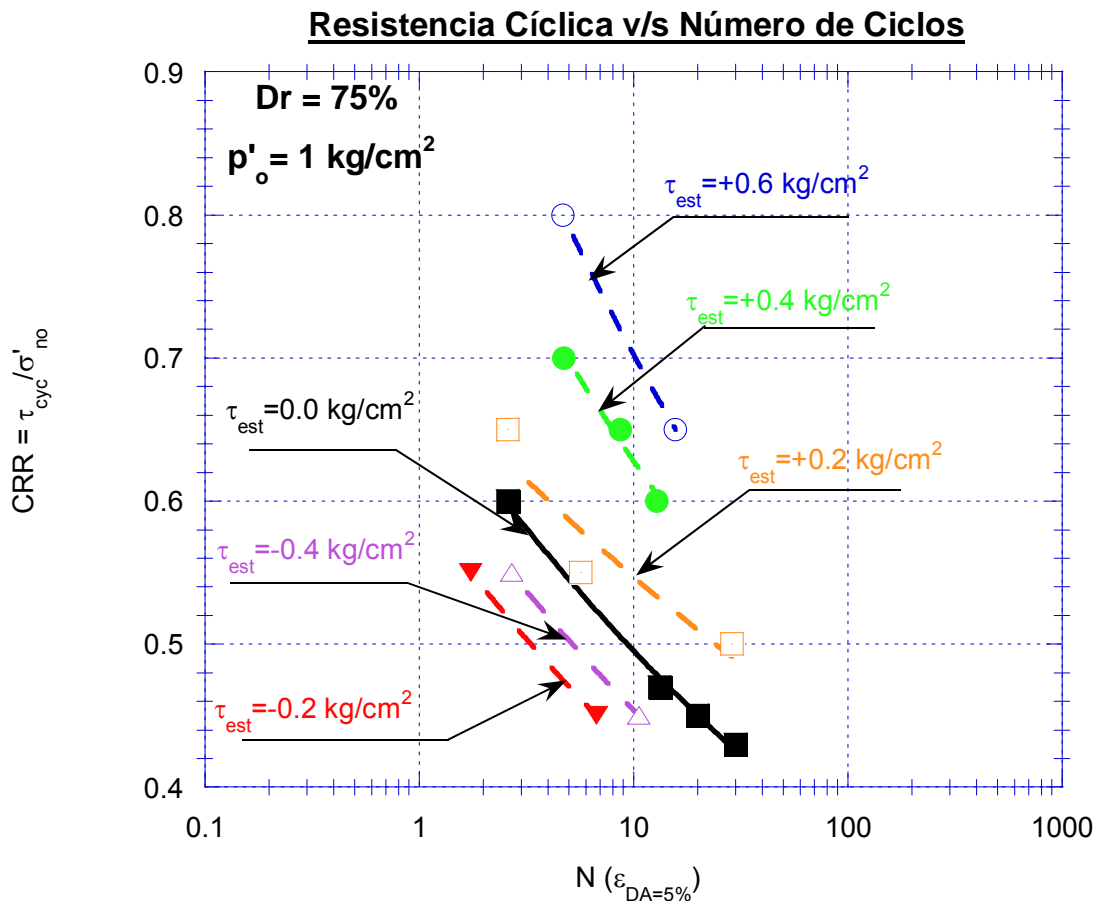


Figura 4.8: Curvas de resistencia cíclica para arena densa (Dr~75%) y una presión de confinamiento efectiva, p'₀=1 Kg/cm², con valores de esfuerzo de corte estático, τ_{est}= 0.0, 0.2, 0.4, 0.6, -0.2 y -0.4 kg/cm²

Una forma bastante útil de visualizar en que casos la carga cíclica es reversible o no, para todos los casos de densidades relativas y corte estáticos, es graficando la resistencia cíclica (CRR) versus K_c (razón entre la máxima tensión principal efectiva y la menor al final de la consolidación, $K_c = \sigma'_{1c} / \sigma'_{3c}$) o graficando la resistencia cíclica (CRR) versus α ($\tau_{est} / \sigma'_{no}$). Esto se logra relacionando las siguientes ecuaciones:

$$K_c = \frac{\sigma'_{1c}}{\sigma'_{3c}} \quad (12)$$

$$\tau_{est} = q_{est} = \frac{\sigma'_{1c} - \sigma'_{3c}}{2} = \frac{K_c - 1}{2} \sigma'_{3c} \quad (13)$$

$$\sigma'_{no} = \frac{\sigma'_{1c} + \sigma'_{3c}}{2} = \frac{K_c + 1}{2} \sigma'_{3c} \quad (14)$$

$$\alpha = \frac{\tau_{est}}{\sigma'_{no}} \quad (15)$$

Remplazando las ecuaciones 12, 13 y 14 en la ecuación 15, se obtienen las relaciones entre α y k_c :

$$\alpha = \frac{K_c - 1}{K_c + 1} \quad (16)$$

$$K_c = \frac{\alpha + 1}{1 - \alpha} \quad (17)$$

Ahora, para relacionar la resistencia cíclica en límite de la reversibilidad con α o con K_c , se tiene que:

$$CRR = \frac{\tau_{cyc}}{p'_o} \quad (18)$$

En el límite:

$$\tau_{cyc} \equiv q_{est} \quad (19)$$

Entonces, relacionando la ecuación 18 y 19 con la ecs. 12, 13, 14 y 15, se obtienen las siguientes relaciones para graficar la frontera de la reversibilidad:

$$CRR_{LIMIT} = \frac{3}{2} \cdot \frac{(K_c - 1)}{(K_c + 2)} \quad (20)$$

$$CRR_{LIMIT} = \frac{3\alpha}{3 - \alpha} \quad (21)$$

Estas curvas (fronteras) son mostradas con líneas segmentadas, en las Figuras 4.9 y 4.10, respectivamente.

Lo interesante de estos dos gráficos es que se puede saber en forma inmediata si las cargas cíclicas son reversibles o irreversibles.

Para el caso suelto, en estricto rigor, se puede decir que sólo existe reversibilidad para el caso sin esfuerzo de corte estático (consolidado en forma isótropa) y para cuando este es igual a 0.1 kg/cm². Son completamente no reversibles para los otros valores de esfuerzo de corte estático.

Por otro lado, en el caso denso, es posible visualizar que existe reversibilidad para casi todos los casos, no siendo así cuando el esfuerzo de corte estático es igual a 0.6 y -0.4 kg/cm².

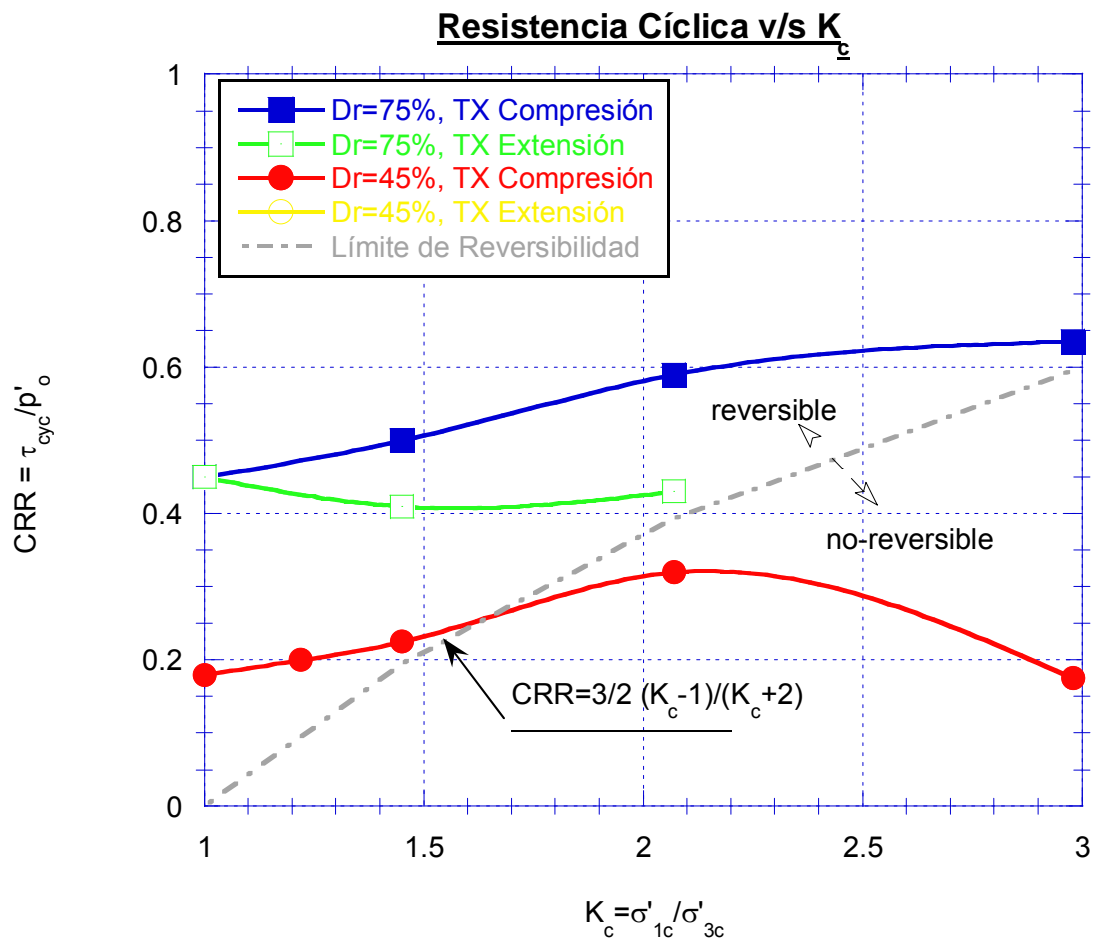


Figura 4.9: Resistencia cíclica (DDA=5% y N=20) versus K_c , para arena suelta y densa (Dr~45 & 75%) y una presión de confinamiento, $p'_o=1 \text{ Kg/cm}^2$.

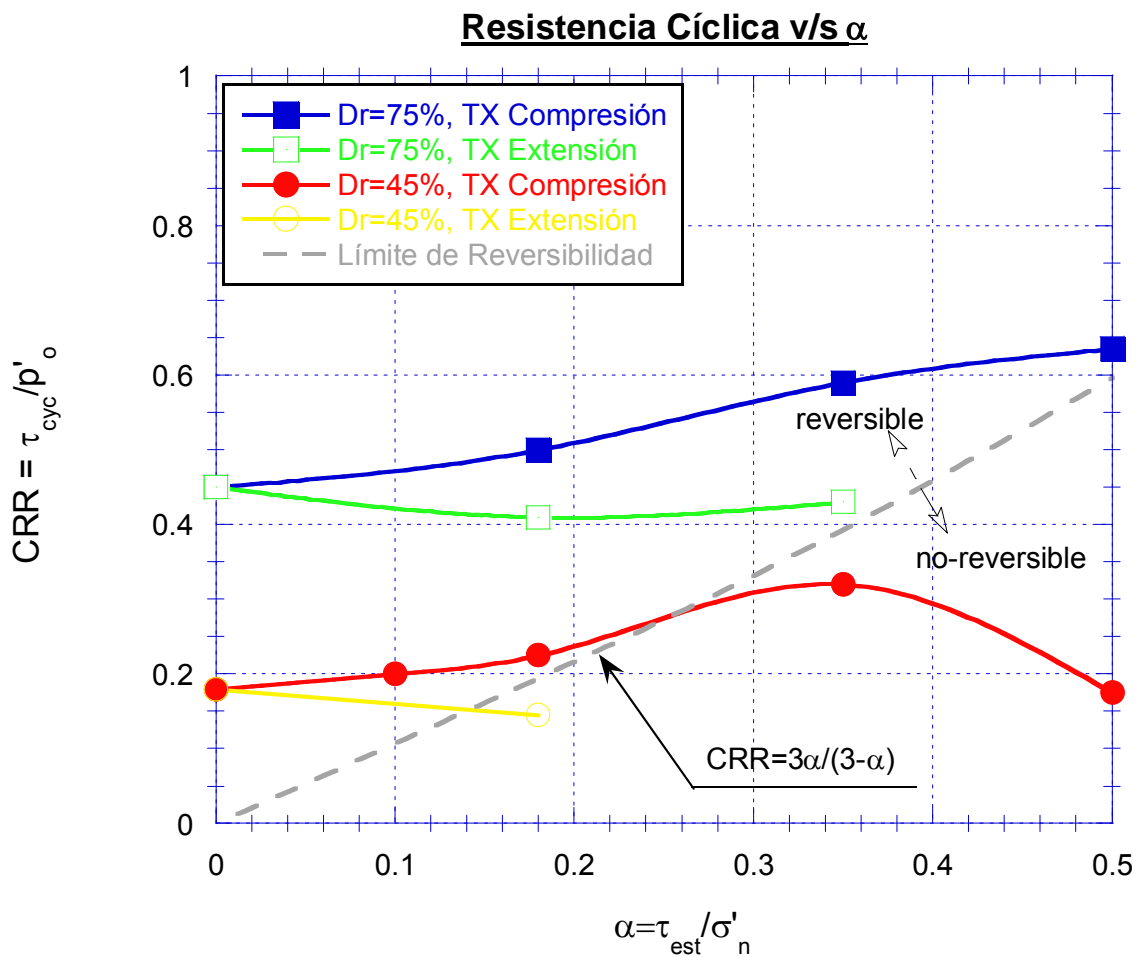


Figura 4.10: Resistencia cíclica (DDA=5% y N=20) versus α , para arena suelta y densa ($Dr \sim 45$ & 75%) y una presión de confinamiento, $p'_o = 1 \text{ Kg/cm}^2$.

Se observa que para ambas densidades relativas, al aumentar α , aumenta CRR en similar magnitud, excepto para $\alpha=0.5$.

Por otra parte, en la Fig. 4.11 se presenta los resultados en términos del factor K_α , y el nivel de corte estático, a través del parámetro α .

Para el caso suelto o para una **Dr~45%** se puede observar lo siguiente:

En compresión: el valor de K_α aumenta significativamente hasta un valor de corte estático de 0.4 Kg/cm^2 , pero cayendo bruscamente a un valor bajo la unidad cuando el esfuerzo de corte estático es igual a 0.6 Kg/cm^2 . Esto se puede deber a que al incrementar demasiado el nivel del esfuerzo de corte estático, el estado tensional inicial drenado está muy cerca de la falla.

En extensión: el valor de K_α disminuye notoriamente para el valor de corte estático de 0.2 Kg/cm^2 , siendo este el caso más desfavorable.

Para el caso denso o para una **Dr~75%** se puede observar lo siguiente:

En compresión: el valor de K_α es creciente para cualquier valor de corte estático. Esta diferencia con el caso suelto, puede ser explicada por la alta resistencia del caso denso (ver Figuras 4.7 y 4.8).

En extensión: K_α disminuye muy poco cuando el valor del corte estático es 0.2 Kg/cm^2 , pero comienza a aumentar al incrementar el corte estático hasta 0.4 Kg/cm^2 , sin superar en ningún caso la unidad.

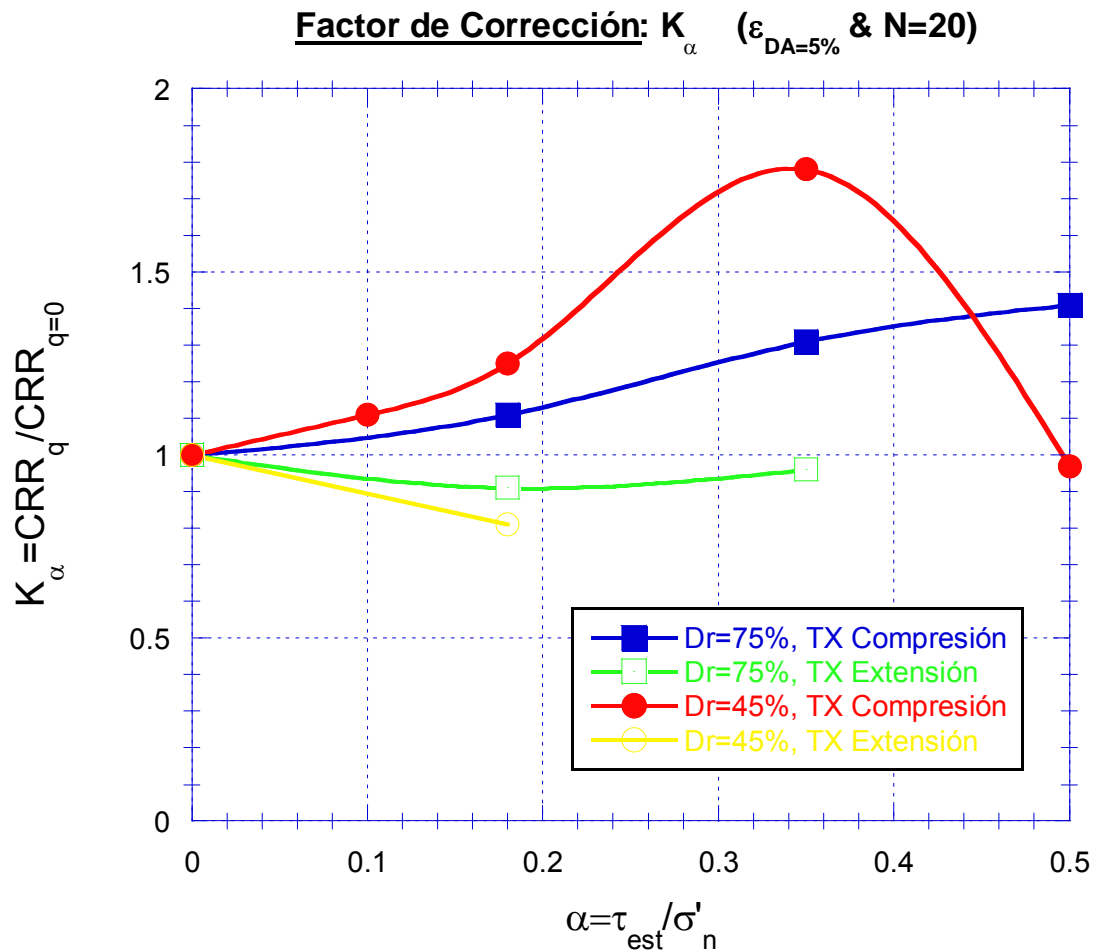


Figura 4.11: Valores de K_α versus α para arena suelta y densa ($Dr \sim 45$ & 75%)

A continuación, en las figuras 4.12, 4.13, se comparan los resultados obtenidos con las relaciones clásicas propuestas por Seed et al (1990). Además en la figura 4.14, los valores obtenidos por Hosono & Yoshimine (2001 & 2004) son comparados.

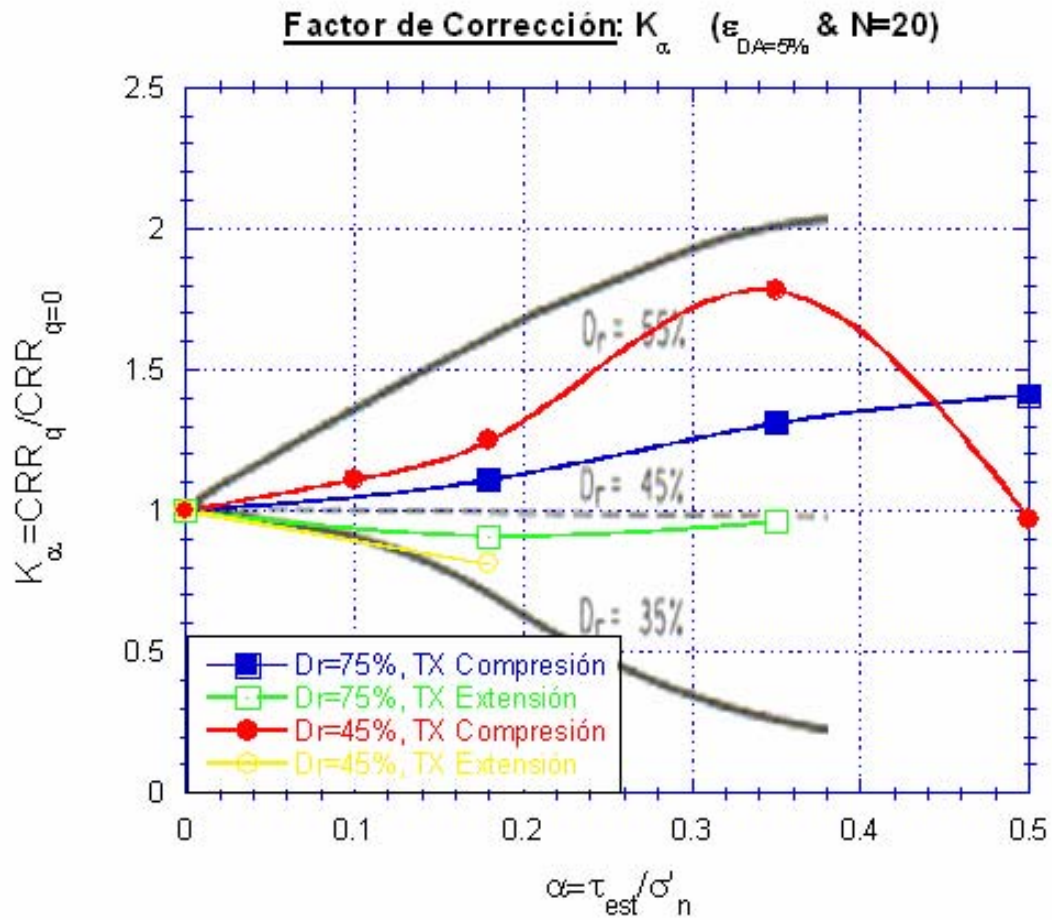


Figura 4.12: Comparación de algunos valores de K_{α} , en compresión, con los reportados por Rollins & Seed, 1990.

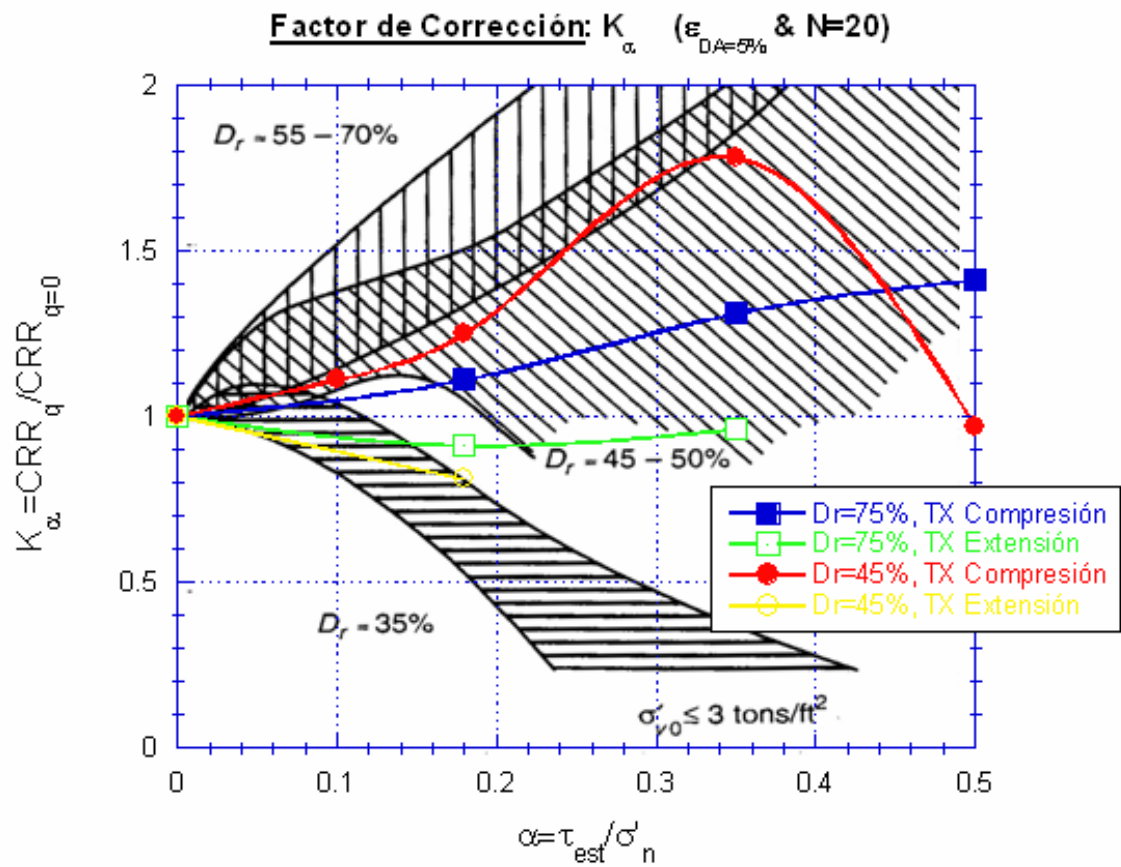


Figura 4.13: Comparación de algunos valores de K_{α} , en compresión, con los reportados por Seed & Harder, 1990.

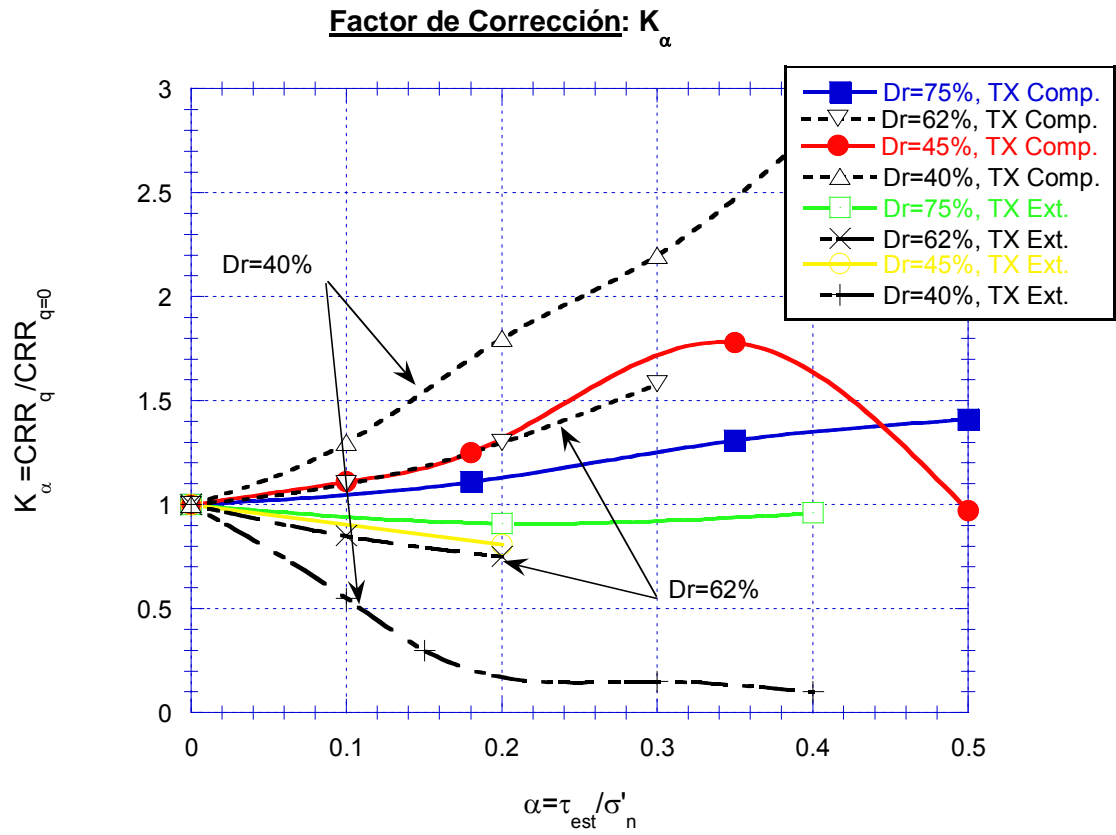


Figura 4.14: Comparación de algunos valores de K_α , para estados sueltos, con los reportados por Hosono & Yoshimine, 2004.

5 CONCLUSIONES

A partir de los resultados de ensayos triaxiales cíclicos de arena de relaves, realizados en probetas remoldeadas, se puede concluir que:

1. La presencia del esfuerzo de corte estático inicial en la resistencia cíclica es bastante más incidente en suelos sueltos ($Dr \sim 45\%$) que en suelos densos ($Dr \sim 75\%$). Esta conclusión difiere de la gran mayoría de las investigaciones realizadas, excepto con los resultados obtenidos por Hosono & Yoshimine (2004).
2. Desde el punto de vista práctico, en general, el valor de α no supera 0.4. Basado en esto, para el caso de compresión, el valor del factor de corrección, K_α , sería mayor que la unidad, llegando a valores de 1.8 y 1.3 para los casos sueltos ($Dr \sim 45\%$) y densos ($Dr \sim 75\%$), respectivamente.
3. Para el caso de extensión (esfuerzo de corte estático inicial negativo), se concluye que siempre existe un efecto negativo en la resistencia cíclica, obteniéndose sólo valores del factor de corrección, K_α , menores a la unidad.
4. Los resultados obtenidos indican que la resistencia cíclica aumenta gradualmente al aumentar α . Dicho aumento es similar tanto para el suelo suelto ($Dr \sim 45\%$) como para el denso ($Dr \sim 75\%$).
5. En el caso suelto ($Dr \sim 45\%$) y para valores de α iguales a 0.18, 0.35 y 0.50, la forma de falla o el desarrollo de las deformaciones son del tipo acumulativas en el sentido de compresión. En el caso denso ($Dr \sim 75\%$), los modos de fallas fueron con deformaciones cíclicas (compresión a extensión).

6. Para los casos consolidados anisótricamente en extensión, el desarrollo de deformación fue acumulativo en extensión.

7. De acuerdo a los resultados obtenidos resulta conservador el uso de la resistencia cíclica obtenida bajo una condición de consolidación isotropa. Sin embargo, esta situación es opuesta para aquellos estados tensionales asociados a una condición de extensión.

6 RECOMENDACIONES

Continuando con la línea de investigación, se recomienda:

- Estudiar el factor de corrección, K_{α} , para un mayor número de densidades relativas, especialmente, menores de 45% con el objetivo principal de verificar y generalizar los resultados obtenidos.
- Profundizar la investigación del factor de corrección, K_{α} , para otros valores de α , con el fin de corroborar su comportamiento.
- Investigar el posible acoplamiento del factor de corrección por presión de confinamiento, K_{σ} , y del factor de corrección, K_{α} . Para esto se recomienda realizar un estudio similar utilizando distintos valores de la presión de confinamiento inicial.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. Boulanger, R. W. (2003a) "Relating K_α to a Relative State Parameter Index," Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, in press.
2. Boulanger, R. W. (2003b) "High Overburden Stress Effects in Liquefaction Analyses," Accepted for publication, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE.
3. Boulanger, R. W. (2002) "Evaluating Liquefaction Resistance at High Overburden Stresses", Proceedings, 3rd US-Japan Workshop on Advanced Research on Earthquake Engineering for Dams, San Diego, CA, June 22-23.
4. Boulanger, R. W., Seed, R. B., Chan, C. K., Seed, H. B., and Sousa, J. (1991) "Liquefaction Behavior of Saturated Sands Under Uni-Directional and Bi-Directional Monotonic and Cyclic Simple Shear Loading," Geotechnical Engineering Report No. UCB/GT/91-08, University of California, Berkeley.
5. Casagrande, A. (1975). "Liquefaction and cyclic deformation of sand – A critical review", Fifth Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Buenos Aires, Argentina.
6. Casagrande, A. (1970). "On liquefaction phenomena", Lecture Report by Green and Ferguson. Geotechnique, Vol. 21, No. 3, 1971, pp. 187-202
7. Castro, G. (1969). "Liquefaction of sands". Harvard Soil Mechanics Series, No. 81, Cambridge, Mass.
8. 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.

9. 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.
10. Harder, L. F., Jr., and Boulanger, R. W. (1997). "Application of K_s and K_a correction factors", Proc., NCEER Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils, Rep. NCEER-97-0022, National Center for Earthquake Engineering Research, SUNY Buffalo, Buffalo, N.Y., 167–190.
11. Harder, L.F. Jr. (1988). "Use of penetration tests to determine to determine the cyclic loading resistance of gravelly soils during earthquake shaking", PhD Dissertation, Univ. of California, Berkeley, CA.
12. Hyde, A. Higuchi, T.; and Yasuhara, K. "Liquefaction, Cyclic Mobility, and Failure of Silt", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol.132, No. 6, 2006.
13. Hosono, Y. and Yoshimine, M. (2004). "Liquefaction of sand in simple shear condition", Proceedings of the International Conference on Cyclic Behaviour of Soils and Liquefaction Phenomena, Bochum, Germany, 31 March-02 April, pp. 129-136.
14. Idriss, I.M. & Boulanger, R.W. (2003)." Estimating K_a for use un evaluating cyclic resistance of sloping ground " Proceedings of the Eight U.S.-Japan Workshop on Earthquake Resistant Design of Life Facilities and Countermeasures Against Liquefaction. Technical Report MCEER-03-2003
15. Ishihara, K. (1993) "Liquefaction and flow failure during earthquakes", Geotechnique 43, N° 3,351-415 .

16. Ishihara, K., Koseki (1989). "Discussion on the cyclic shear strength of finescontaining sands", Earthquakes Geotechnical Engineering, Proceedings of the eleventh International Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Río de Janeiro, Brazil, pp. 101-106.
17. 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.
18. Ishihara, K., Troncoso, J., Kawase, Y., Takahashi, Y. (1980). "Cyclic strength characteristics of tailings materials". Soils and Foundations, Vol. 20, No. 4, pp. 127-142.
19. 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.
20. Koester, J. (1994). "The influence of fine type and content on cyclic strength", Ground Failures Under Seismic Conditions, Geotechnical Special Publication N°44, ASCE, pp. 17-33.
21. Kramer, S & Seed, H. B. (1998). "Initiation of soil liquefaction under static loading conditions", Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 114, No 4, pp. 412-430.
22. Kramer, S.L. (1996): "Geotechnical Earthquake Engineering," Prentice-Hall, Upper Saddle River, NJ, 506 p.
23. Ladd, R.S. (1974). Journal of Geotechnical Engineering Division, American Society of Civil Engineers, Vol. 100, No. GT10, pp. 1180-1184.

24. Lee, K., Fitton, J. (1969). "Vibration effects of earthquakes on soils and foundations" ASTM STP 450, American Society for Testing Materials.
25. Lee, K., Seed, H. (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
26. Makdisi, F.I and Seed, H.Bolton (1977): "A simplified procedure for estimating earthquake-Induced deformations in dams and embankments", Journal of the geotechnical engineering division A.S.C.E, Vol.4, GT7.
27. 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.
28. Mora ,F. (2001) "Estado último y movilidad cíclica en arenas de relave". Memoria para optar al título de Ingeniero Civil. Universidad de Chile, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas.
29. 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.
30. Mulilis, J., Seed, H., Chan, C., Mitchell, J. and Arulanandan, K. (1977). "Effects of sample preparation on sand liquefaction", Journal of Geotechnical Engineering Division, American Society of Civil Engineers, Vol. 103, No. GT2, pp. 91-108.
31. Mulilis, J.P. (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.
32. Palma, C. (2004) "Propiedades geomecánicas asociadas al diseño sísmico de depósitos de relaves", Tesis para optar al grado de Magister en Ciencias de la

Ingeniería mención Ingeniería Geotécnica y Memoria para optar al título de Ingeniero Civil. Universidad de Chile, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas.

33. Peters , G. (1999) “Resistencia estática y cíclica de arenas de relave”, Memoria para optar al título de Ingeniero Civil. Universidad de Chile, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas.
34. Pillai, V.S. (1991). “Liquefaction analysis of sands: some interpretation of Seed's K_α (sloping ground) and K_σ (depth) correction factors using steady state concept”, Proceedings of the Second International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Mechanics, St Louis, Missouri. p. 579±587.
35. Pillai, V.S. (1987). Discussion of effect of initial shear on cyclic behaviour of sand” by Ishibashi et al. 1985. J. Geotech. Engrg. Div., ASCE, 113(9), 1090-93.
36. Pillai, V.S. (1985). Discussion of Stress-Strain characteristics of sand in a particle crushing region” by Miura et al. 1984. Soils and Foundations, Tokyo, Japan. Vol. 25, No 1, pp. 114 -116.
37. Pino, J. (1999). “Caracterización geomecánica de 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.
38. Polito, C (1999). “The effects of non-plastic and plastic fines on the liquefaction of sandy soils”. Dissertation submitted to the Faculty of the Virginia Polytechnic Institute and State University in parcial fulfillment of the requirements for the degree of Doctor of Philosophy in Civil Engineering.

39. Poulos, S. (1981). "The steady state of deformation". Journal of Geotechnical Engineering. ASCE, Vol. 107, No. GT5. pp. 553-562.
40. Rahhal, M.E. & Lefebvre, G. (2000). "Understanding the effect of a static driving shear stress on the liquefaction resistance of medium dense granular soils", Soil Dynamics and Earthquake Engineering 20, pp. 397-404.
41. Retamal, W. (2005) "Efecto de la fábrica en el comportamiento cíclico de arenas de relaves", Memoria para optar al título de Ingeniero Civil. Universidad de Chile, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas.
42. Rollins KM, Seed HB. (1990) "Influence of buildings on potential liquefaction damage", Journal of Geotechnical Engineering, ASCE 116(2):165± 85.
43. Sánchez, A. (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.
44. Seed, H.B., Lee, K.L., Idriss, I.M. & Makdisi, F. (1973). "Analysis of the slides in San Fernando dams during the earthquake of Feb. 9, 1971", Report No. EERC: 73-2 Earthquake Eng. Res. Ctr., Univ. of California. Berkeley. Calif.
45. Seed, H., Idriss I. (1970). "A simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential". EERC Report No. 70-9, College of Engineering, University of California, Berkeley.
46. Seed, R., Harder, L. (1990). "SPT-based analysis of cyclic pore pressure generation and undrained residual strength", in J.M. Duncan ed., Proceedings, H. Bolton Memorial Symposium, University of California, Berkeley, Vol.2, pp. 351-376.

47. 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.
48. Seed, H., Idriss, I., Arango, I. (1983). "Evaluation of liquefaction potential using field performance data", Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, vol. 109, N°3, pp.458-482.
49. Seed, B. (1979). "Soil liquefaction and cyclic mobility evaluation for level ground during earthquakes". Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 105, No. GT2, pp. 201-255.
50. 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.
51. Seed, B. and Lee, K. (1966) "Liquefaction of saturated sands during cyclic loading", JSMFD, ASCE, Vol. 92, No. SM&, pp.105-134.
52. Sivathayalan, S. & Vaid, Y.P. (2002). "Influence of generalized initial state and principal stress rotation on the undrained response of sands". Canadian Geotechnical Journal 39: 63-76.
53. Szerdy, F. (1985). "Flow slide failure associated with low level vibrations", Dissertation, Presented to the University of California at Berkeley, Calif., In partial fulfillment of the requirements for the degree of Doctor of Philosophy.
54. 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.

55. Troncoso, J. (1992). "Fundamentos de ingeniería geotécnica antisísmica". Ediciones Universidad Católica de Chile.
56. 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.
57. Uthayakumar, M. & Vaid, Y.P. (1998). "Static liquefaction of sands under multiaxial loading". Canadian Geotechnical Journal 35 273-283.
58. Vaid, Y.P., Stedman J.D., and Sivathayalan, S. (2001). "Confining stress and static shear effects in cyclic liquefaction". Canadian Geotechnical Journal 38: 580-591.
59. 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.
60. Vaid, Y.P. & Sivathayalan, S. (1996). "Static and cyclic liquefaction potential of Fraser Delta sand in simple shear and triaxial tests". Canadian Geotechnical Journal 33 (2): 281-289.
61. Vaid, Y.P., Chung, E.K.F. & Kuerbis, R.H. (1989). "Preshearing and undrained response of sand". Soils and Foundations 29(4): 49-61.
62. Vaid, Y. P., and Chern, J. C. (1985). "Cyclic and monotonic undrained response of saturated sands", Proc., Advances in the Art of Testing Soils under Cyclic Conditions, ASCE, New York, 120-147.
63. Vaid, Y.P., & Chern, J.C. (1983). "Effect of static shear on resistance to liquefaction". Soils and Foundations, 23(1): 47-60.

64. Vaid, Y.P. & Finn, W.D.L. (1979). "Static shear and liquefaction Potential", J. Geotech. Div., ASCE. 105(10):1233-1246.
65. Verdugo, R. (1998). "Licuación de suelos no-cohesivos" Mecánica de Suelos Avanzada, Chile.
66. Verdugo, R. e Ishihara, K. (1996). "The steady state of sandy soils". Soils and Foundations, Vol. 36, No. 2, pp 81-91.
67. Verdugo, R. y Bard, E. (1995). "Densidades máximas y mínimas en suelos no cohesivos". X Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones. Guadalajara, México. Vol. 1, pp. 582-593.
68. Verdugo, R. (1995). "Zonificación sísmica y geotécnica". X Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones. Guadalajara, México. Vol. 4, pp. 647-663.
69. Verdugo, R., Retamal, E., Bard, E. (1995). "Algunas críticas sobre la evaluación de la licuación". X Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones. Guadalajara, México. Vol. 3, pp. 1844-1857.
70. Verdugo, R. (1992). "Characterization of Sandy Soil Behavior Under Large Deformation". Tesis para optar al grado de Doctor en Ingeniería. Universidad de Tokyo. Departamento de Ingeniería Civil.
71. Verdugo, R. (1983) "Influencia del porcentaje de finos en la resistencia cíclica de arenas de relave". Memoria para optar al título de Ingeniero Civil. Pontificia Universidad Católica de Chile. Departamento de Ingeniería Estructural.
72. Viertel, P. (2003) "Efecto del contenido de finos y de la densidad relativa en la resistencia cíclica de arenas de relave". Memoria para optar al título de

Ingeniero Civil. Universidad de Chile, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas.

73. 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.
74. Yasuda, S., Wakamatsu, K. and Nagase, H. (1994). "Liquefaction of artificially filled silty sands", *Ground Failures Under Seismic Conditions, Geotechnical Special Publication, No. 44, ASCE*, pp. 91-104
75. Yasuhara, K., Murakani, S., Komine, H. & Unno, T. (2005). "Effects of initial static shear stress and principal stress reversal on cyclic and post-cyclic undrained shear of sand", *Proceedings of the 16th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. Vol 2.* pp. 459-464.
76. Yoshimi, Y.K., & Oh-Oka, H. (1975). "Influence of degree of shear stress reversal on the liquefaction potential of saturated sand", *Soils and Foundations* 15(3) :27-40.
77. Yoshimine, M. & Hosono, Y. (2001). "Effects of anisotropy of sand on the liquefaction resistance evaluated by triaxial tests". *The Second Japan-Philippine Workshop on Safety and Stability of Infrastructure against Environmental Impacts, Diliman, Manila, Philippines*, 133-142.
78. Yoshimine, M. & Hosono, Y. (2000). "Effect of anisotropy of sand on results of undrained triaxial test", *Memoirs of Graduate School of Engineering, Tokyo Metropolitan University* 50 : 158-169.
79. Yoshimine, M., Özay, R., Sezen, A. & Ansal, A. (1999a). "Undrained plane strain shear tests on saturated sand using a hollow cylinder torsional shear apparatus", *Soils and Foundations* 39 (2) : 131-136.

80. Yoshimine, M., Robertson, P.K. and Wride C.E. (1999b).” Undrained shear strength of clean sands to trigger flow liquefaction”, Canadian Geotechnical Journal 36 (5): 891-906.
81. Yoshimine, M. & Ishihara, K. (1998). “Flow potential of sand during liquefaction”, Soils and Foundations 38 (3) :187-196.
82. Yoshimine, M., Ishihara, K. & Vargas, W. (1998). “Effects of principal stress direction and intermediate principal stress on undrained shear behavior of sand”, Soils and Foundations 38 (3) :177-186.

ANEXO A: Ensayos Triaxiales Estáticos en Compresión tipos CIU

ENSAYE TRIAXIAL TIPO CIU

PROYECTO	Tesis: Magister en Ingeniería Geotécnica - Gonzalo Corral Jofré
TIPO DE SUELO	Arena de Relave - Tranque El Torito - El Soldado
PROBETA	16
FECHA	10-Apr-06

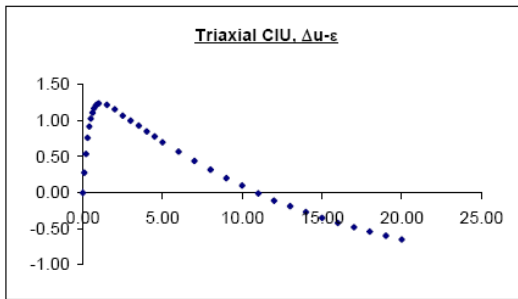
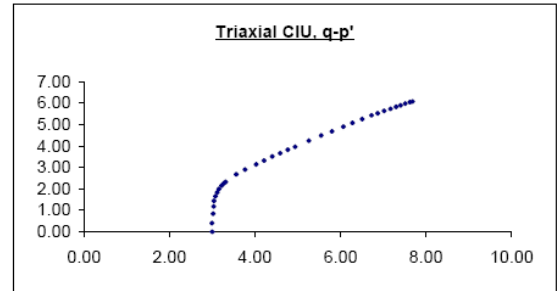
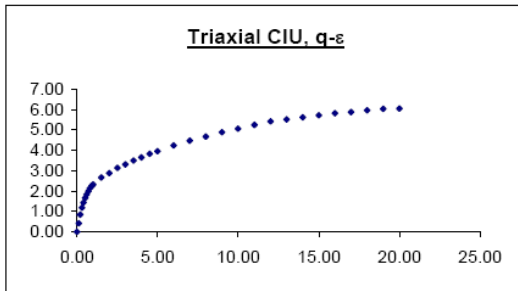
DATOS INICIALES		
Diámetro Superior	[cm]	5.04
Diámetro Medio	[cm]	5.04
Diámetro Inferior	[cm]	5.04
Altura Promedio	[cm]	10.04
Peso Probeta Húmeda	[gr]	278.050
Humedad	[%]	5
Back Pressure	[kg/cm2]	1
Presión de Cámara Efectiva	[kg/cm2]	3
Calibración Presión de Poros	[(kgf/cm2)/Volt]	2.765
Calibración Carga	[kgf/Volt]	509.08
Calibración Def. Vertical	[mm/Volt]	26.645
Velocidad Def. Unitaria	[mm/min]	0.02

CORRECCION POR CONSOLIDACION		
Lect. Consolid. Inicial	[cm3]	20.00
Lect. Consolid. Final	[cm3]	8
Altura Corregida	[cm]	9.84
Diámetro Corregido	[cm]	4.94
Área Corregida	[cm3]	19.18
Diámetro Inicial	[cm]	5.04
Área Inicial	[cm3]	19.95
Volumen Inicial	[cm3]	200.30
Densidad Húmeda	[gr/cm3]	1.388
Densidad Seca	[gr/cm3]	1.322
Densidad Relativa inicial	[%]	20.00

Tabla A.5

LECTURAS ETAPA DE CORTE										
Δl [mm]	p [kg]	u [kg/cm2]	Δu [kg/cm2]	ϵ [%]	A_c [cm2]	$\Delta \sigma$ [kg/cm2]	p' [kg/cm2]	q [kg/cm2]	η q/p'	ϕ [°]
0.0	-0.5	0.000	0.00	0.00	19.18	0.00	3.00	0.00	0.000	0
0.1	11.6	0.34	0.34	0.10	19.20	0.63	2.87	0.31	0.109	6
0.2	17.2	0.6	0.60	0.20	19.22	0.92	2.71	0.46	0.170	9
0.3	20.0	0.82	0.82	0.30	19.24	1.07	2.54	0.53	0.210	11
0.4	23.4	1.02	1.02	0.41	19.26	1.24	2.39	0.62	0.259	14
0.5	24.6	1.22	1.22	0.51	19.27	1.30	2.21	0.65	0.294	16
0.6	25.4	1.34	1.34	0.61	19.29	1.34	2.11	0.67	0.318	17
0.7	26.2	1.49	1.49	0.71	19.31	1.38	1.97	0.69	0.350	18
0.8	26.6	1.6	1.60	0.81	19.33	1.40	1.87	0.70	0.375	19
0.9	26.9	1.7	1.70	0.91	19.35	1.41	1.77	0.71	0.399	21
1.0	27.4	1.76	1.76	1.02	19.37	1.44	1.72	0.72	0.418	22
1.5	27.3	2.03	2.03	1.52	19.47	1.42	1.44	0.71	0.493	25
2.0	25.7	2.2	2.20	2.03	19.57	1.34	1.25	0.67	0.536	27
2.5	24.7	2.3	2.30	2.54	19.68	1.28	1.13	0.64	0.568	29
3.0	23.1	2.37	2.37	3.05	19.78	1.19	1.03	0.60	0.580	29
3.5	22.7	2.430	2.43	3.56	19.88	1.17	0.96	0.58	0.608	30
4.0	21.3	2.48	2.48	4.06	19.99	1.09	0.88	0.54	0.617	31
4.5	20.4	2.520	2.52	4.57	20.10	1.04	0.83	0.52	0.629	31
5.0	18.8	2.560	2.56	5.08	20.20	0.96	0.76	0.48	0.630	31
6.0	17.0	2.62	2.62	6.10	20.42	0.86	0.67	0.43	0.644	32
7.0	14.8	2.67	2.67	7.11	20.64	0.74	0.58	0.37	0.643	32
8.0	14.1	2.71	2.71	8.13	20.87	0.70	0.52	0.35	0.669	33
9.0	12.1	2.750	2.75	9.14	21.11	0.59	0.45	0.30	0.663	33
10.0	10.6	2.77	2.77	10.16	21.35	0.52	0.40	0.26	0.643	32
11.0	9.4	2.8	2.80	11.17	21.59	0.46	0.35	0.23	0.648	32
12.0	8.6	2.82	2.82	12.19	21.84	0.41	0.32	0.21	0.651	32
13.0	7.6	2.85	2.85	13.21	22.09	0.36	0.27	0.18	0.671	33
14.0	7.1	2.87	2.87	14.22	22.36	0.34	0.24	0.17	0.697	34
15.0	6.1	2.88	2.88	15.24	22.62	0.29	0.22	0.15	0.669	33
16.0	6.3	2.9	2.90	16.25	22.90	0.30	0.20	0.15	0.744	37
17.0	6.0	2.91	2.91	17.27	23.18	0.28	0.18	0.14	0.762	37
18.0	5.7	2.92	2.92	18.29	23.47	0.26	0.17	0.13	0.784	38
19.0	5.4	2.93	2.93	19.30	23.76	0.25	0.15	0.12	0.811	40
20.0	5.3	2.94	2.94	20.32	24.07	0.24	0.14	0.12	0.857	42

PROYECTO	Tesis: Magister en Ingeniería Geotécnica - Gonzalo Corral Jofré
TIPO DE SUELO	Arena de Relave - Tranque El Torito - El Soldado
PROBETA	12
FECHA	3-Apr-06



RESULTADOS FINALES CON $\epsilon = 20\%$			
emax	emin	e	DR
1.212	0.551	0.697	77.98
q	p		
5.96	7.52		

DETERMINACION DE "e"		
Vl	[cc]	21
Vf	[cc]	19
Wrecipiente	[gr]	93.21
Wrecip + Whumedo	[gr]	488.79
Wrecip + Wseco	[gr]	410.43

Wm	[gr]	395.58
Wd	[gr]	317.22
Gs		2.75

Figura A.1

ENSAYE TRIAXIAL TIPO CIU

PROYECTO	Tesis: Magister en Ingeniería Geotécnica - Gonzalo Corral Jofré
TIPO DE SUELO	Arena de Relave - Tranque El Torito - El Soldado
PROBETA	13
FECHA	9-Apr-06

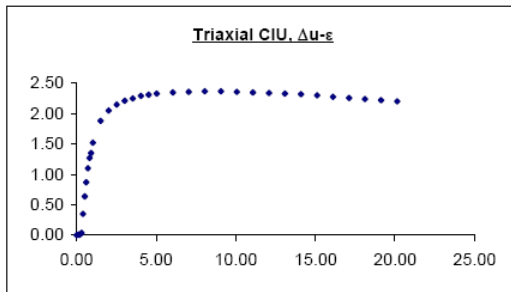
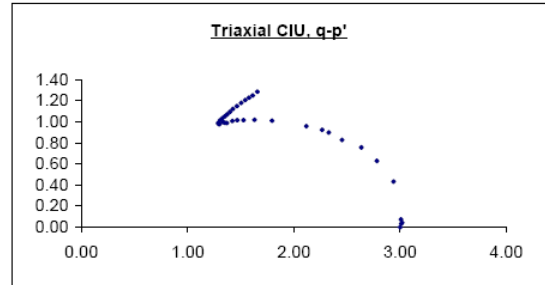
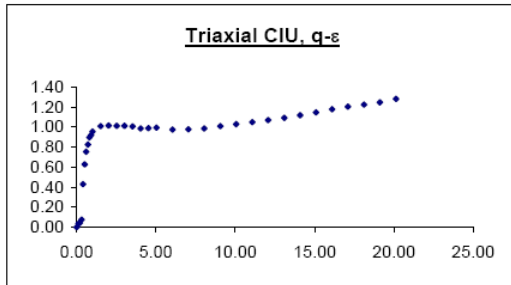
DATOS INICIALES	
Diámetro Superior	[cm] 5.04
Diámetro Medio	[cm] 5.04
Diámetro Inferior	[cm] 5.04
Altura Promedio	[cm] 10.04
Peso Probeta Húmeda	[gr] 296.930
Humedad	[%] 5
Back Pressure	[kg/cm2] 1
Presión de Cámara Efectiva	[kg/cm2] 3
Calibración Presión de Poros	[(kgf/cm2)/Volt] 2.765
Calibración Carga	[kgf/Volt] 509.08
Calibración Def. Vertical	[mm/Volt] 26.645
Velocidad Def. Unitaria	[mm/min] 0.02

CORRECCION POR CONSOLIDACION	
Lect. Consolid. Inicial	[cm3] 21.00
Lect. Consolid. Final	[cm3] 14.3
Altura Corregida	[cm] 9.93
Diámetro Corregido	[cm] 4.98
Área Corregida	[cm3] 19.51
Diámetro Inicial	[cm] 5.04
Área Inicial	[cm3] 19.95
Volumen Inicial	[cm3] 200.30
Densidad Húmeda	[gr/cm3] 1.482
Densidad Seca	[gr/cm3] 1.412
Densidad Relativa Inicial	[%] 40.00

Tabla A.2

LECTURAS ETAPA DE CORTE										
Δl [mm]	P [kg]	u [kg/cm2]	Δu [kg/cm2]	ϵ [%]	Ac [cm2]	$\Delta \sigma$ [kg/cm2]	p' [kg/cm2]	q [kg/cm2]	η q/p'	ϕ [°]
0.0	-0.4	0.990	0.00	0.00	19.51	0.00	3.00	0.00	0.000	0
0.1	0.9	1	0.01	0.10	19.53	0.07	3.01	0.03	0.011	1
0.2	1.3	1	0.01	0.20	19.55	0.09	3.02	0.04	0.014	1
0.3	2.5	1.03	0.04	0.30	19.57	0.15	3.01	0.07	0.024	1
0.4	16.5	1.34	0.35	0.40	19.59	0.86	2.94	0.43	0.147	8
0.5	24.3	1.63	0.64	0.50	19.61	1.26	2.78	0.63	0.226	12
0.6	29.3	1.86	0.87	0.60	19.63	1.51	2.63	0.75	0.287	15
0.7	32.1	2.09	1.10	0.70	19.65	1.66	2.45	0.83	0.338	18
0.8	34.9	2.26	1.27	0.81	19.67	1.79	2.33	0.90	0.385	20
0.9	35.9	2.34	1.35	0.91	19.69	1.84	2.26	0.92	0.407	21
1.0	37.3	2.51	1.52	1.01	19.71	1.91	2.12	0.96	0.452	23
1.5	39.6	2.87	1.88	1.51	19.81	2.02	1.79	1.01	0.563	28
2.0	40.1	3.04	2.05	2.01	19.91	2.03	1.63	1.02	0.624	31
2.5	40.2	3.14	2.15	2.52	20.02	2.03	1.53	1.01	0.664	33
3.0	40.4	3.2	2.21	3.02	20.12	2.03	1.47	1.01	0.691	34
3.5	40.3	3.240	2.25	3.52	20.23	2.01	1.42	1.01	0.708	35
4.0	39.8	3.28	2.29	4.03	20.33	1.98	1.37	0.99	0.722	36
4.5	40.1	3.300	2.31	4.53	20.44	1.98	1.35	0.99	0.733	36
5.0	40.5	3.320	2.33	5.04	20.55	1.99	1.33	0.99	0.746	37
6.0	40.1	3.34	2.35	6.04	20.77	1.95	1.30	0.97	0.750	37
7.0	40.7	3.35	2.36	7.05	20.99	1.96	1.29	0.98	0.757	37
8.0	41.5	3.36	2.37	8.06	21.22	1.97	1.29	0.99	0.766	38
9.0	43.0	3.360	2.37	9.06	21.46	2.02	1.30	1.01	0.775	38
10.0	44.3	3.35	2.36	10.07	21.70	2.06	1.33	1.03	0.776	38
11.0	45.7	3.34	2.35	11.08	21.94	2.10	1.35	1.05	0.778	38
12.0	47.1	3.33	2.34	12.09	22.20	2.14	1.37	1.07	0.779	38
13.0	48.7	3.32	2.33	13.09	22.45	2.18	1.40	1.09	0.781	38
14.0	50.4	3.31	2.32	14.10	22.72	2.24	1.43	1.12	0.785	38
15.0	52.3	3.29	2.30	15.11	22.99	2.29	1.46	1.15	0.783	38
16.0	54.4	3.27	2.28	16.11	23.26	2.36	1.51	1.18	0.783	38
17.0	56.3	3.25	2.26	17.12	23.54	2.41	1.54	1.20	0.780	38
18.0	58.0	3.23	2.24	18.13	23.83	2.45	1.58	1.22	0.777	38
19.0	59.8	3.21	2.22	19.14	24.13	2.49	1.61	1.25	0.774	38
20.0	62.3	3.19	2.20	20.14	24.43	2.56	1.65	1.28	0.775	38

PROYECTO	Tesis: Magister en Ingenieria Geotécnica - Gonzalo Corral Jofré
TIPO DE SUELO	Arena de Relave - Tranque El Torito - El Soldado
PROBETA	13
FECHA	9-Apr-06



RESULTADOS FINALES CON $\epsilon = 20\%$			
emax	emin	e	DR
1.212	0.551	0.905	46.49
q	p		
1.22	1.58		

DETERMINACION DE "e"		
Vl	[cc]	20
Vf	[cc]	11
Wrecipiente	[gr]	71.99
Wrecip + Whumedo	[gr]	435.98
Wrecip + Wseco	[gr]	352.63

Wm	[gr]	363.99
Wd	[gr]	280.64
Gs		2.75

Figura A.2

ENSAYE TRIAXIAL TIPO CIU

PROYECTO	Tesis: Magister en Ingeniería Geotécnica - Gonzalo Corral Jofré
TIPO DE SUELO	Arena de Relave - Tranque El Torito - El Soldado
PROBETA	14
FECHA	9-Apr-06

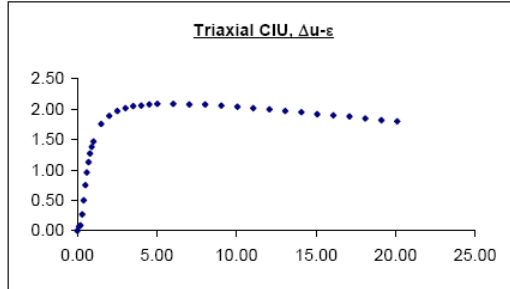
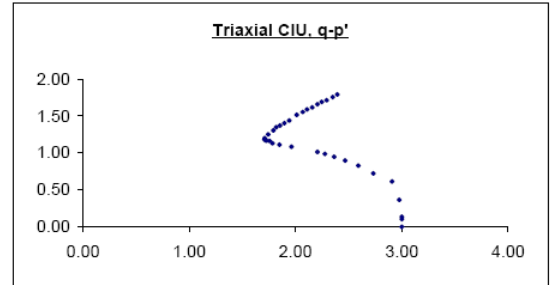
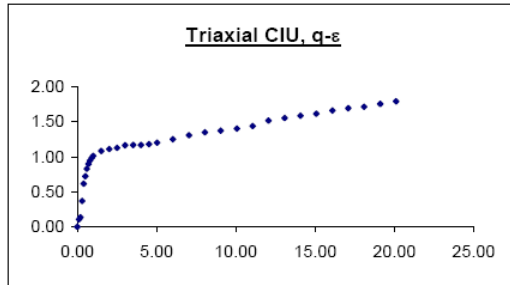
DATOS INICIALES		
Diámetro Superior	[cm]	5.04
Diámetro Medio	[cm]	5.04
Diámetro Inferior	[cm]	5.04
Altura Promedio	[cm]	10.04
Peso Probeta Húmeda	[gr]	307.360
Humedad	[%]	5
Back Pressure	[kg/cm ²]	1
Presión de Cámara Efectiva	[kg/cm ²]	3
Calibración Presión de Poros	[(kgf/cm ²)/Volt]	2.765
Calibración Carga	[kgf/Volt]	509.08
Calibración Def. Vertical	[mm/Volt]	26.645
Velocidad Def. Unitaria	[mm/min]	0.02

CORRECCION POR CONSOLIDACION		
Lect. Consolid. Inicial	[cm ³]	21.00
Lect. Consolid. Final	[cm ³]	15.1
Altura Corregida	[cm]	9.94
Diámetro Corregido	[cm]	4.99
Area Corregida	[cm ²]	19.56
Diámetro Inicial	[cm]	5.04
Area Inicial	[cm ²]	19.95
Volumen Inicial	[cm ³]	200.30
Densidad Húmeda	[gr/cm ³]	1.534
Densidad Seca	[gr/cm ³]	1.461
Densidad Relativa inicial	[%]	50.00

Tabla A.3

LECTURAS ETAPA DE CORTE										
Δl [mm]	P [kg]	u [kg/cm ²]	Δu [kg/cm ²]	ϵ [%]	Ac [cm ²]	$\Delta\sigma$ [kg/cm ²]	p' [kg/cm ²]	q [kg/cm ²]	η q/p'	ϕ [°]
0.0	0.7	1.030	0.00	0.00	19.56	0.00	3.00	0.00	0.000	0
0.1	4.8	1.1	0.07	0.10	19.58	0.21	3.00	0.10	0.035	2
0.2	6.0	1.12	0.09	0.20	19.60	0.27	3.00	0.14	0.045	3
0.3	15.1	1.3	0.27	0.30	19.62	0.73	2.97	0.37	0.123	7
0.4	24.8	1.53	0.50	0.40	19.64	1.23	2.91	0.61	0.211	11
0.5	29.1	1.78	0.75	0.50	19.66	1.44	2.73	0.72	0.264	14
0.6	33.3	1.99	0.96	0.60	19.68	1.66	2.59	0.83	0.319	17
0.7	36.0	2.16	1.13	0.70	19.70	1.79	2.47	0.90	0.363	19
0.8	38.1	2.3	1.27	0.80	19.72	1.90	2.36	0.95	0.401	21
0.9	39.6	2.41	1.38	0.91	19.74	1.97	2.28	0.99	0.433	22
1.0	40.7	2.5	1.47	1.01	19.76	2.02	2.20	1.01	0.459	23
1.5	43.7	2.79	1.76	1.51	19.86	2.16	1.96	1.08	0.552	28
2.0	45.0	2.92	1.89	2.01	19.97	2.22	1.85	1.11	0.600	30
2.5	46.0	3	1.97	2.51	20.07	2.26	1.78	1.13	0.633	32
3.0	47.6	3.05	2.02	3.02	20.17	2.32	1.75	1.16	0.662	33
3.5	48.0	3.080	2.05	3.52	20.28	2.33	1.73	1.17	0.675	33
4.0	48.4	3.09	2.06	4.02	20.38	2.34	1.72	1.17	0.680	34
4.5	49.1	3.110	2.08	4.53	20.49	2.36	1.71	1.18	0.692	34
5.0	50.1	3.120	2.09	5.03	20.60	2.40	1.71	1.20	0.701	35
6.0	52.7	3.12	2.09	6.03	20.82	2.50	1.74	1.25	0.717	35
7.0	55.7	3.11	2.08	7.04	21.05	2.61	1.79	1.31	0.730	36
8.0	58.1	3.11	2.08	8.05	21.28	2.70	1.82	1.35	0.741	36
9.0	59.7	3.090	2.06	9.05	21.51	2.74	1.85	1.37	0.740	36
10.0	61.7	3.07	2.04	10.06	21.75	2.80	1.89	1.40	0.740	36
11.0	64.0	3.05	2.02	11.06	22.00	2.88	1.94	1.44	0.742	37
12.0	68.1	3.03	2.00	12.07	22.25	3.03	2.01	1.51	0.754	37
13.0	70.7	3	1.97	13.08	22.51	3.11	2.07	1.56	0.752	37
14.0	73.0	2.98	1.95	14.08	22.77	3.18	2.11	1.59	0.753	37
15.0	75.2	2.95	1.92	15.09	23.04	3.23	2.16	1.62	0.749	37
16.0	78.1	2.93	1.90	16.09	23.32	3.32	2.21	1.66	0.752	37
17.0	80.5	2.91	1.88	17.10	23.60	3.38	2.25	1.69	0.752	37
18.0	82.5	2.88	1.85	18.10	23.89	3.42	2.29	1.71	0.747	37
19.0	85.6	2.85	1.82	19.11	24.19	3.51	2.35	1.76	0.747	37
20.0	88.4	2.83	1.80	20.12	24.49	3.58	2.39	1.79	0.748	37

PROYECTO	Tesis: Magister en Ingenieria Geotécnica - Gonzalo Corral Jofré
TIPO DE SUELO	Arena de Relave - Tranque El Torito - El Soldado
PROBETA	14
FECHA	9-Apr-06



RESULTADOS FINALES CON $\epsilon = 20\%$			
e_{max}	e_{min}	e	DR
1.212	0.551	0.830	57.84
q	p		
1.71	2.29		

DETERMINACION DE "e"		
V_i	[cc]	20
V_f	[cc]	12
$W_{recipiente}$	[gr]	71.8
$W_{recip} + W_{humedo}$	[gr]	433.33
$W_{recip} + W_{seco}$	[gr]	355.67

W_m	[gr]	361.53
W_d	[gr]	283.87
G_s		2.75

Figura A.3

ENSAYE TRIAXIAL TIPO CIU

PROYECTO	Tesis: Magister en Ingeniería Geotécnica - Gonzalo Corral Jofré
TIPO DE SUELO	Arena de Relave - Tranque El Torito - El Soldado
PROBETA	15
FECHA	10-Apr-06

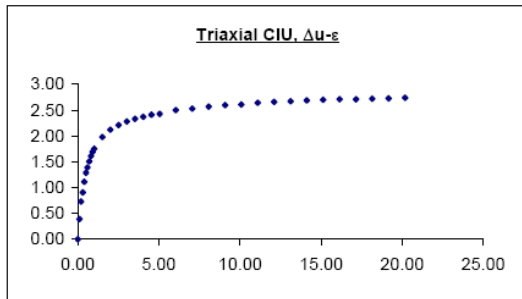
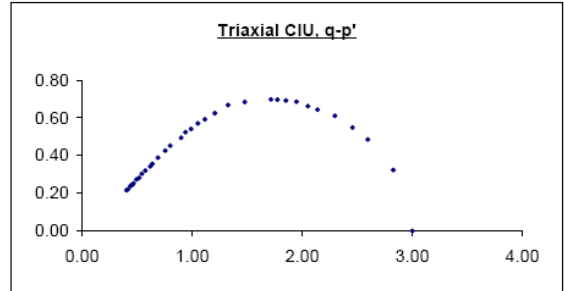
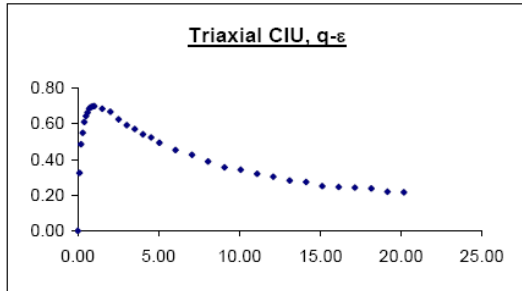
DATOS INICIALES	
Diámetro Superior	[cm] 5.04
Diámetro Medio	[cm] 5.04
Diámetro Inferior	[cm] 5.04
Altura Promedio	[cm] 10.04
Peso Probeta Húmeda	[gr] 287.180
Humedad	[%] 5
Back Pressure	[kg/cm ²] 1
Presión de Cámara Efectiva	[kg/cm ²] 3
Calibración Presión de Poros	[(kgf/cm ²)/Volt] 2.765
Calibración Carga	[kgf/Volt] 509.08
Calibración Def. Vertical	[mm/Volt] 26.645
Velocidad Def. Unitaria	[mm/min] 0.02

CORRECCION POR CONSOLIDACION	
Lect. Consolid. Inicial	[cm ³] 20.00
Lect. Consolid. Final	[cm ³] 12.1
Altura Corregida	[cm] 9.91
Diámetro Corregido	[cm] 4.97
Area Corregida	[cm ²] 19.44
Diámetro Inicial	[cm] 5.04
Area Inicial	[cm ²] 19.95
Volumen Inicial	[cm ³] 200.30
Densidad Húmeda	[gr/cm ³] 1.434
Densidad Seca	[gr/cm ³] 1.365
Densidad Relativa inicial	[%] 30.00

Tabla A.4

LECTURAS ETAPA DE CORTE										
Δl [mm]	p [kg]	u [kg/cm ²]	Δu [kg/cm ²]	ϵ [%]	A_c [cm ²]	$\Delta\sigma$ [kg/cm ²]	p' [kg/cm ²]	q [kg/cm ²]	η q/p'	ϕ [°]
0.0	0.4	0.000	0.00	0.00	19.44	0.00	3.00	0.00	0.000	0
0.1	13.0	0.39	0.39	0.10	19.46	0.65	2.83	0.32	0.115	6
0.2	19.3	0.73	0.73	0.20	19.48	0.97	2.59	0.49	0.187	10
0.3	21.8	0.91	0.91	0.30	19.49	1.10	2.46	0.55	0.223	12
0.4	24.2	1.11	1.11	0.40	19.51	1.22	2.30	0.61	0.266	14
0.5	25.5	1.29	1.29	0.50	19.53	1.28	2.14	0.64	0.300	16
0.6	26.3	1.39	1.39	0.61	19.55	1.32	2.05	0.66	0.323	17
0.7	27.2	1.51	1.51	0.71	19.57	1.37	1.95	0.68	0.352	18
0.8	27.5	1.61	1.61	0.81	19.59	1.38	1.85	0.69	0.374	19
0.9	27.7	1.69	1.69	0.91	19.61	1.39	1.77	0.70	0.392	20
1.0	27.8	1.75	1.75	1.01	19.63	1.40	1.72	0.70	0.407	21
1.5	27.4	1.98	1.98	1.51	19.73	1.37	1.48	0.68	0.463	24
2.0	26.9	2.12	2.12	2.02	19.84	1.34	1.33	0.67	0.504	26
2.5	25.3	2.21	2.21	2.52	19.94	1.25	1.21	0.62	0.518	26
3.0	24.1	2.28	2.28	3.03	20.04	1.18	1.11	0.59	0.531	27
3.5	23.4	2.330	2.33	3.53	20.15	1.14	1.05	0.57	0.543	27
4.0	22.3	2.37	2.37	4.04	20.25	1.08	0.99	0.54	0.546	28
4.5	21.7	2.410	2.41	4.54	20.36	1.05	0.94	0.52	0.557	28
5.0	20.6	2.430	2.43	5.05	20.47	0.99	0.90	0.49	0.549	28
6.0	19.1	2.5	2.50	6.05	20.69	0.90	0.80	0.45	0.564	28
7.0	18.2	2.53	2.53	7.06	20.91	0.85	0.75	0.43	0.565	28
8.0	16.8	2.57	2.57	8.07	21.14	0.78	0.69	0.39	0.563	28
9.0	15.6	2.600	2.60	9.08	21.38	0.71	0.64	0.36	0.558	28
10.0	15.2	2.61	2.61	10.09	21.62	0.68	0.62	0.34	0.554	28
11.0	14.4	2.64	2.64	11.10	21.86	0.64	0.57	0.32	0.558	28
12.0	13.8	2.66	2.66	12.11	22.11	0.61	0.54	0.30	0.559	28
13.0	13.0	2.67	2.67	13.12	22.37	0.56	0.52	0.28	0.544	27
14.0	12.8	2.69	2.69	14.13	22.63	0.55	0.49	0.27	0.556	28
15.0	11.9	2.7	2.70	15.14	22.90	0.50	0.47	0.25	0.537	27
16.0	11.8	2.71	2.71	16.15	23.18	0.49	0.45	0.25	0.542	27
17.0	11.8	2.71	2.71	17.15	23.46	0.49	0.45	0.24	0.538	27
18.0	11.7	2.72	2.72	18.16	23.75	0.48	0.44	0.24	0.542	27
19.0	11.0	2.73	2.73	19.17	24.05	0.44	0.42	0.22	0.529	27
20.0	10.9	2.74	2.74	20.18	24.35	0.43	0.40	0.22	0.534	27

PROYECTO	Tesis: Magister en Ingeniería Geotécnica - Gonzalo Corral Jofré
TIPO DE SUELO	Arena de Relave - Tranque El Torito - El Soldado
PROBETA	15
FECHA	10-Apr-06



RESULTADOS FINALES CON $\varepsilon = 20\%$			
emax	emin	e	DR
1.212	0.551	0.964	37.55
q	p		
0.24	0.44		

DETERMINACION DE "e"		
V _i	[cc]	20
V _f	[cc]	8
Wrecipiente	[gr]	71.36
Wrecip + Whumedo	[gr]	443.34
Wrecip + Wseco	[gr]	355.67

W _m	[gr]	371.98
W _d	[gr]	284.31
G _s		2.75

Figura A.4

ENSAYE TRIAXIAL TIPO CIU

PROYECTO	Tesis: Magister en Ingeniería Geotécnica - Gonzalo Corral Jofré
TIPO DE SUELO	Arena de Relave - Tranque El Torito - El Soldado
PROBETA	16
FECHA	10-Apr-06

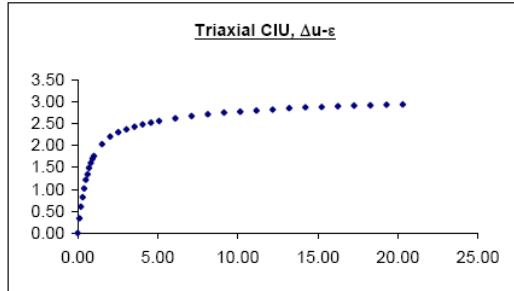
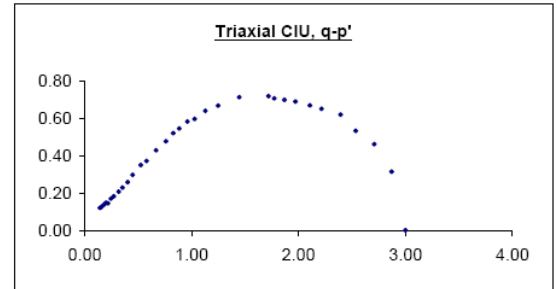
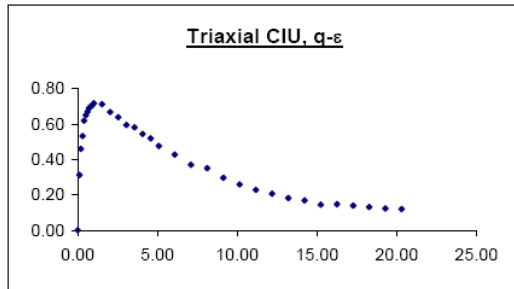
DATOS INICIALES		
Diámetro Superior	[cm]	5.04
Diámetro Medio	[cm]	5.04
Diámetro Inferior	[cm]	5.04
Altura Promedio	[cm]	10.04
Peso Probeta Húmeda	[gr]	278.050
Humedad	[%]	6
Back Pressure	[kg/cm ²]	1
Presión de Cámara Efectiva	[kg/cm ²]	3
Calibración Presión de Poros	[(kgf/cm ²)/Volt]	2.765
Calibración Carga	[kgf/Volt]	509.08
Calibración Def. Vertical	[mm/Volt]	26.645
Velocidad Def. Unitaria	[mm/min]	0.02

CORRECCION POR CONSOLIDACION		
Lect. Consolid. Inicial	[cm ³]	20.00
Lect. Consolid. Final	[cm ³]	8
Altura Corregida	[cm]	9.84
Diámetro Corregido	[cm]	4.94
Área Corregida	[cm ²]	19.18
Diámetro Inicial	[cm]	5.04
Área Inicial	[cm ²]	19.95
Volumen Inicial	[cm ³]	200.30
Densidad Húmeda	[gr/cm ³]	1.388
Densidad Seca	[gr/cm ³]	1.322
Densidad Relativa Inicial	[%]	20.00

Tabla A.5

LECTURAS ETAPA DE CORTE											
Δl [mm]	P [kg]	u [kg/cm ²]	Δu [kg/cm ²]	ϵ [%]	Ac [cm ²]	$\Delta\sigma$ [kg/cm ²]	p' [kg/cm ²]	q [kg/cm ²]	η q/p'	ϕ [°]	
0.0	-0.5	0.000	0.00	0.00	19.18	0.00	3.00	0.00	0.000	0	
0.1	11.6	0.34	0.34	0.10	19.20	0.63	2.87	0.31	0.109	6	
0.2	17.2	0.6	0.60	0.20	19.22	0.92	2.71	0.46	0.170	9	
0.3	20.0	0.82	0.82	0.30	19.24	1.07	2.54	0.53	0.210	11	
0.4	23.4	1.02	1.02	0.41	19.26	1.24	2.39	0.62	0.259	14	
0.5	24.6	1.22	1.22	0.51	19.27	1.30	2.21	0.65	0.294	16	
0.6	25.4	1.34	1.34	0.61	19.29	1.34	2.11	0.67	0.318	17	
0.7	26.2	1.49	1.49	0.71	19.31	1.38	1.97	0.69	0.350	18	
0.8	26.6	1.6	1.60	0.81	19.33	1.40	1.87	0.70	0.375	19	
0.9	26.9	1.7	1.70	0.91	19.35	1.41	1.77	0.71	0.399	21	
1.0	27.4	1.76	1.76	1.02	19.37	1.44	1.72	0.72	0.418	22	
1.5	27.3	2.03	2.03	1.52	19.47	1.42	1.44	0.71	0.493	25	
2.0	25.7	2.2	2.20	2.03	19.57	1.34	1.25	0.67	0.536	27	
2.5	24.7	2.3	2.30	2.54	19.68	1.28	1.13	0.64	0.568	29	
3.0	23.1	2.37	2.37	3.05	19.78	1.19	1.03	0.60	0.580	29	
3.5	22.7	2.430	2.43	3.56	19.88	1.17	0.96	0.58	0.608	30	
4.0	21.3	2.48	2.48	4.06	19.99	1.09	0.88	0.54	0.617	31	
4.5	20.4	2.520	2.52	4.57	20.10	1.04	0.83	0.52	0.629	31	
5.0	18.8	2.560	2.56	5.08	20.20	0.96	0.76	0.48	0.630	31	
6.0	17.0	2.62	2.62	6.10	20.42	0.86	0.67	0.43	0.644	32	
7.0	14.8	2.67	2.67	7.11	20.64	0.74	0.58	0.37	0.643	32	
8.0	14.1	2.71	2.71	8.13	20.87	0.70	0.52	0.35	0.669	33	
9.0	12.1	2.750	2.75	9.14	21.11	0.59	0.45	0.30	0.663	33	
10.0	10.6	2.77	2.77	10.16	21.35	0.52	0.40	0.26	0.643	32	
11.0	9.4	2.8	2.80	11.17	21.59	0.46	0.35	0.23	0.648	32	
12.0	8.6	2.82	2.82	12.19	21.84	0.41	0.32	0.21	0.651	32	
13.0	7.6	2.85	2.85	13.21	22.09	0.36	0.27	0.18	0.671	33	
14.0	7.1	2.87	2.87	14.22	22.36	0.34	0.24	0.17	0.697	34	
15.0	6.1	2.88	2.88	15.24	22.62	0.29	0.22	0.15	0.669	33	
16.0	6.3	2.9	2.90	16.25	22.90	0.30	0.20	0.15	0.744	37	
17.0	6.0	2.91	2.91	17.27	23.18	0.28	0.18	0.14	0.762	37	
18.0	5.7	2.92	2.92	18.29	23.47	0.26	0.17	0.13	0.784	38	
19.0	5.4	2.93	2.93	19.30	23.76	0.25	0.15	0.12	0.811	40	
20.0	5.3	2.94	2.94	20.32	24.07	0.24	0.14	0.12	0.857	42	

PROYECTO	Tesis: Magister en Ingenieria Geotécnica - Gonzalo Corral Jofré
TIPO DE SUELO	Arena de Relave - Tranque El Torito - El Soldado
PROBETA	16
FECHA	10-Apr-06



RESULTADOS FINALES CON $\epsilon = 20\%$			
emax	emin	e	DR
1.212	0.551	1.027	27.98
q	p		
0.13	0.17		

DETERMINACION DE "e"		
V _i	[cc]	20
V _f	[cc]	5
V _{recipiente}	[gr]	72.33
W _{recip + Whumedo}	[gr]	440.97
W _{recip + Wseco}	[gr]	351.63

W _m	[gr]	368.64
W _d	[gr]	279.3
G _s		2.75

Figura A.5

ANEXO B: Ensayos Triaxiales Cíclicos No- Drenados

Cyclic Test	τ_{test}	ENSAYOS		TRIAXIALES		N10%def
	[kg/cm2]	σ_c [kg/cm2]	D _r final [%] +- 1	CRR	N 5%def	
15	0	1.0	45	0.22	4.5	4.5
17	0	1.0	45	0.2	12.75	13
30	0	1.0	45	0.24	1.725	1.9
32	0	1.0	75	0.47	13.25	14.5
33	0	1.0	75	0.43	30	30.5
47	0	1.0	45	0.156	114	114
48	0	1.0	75	0.6	2.6	2.6
49	0	1.0	75	0.45	20	23
53	0.4	1.0	45	0.3	30.25	34.3
54	0.4	1.0	45	0.25	167.75	205.5
55	0.4	1.0	45	0.4	4.25	5.05
56	0.4	1.0	45	0.35	10.25	11.25
64	0.2	1.0	45	0.2	52.25	53.2
70	0.6	1.0	45	0.2	4.85	4.975
74	0.6	1.0	45	0.165	38.225	44.25
77	-0.2	1.0	45	0.159	7	10.5
79	-0.2	1.0	45	0.2	0.85	0.7
80	-0.2	1.0	45	0.18	2.775	2.81
83	0.2	1.0	45	0.26	2.3	2.35
86	0.2	1.0	45	0.24	5.1	5.15
88	0.2	1.0	75	0.55	5.7	7.5
89	0.2	1.0	75	0.5	28.75	30.75
90	0.4	1.0	75	0.6	12.85	14.7
91	0.4	1.0	75	0.65	8.7	9.65
92	0.6	1.0	75	0.65	15.75	16.75
93	0.2	1.0	75	0.65	2.6	3.5
94	0.4	1.0	75	0.7	4.75	5.75
95	0.6	1.0	75	0.8	4.7	4.9
96	-0.2	1.0	75	0.45	6.75	8.7
97	-0.4	1.0	75	0.45	10.65	11.7
98	-0.2	1.0	75	0.55	1.75	2.7
99	-0.4	1.0	75	0.55	2.7	3.675
104	0.1	1.0	45	0.21	12.7	12.75
106	0.1	1.0	45	0.23	5.75	5.8

FIGURA B.1: ENSAYO TRIAXIAL CÍCLICO

PROYECTO:	Tesis Magíster Gonzalo Corral Jofré		ENSAYO :	15
MUESTRA:	Arena de Relave-Tranque El Torito:18%CF			
<u>Datos:</u>	$\sigma'_o = 1.00 \text{ kg/cm}^2$	$DR_i = 40\%$	$DR_f = 45 \pm 1\%$	
	$CRR = 0.22$	$N(5\%) = 4.5$	$q_{est} = 0.0 \text{ Kg/cm}^2$	

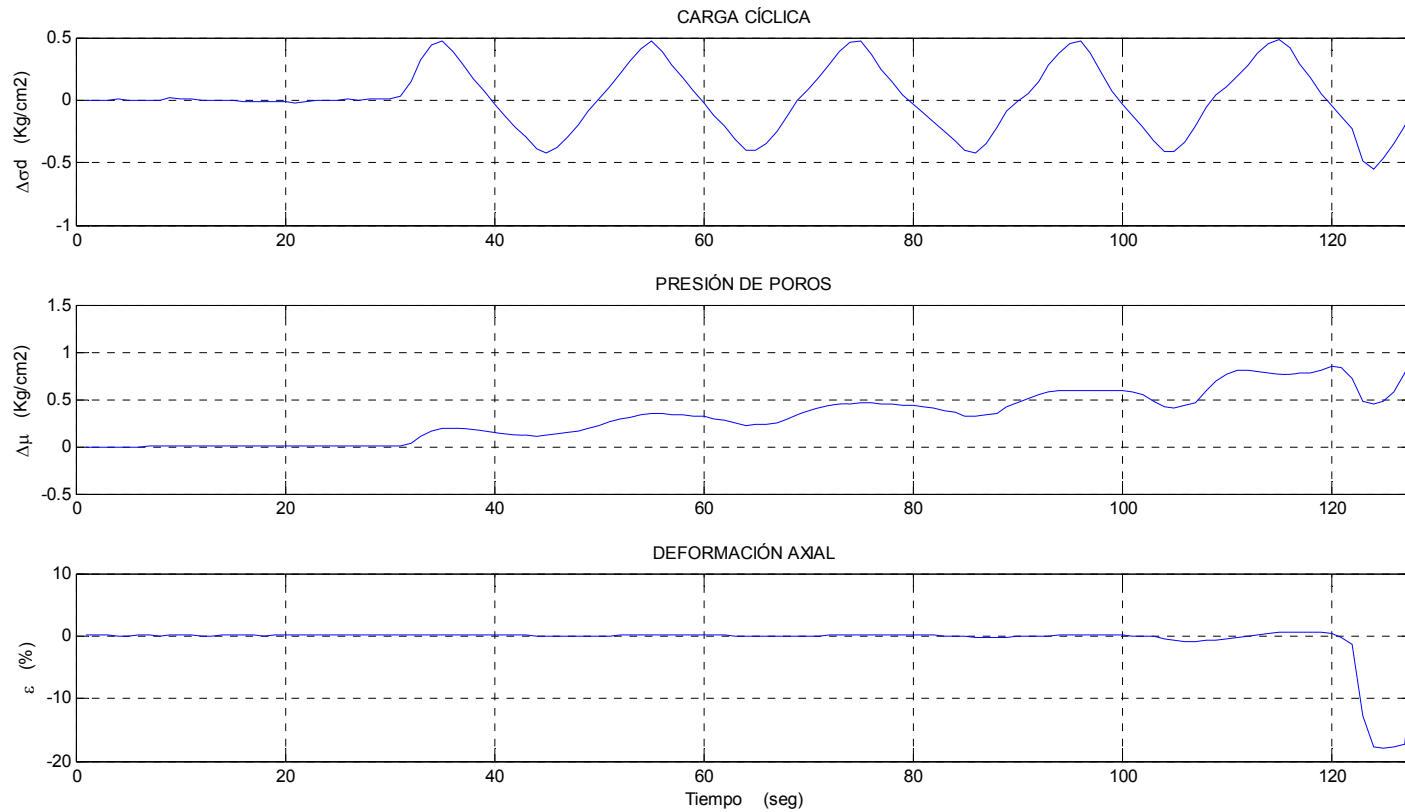


FIGURA B.2: ENSAYO TRIAXIAL CÍCLICO

PROYECTO:	Tesis Magíster Gonzalo Corral Jofré			ENSAYO :	17
MUESTRA:	Arena de Relave-Tranque El Torito:18%CF				
Datos:	$\sigma'_o = 1.00 \text{ kg/cm}^2$	$DR_i = 40\%$	$DR_f = 45 \pm 1\%$		
	$CRR = 0.20$	$N(5\%) = 12.75$	$q_{est} = 0.0 \text{ Kg/cm}^2$		

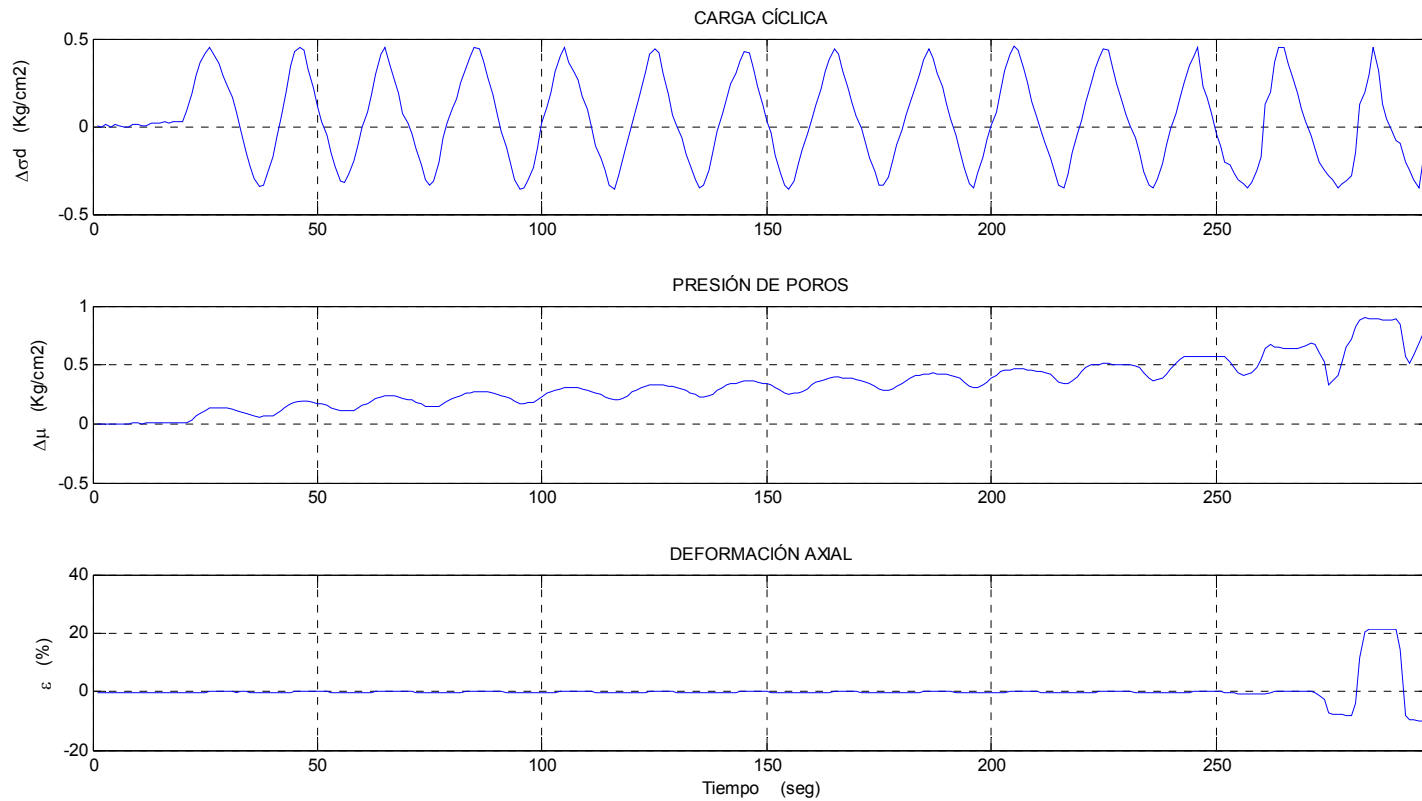


FIGURA B.3: ENSAYO TRIAXIAL CÍCLICO

PROYECTO:	Tesis Magíster Gonzalo Corral Jofré			ENSAYO :	30
MUESTRA:	Arena de Relave-Tranque El Torito:18%CF				
Datos:	$\sigma'_o = 1.00 \text{ kg/cm}^2$	$DR_i = 40\%$	$DR_f = 45 \pm 1\%$		
	$CRR = 0.24$	$N(5\%) = 1.75$	$q_{est} = 0.0 \text{ Kg/cm}^2$		

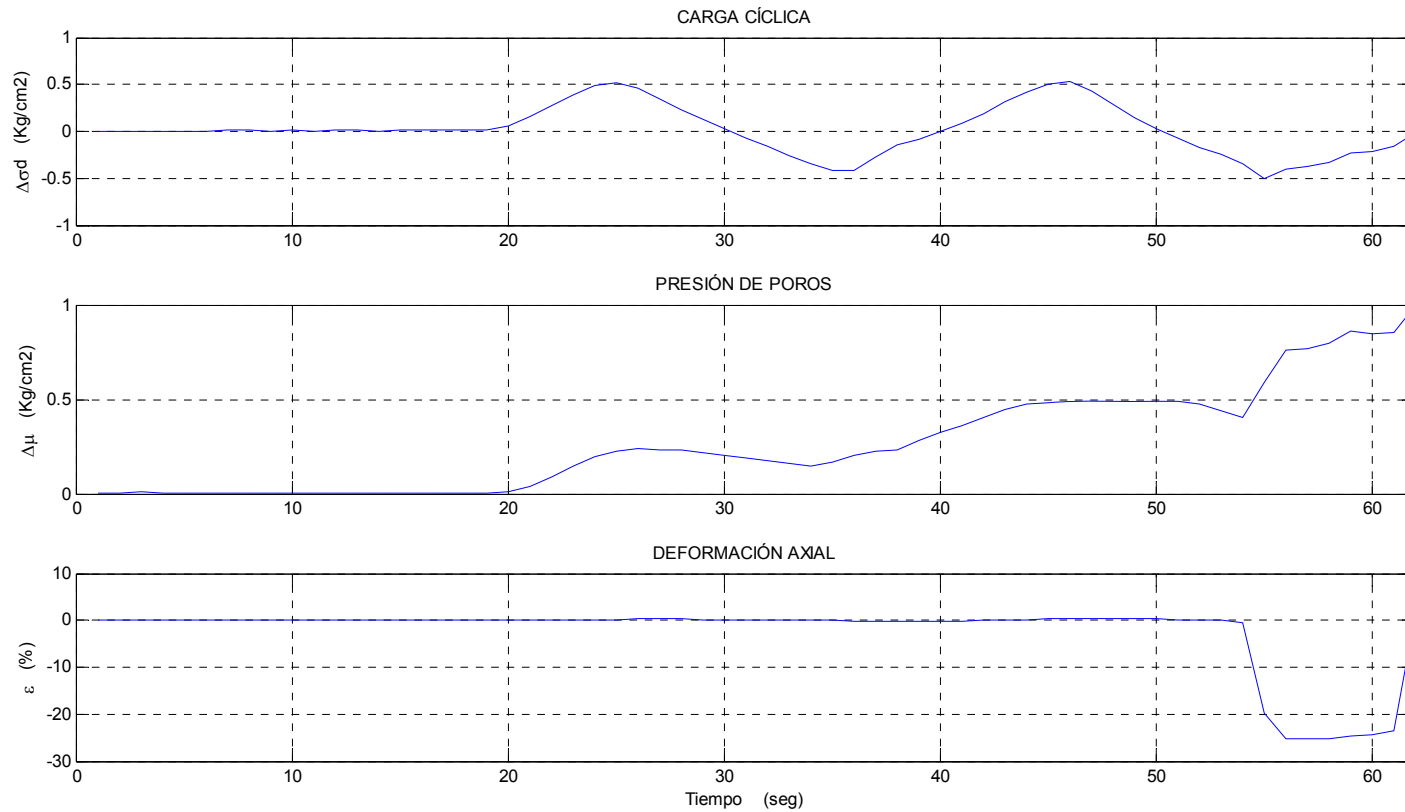


FIGURA B.4: ENSAYO TRIAXIAL CÍCLICO

PROYECTO:	Tesis Magíster Gonzalo Corral Jofré		ENSAYO :	47
MUESTRA:	Arena de Relave-Tranque El Torito:18%CF			
Datos:	$\sigma'_o = 1.00 \text{ kg/cm}^2$	$DR_i = 40\%$	$DR_f = 45 \pm 1\%$	
	$CRR = 0.156$	$N(5\%) = 114$	$q_{est} = 0.0 \text{ Kg/cm}^2$	

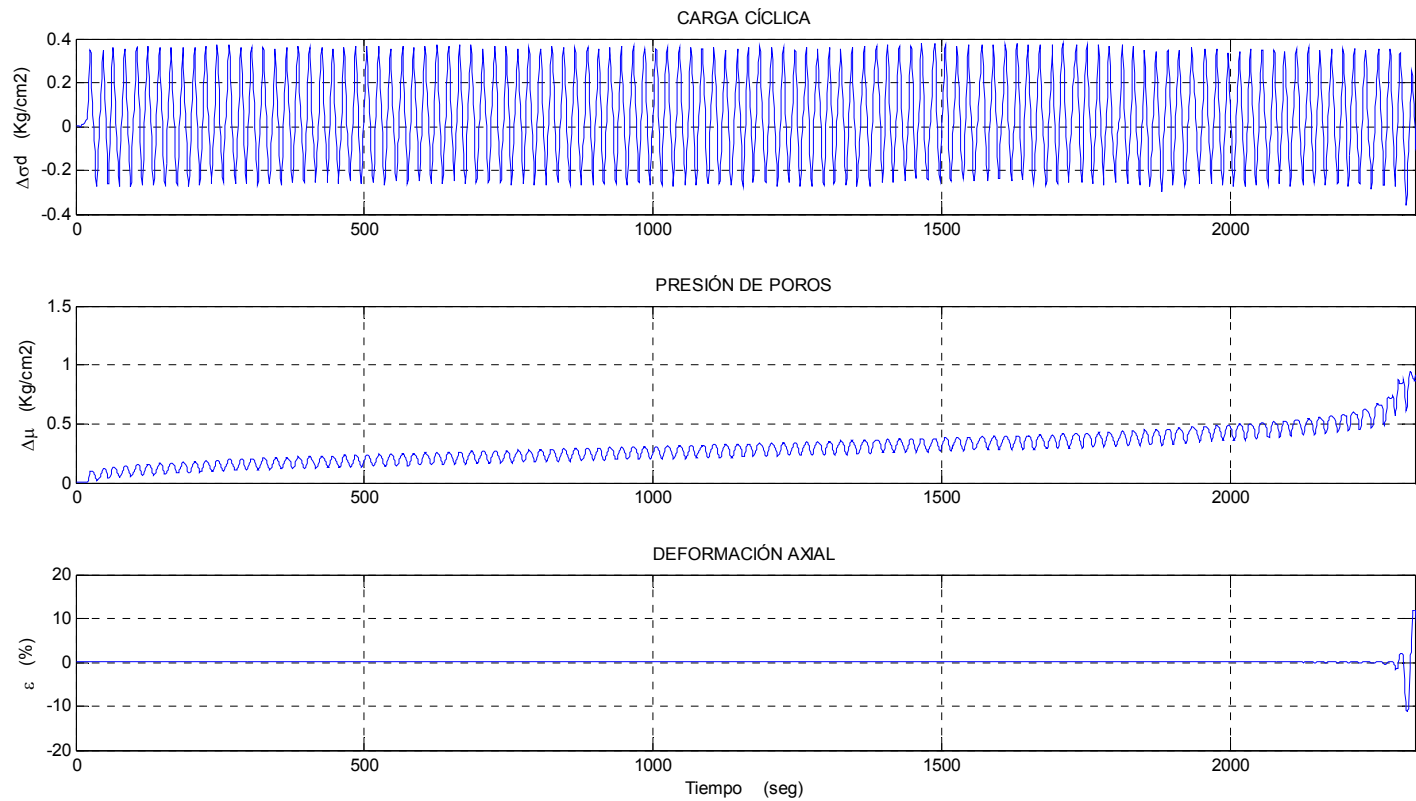


FIGURA B.5: ENSAYO TRIAXIAL CÍCLICO

PROYECTO:	Tesis Magíster Gonzalo Corral Jofré			ENSAYO :	104
MUESTRA:	Arena de Relave-Tranque El Torito:18%CF				
Datos:	$\sigma'_o = 1.00 \text{ kg/cm}^2$	$DR_i = 40\%$	$DR_f = 45 \pm 1\%$		
	$CRR = 0.21$	$N(5\%) = 12.7$	$q_{est} = 0.1 \text{ Kg/cm}^2$		

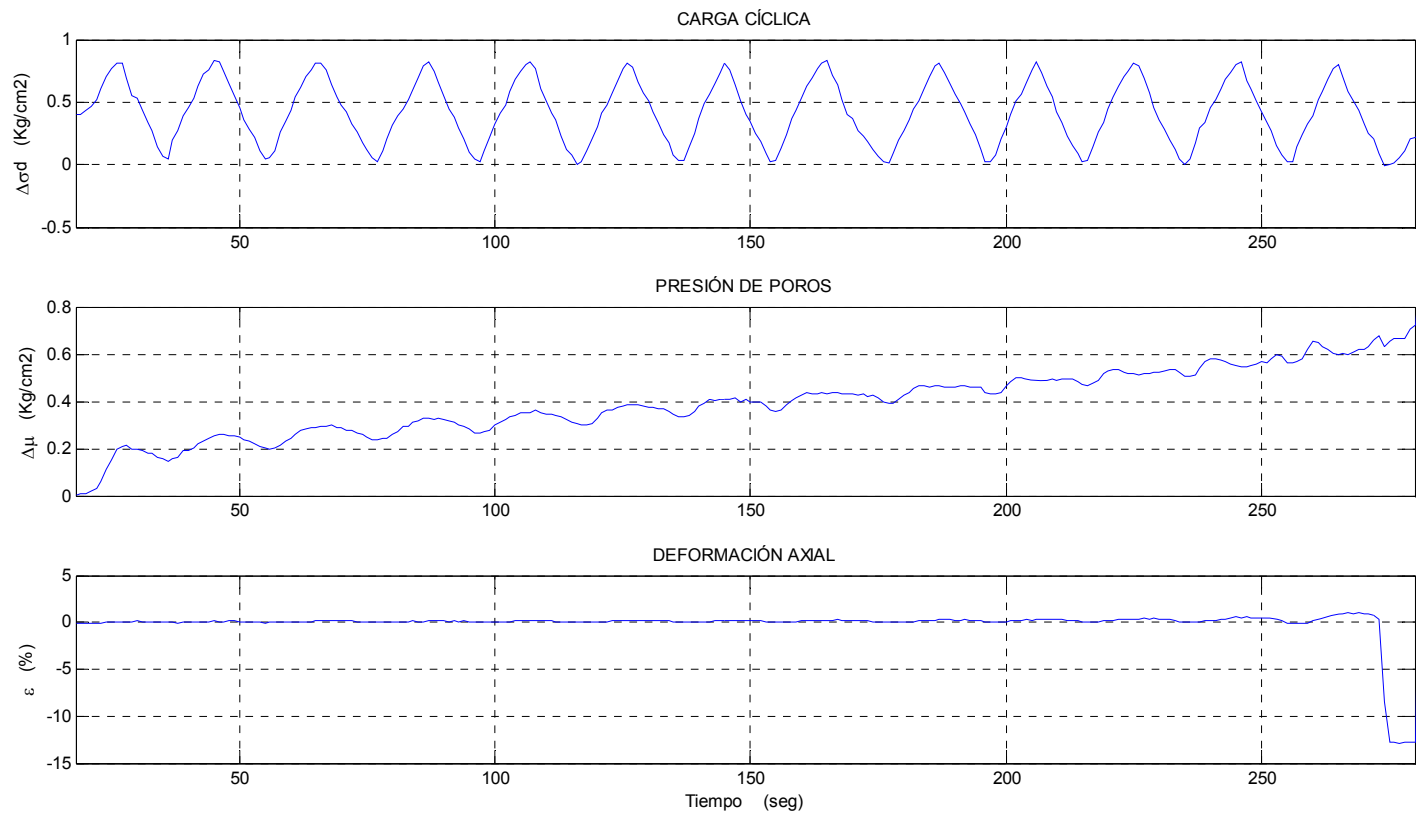


FIGURA B.6: ENSAYO TRIAXIAL CÍCLICO

PROYECTO:	Tesis Magíster Gonzalo Corral Jofré			ENSAYO :	106
MUESTRA:	Arena de Relave-Tranque El Torito:18%CF				
Datos:	$\sigma'_o = 1.00 \text{ kg/cm}^2$	$DR_i = 40\%$	$DR_f = 45 \pm 1\%$		
	CRR = 0.23	$N(5\%) = 5.75$	$q_{est} = 0.1 \text{ Kg/cm}^2$		

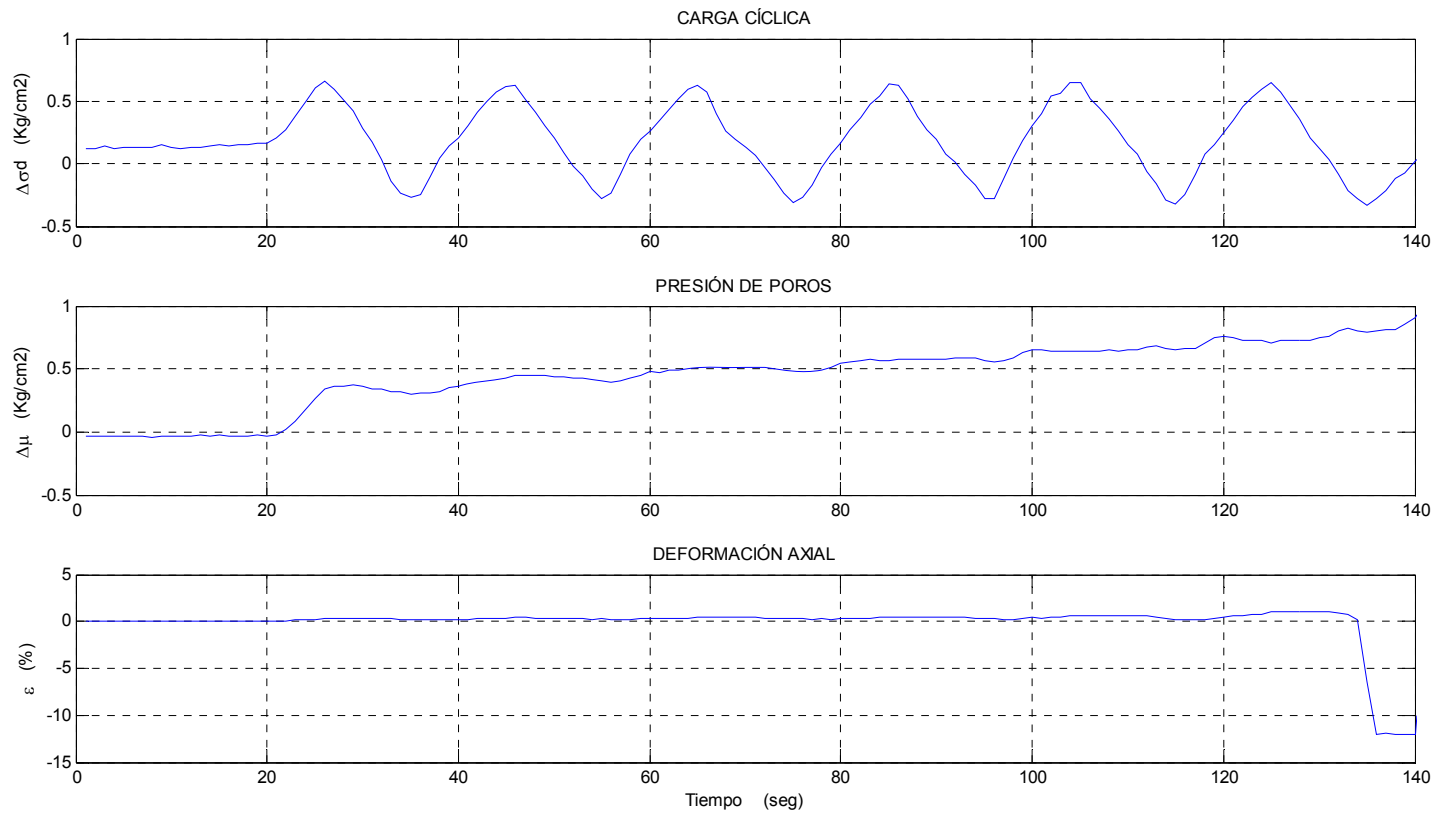


FIGURA B.7: ENSAYO TRIAXIAL CÍCLICO

PROYECTO:	Tesis Magíster Gonzalo Corral Jofré			ENSAYO :	64
MUESTRA:	Arena de Relave-Tranque El Torito:18%CF				
Datos:	$\sigma'_o = 1.00 \text{ kg/cm}^2$	$DR_i = 40\%$	$DR_f = 45 \pm 1\%$		
	$CRR = 0.20$	$N(5\%) = 52.25$	$q_{est} = 0.2 \text{ Kg/cm}^2$		

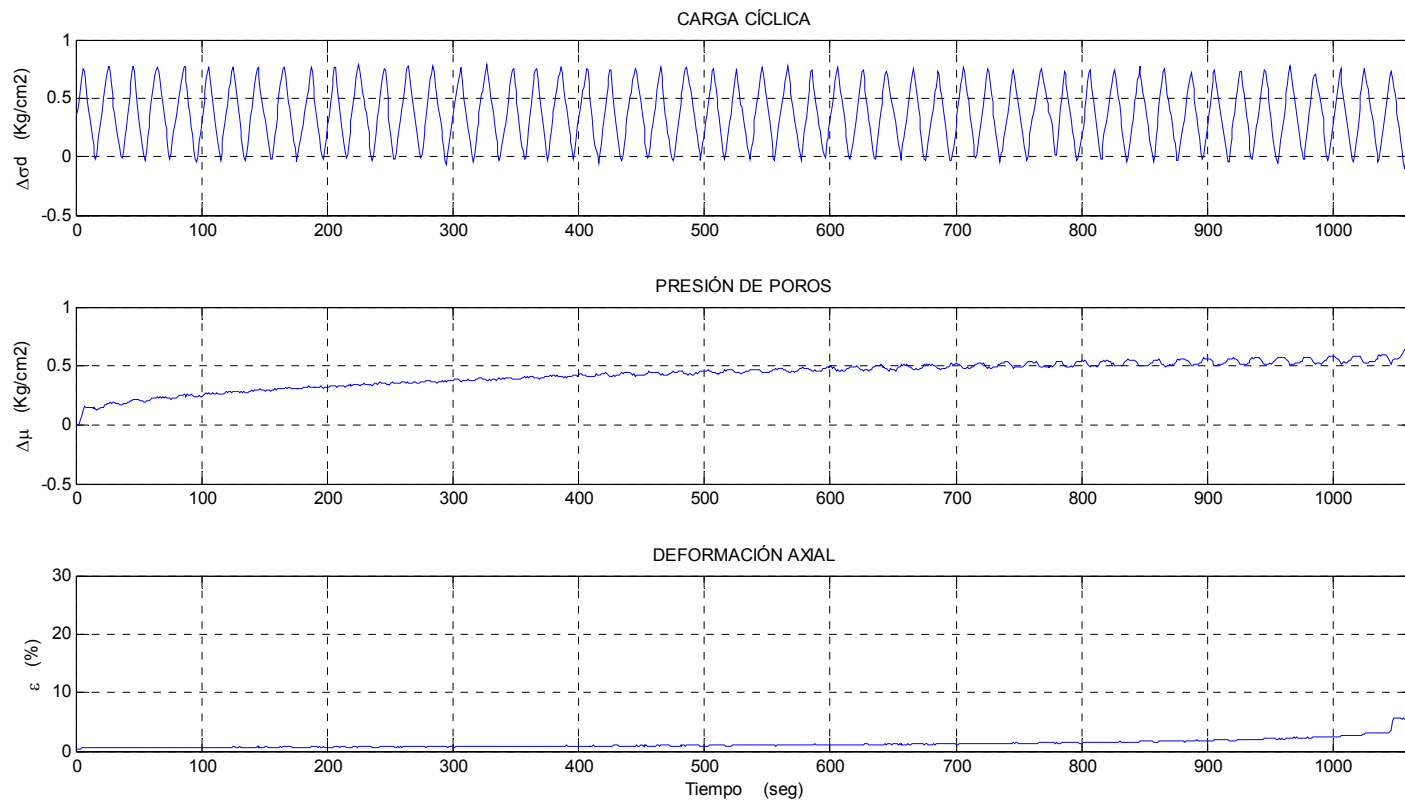


FIGURA B.8: ENSAYO TRIAXIAL CÍCLICO

PROYECTO:	Tesis Magíster Gonzalo Corral Jofré			ENSAYO :	83
MUESTRA:	Arena de Relave-Tranque El Torito:18%CF				
Datos:	$\sigma'_o = 1.00 \text{ kg/cm}^2$	$DR_i = 40\%$	$DR_f = 45 \pm 1\%$		
	$CRR = 0.26$	$N(5\%) = 2.3$	$q_{est} = 0.2 \text{ Kg/cm}^2$		

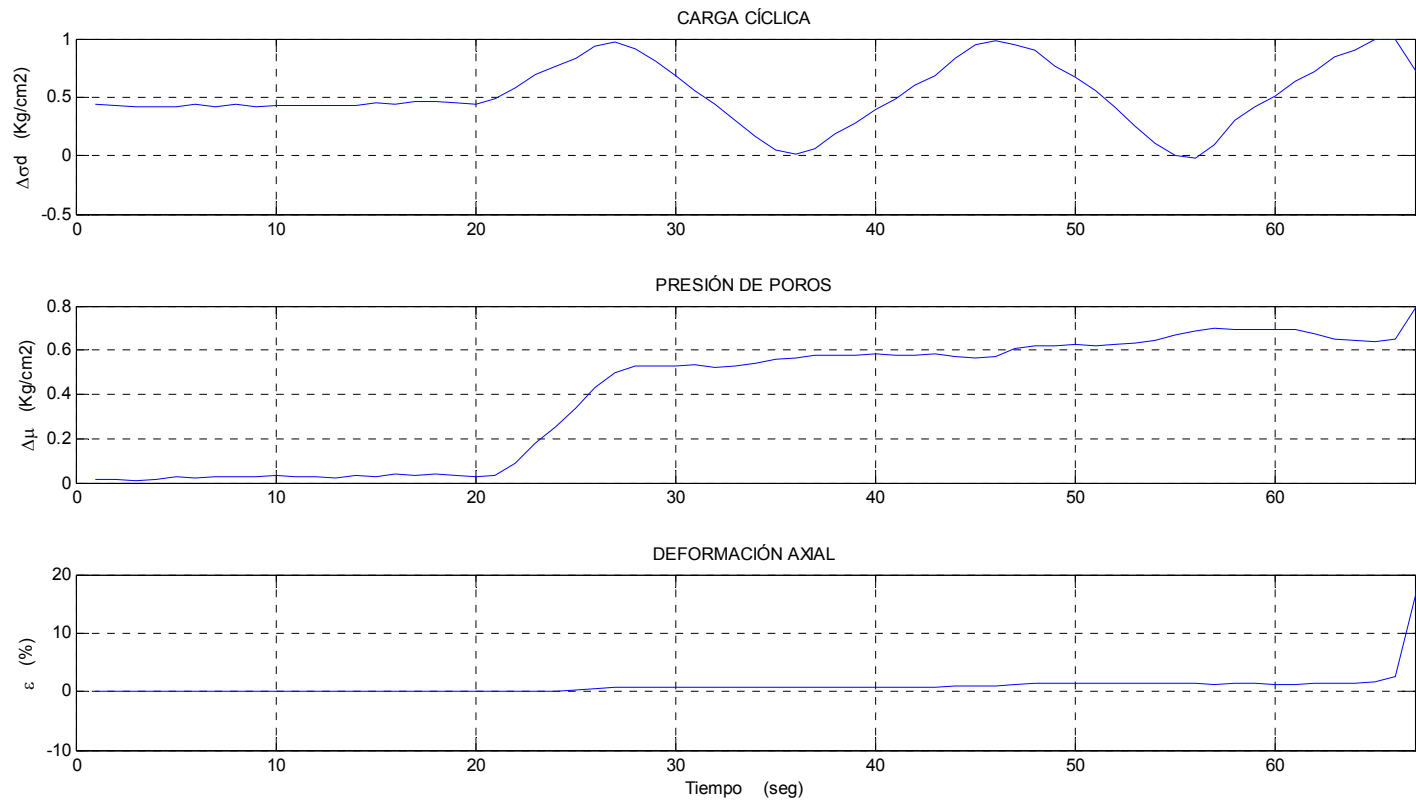


FIGURA B.9: ENSAYO TRIAXIAL CÍCLICO

PROYECTO:	Tesis Magíster Gonzalo Corral Jofré			ENSAYO :	86
MUESTRA:	Arena de Relave-Tranque El Torito:18%CF				
Datos:	$\sigma'_o = 1.00 \text{ kg/cm}^2$	$DR_i = 40\%$	$DR_f = 45 \pm 1\%$		
	$CRR = 0.24$	$N(5\%) = 5.1$	$q_{est} = 0.2 \text{ Kg/cm}^2$		

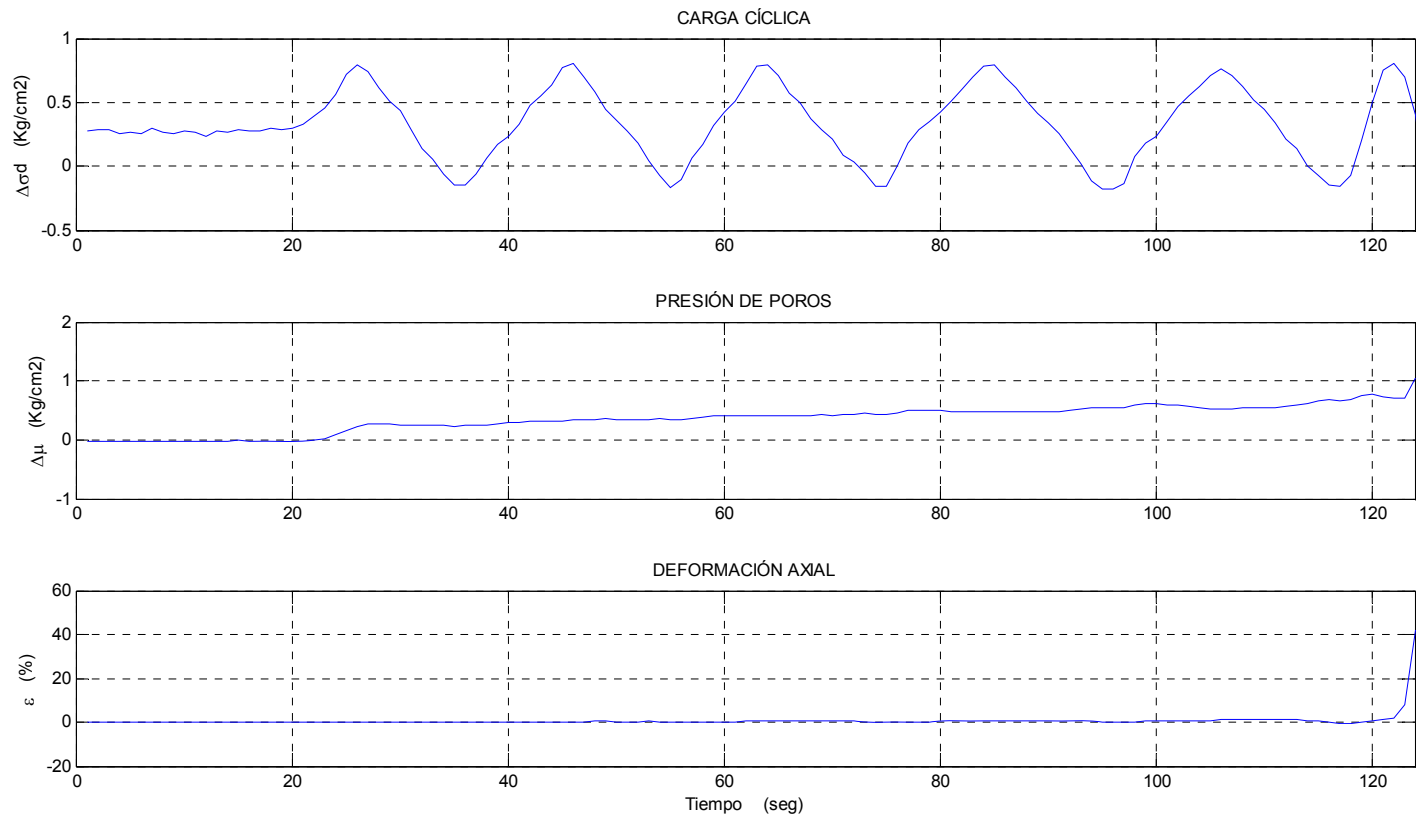


FIGURA B.10: ENSAYO TRIAXIAL CÍCLICO

PROYECTO:	Tesis Magíster Gonzalo Corral Jofré			ENSAYO :	53
MUESTRA:	Arena de Relave-Tranque El Torito:18%CF				
<u>Datos:</u>	σ'_o = 1.00 kg/cm ²	DR_i = 40%	DR_f = 45 ± 1%		
	CRR = 0.30	$N(5\%)$ = 30.25	q_{est} = 0.4 Kg/cm ²		

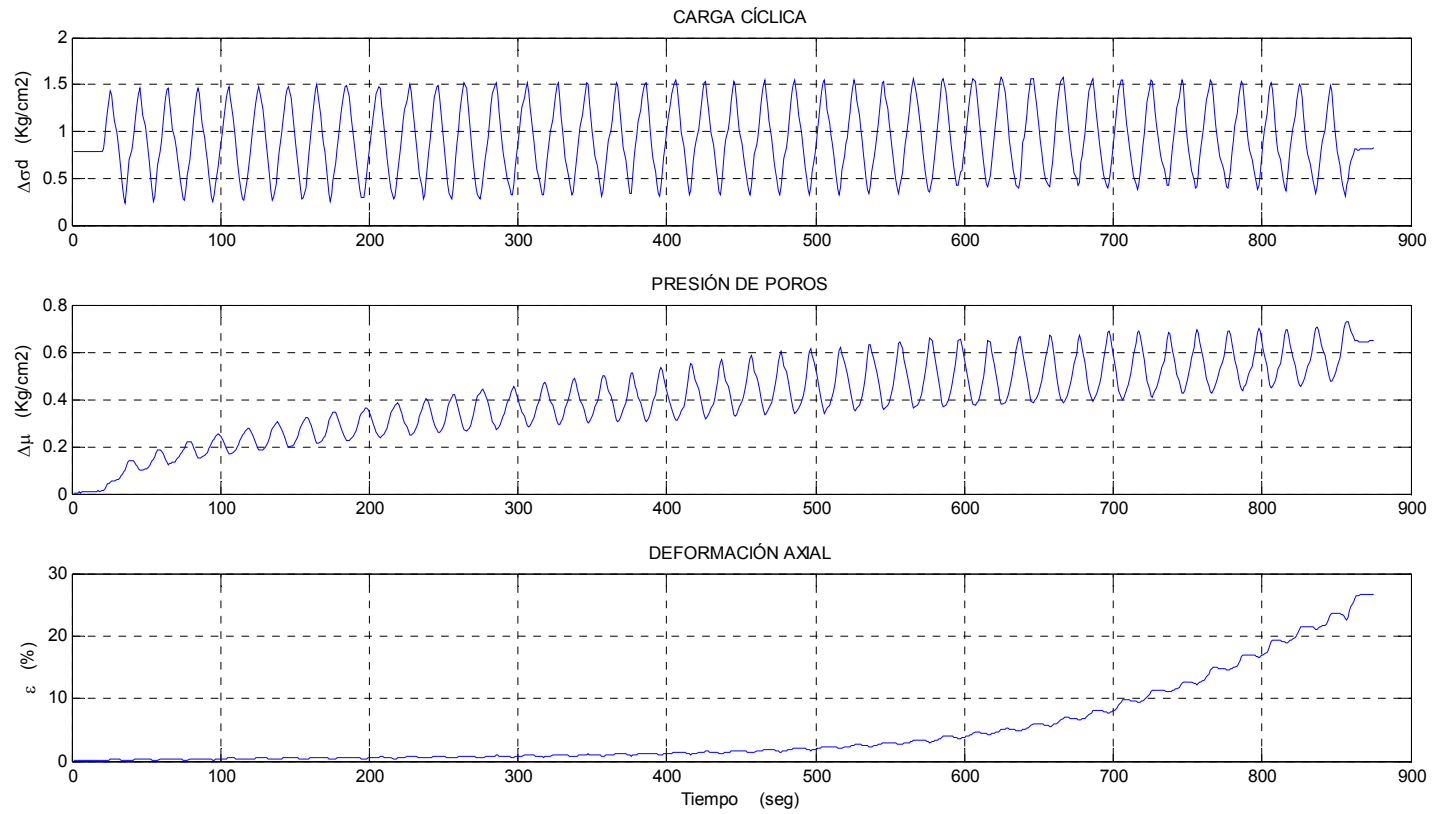


FIGURA B.11: ENSAYO TRIAXIAL CÍCLICO

PROYECTO:	Tesis Magíster Gonzalo Corral Jofré			ENSAYO :	54	
MUESTRA:	Arena de Relave-Tranque El Torito:18%CF					
Datos:	σ_o' =	1.00 kg/cm ²	DR _i =	40%	DR _f =	45 ± 1%
	CRR =	0.25	N (5%) =	167.75	q _{est} =	0.4 Kg/cm ²

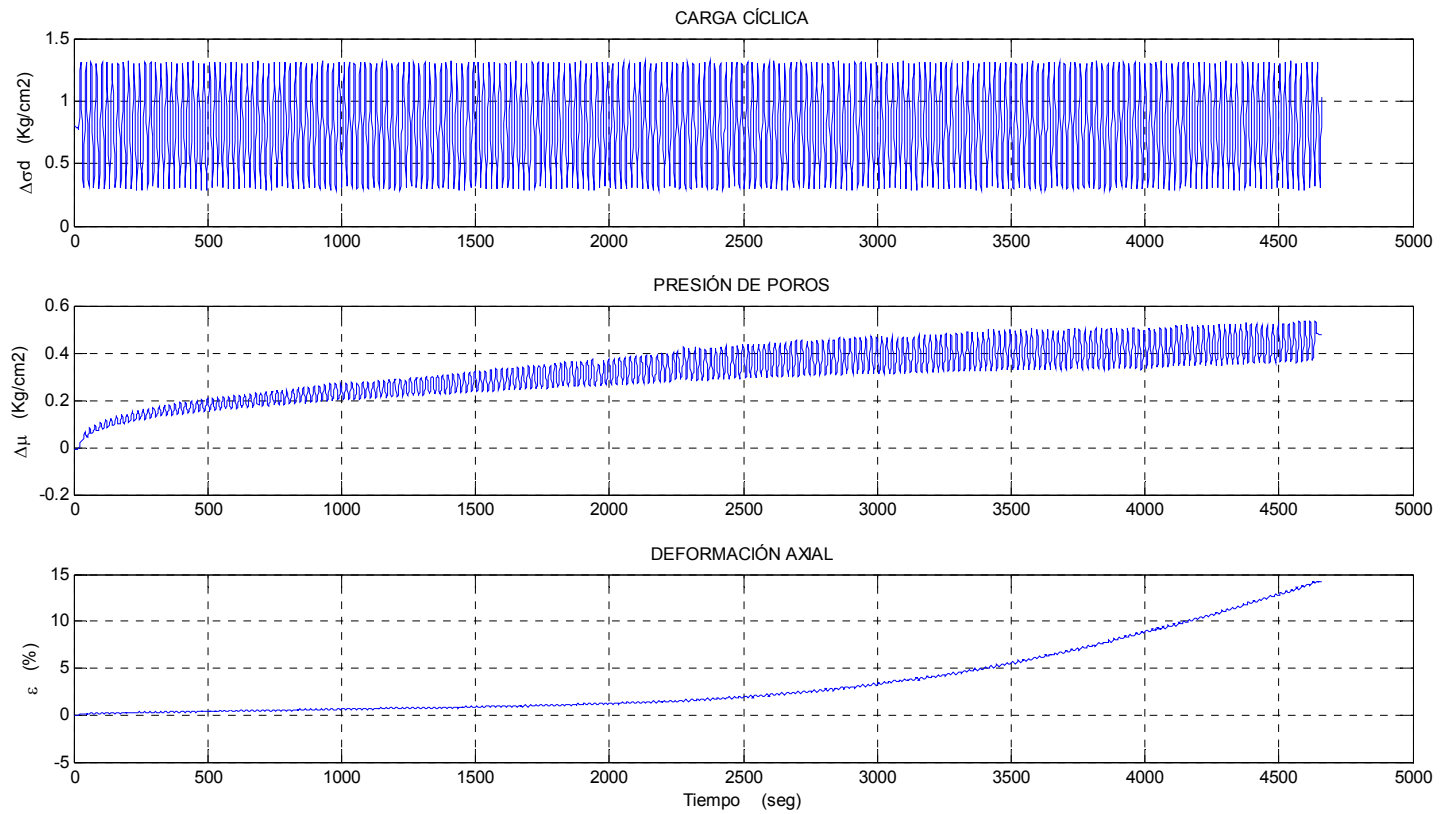


FIGURA B.12: ENSAYO TRIAXIAL CÍCLICO

PROYECTO:	Tesis Magíster Gonzalo Corral Jofré			ENSAYO :	55	
MUESTRA:	Arena de Relave-Tranque El Torito:18%CF					
<u>Datos:</u>	σ'_o =	1.00 kg/cm ²	DR_i =	40%	DR_f =	45 ± 1%
	CRR =	0.40	N (5%) =	4.25	q_{est} =	0.4 Kg/cm ²

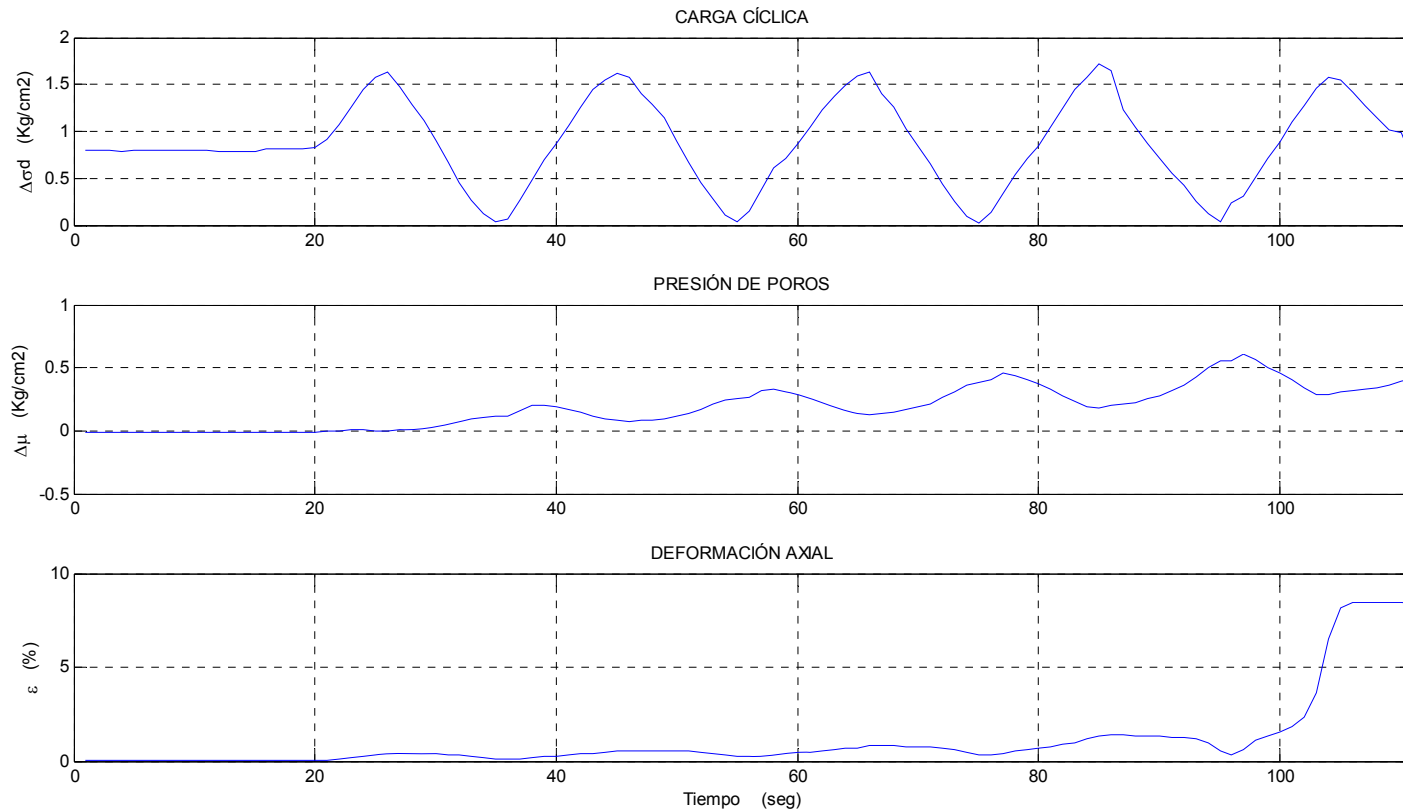


FIGURA B.13: ENSAYO TRIAXIAL CÍCLICO

PROYECTO:	Tesis Magíster Gonzalo Corral Jofré		ENSAYO :	56
MUESTRA:	Arena de Relave-Tranque El Torito:18%CF			
Datos:	$\sigma'_o = 1.00 \text{ kg/cm}^2$	$DR_i = 40\%$	$DR_f = 45 \pm 1\%$	
	$CRR = 0.35$	$N(5\%) = 10.25$	$q_{est} = 0.4 \text{ Kg/cm}^2$	

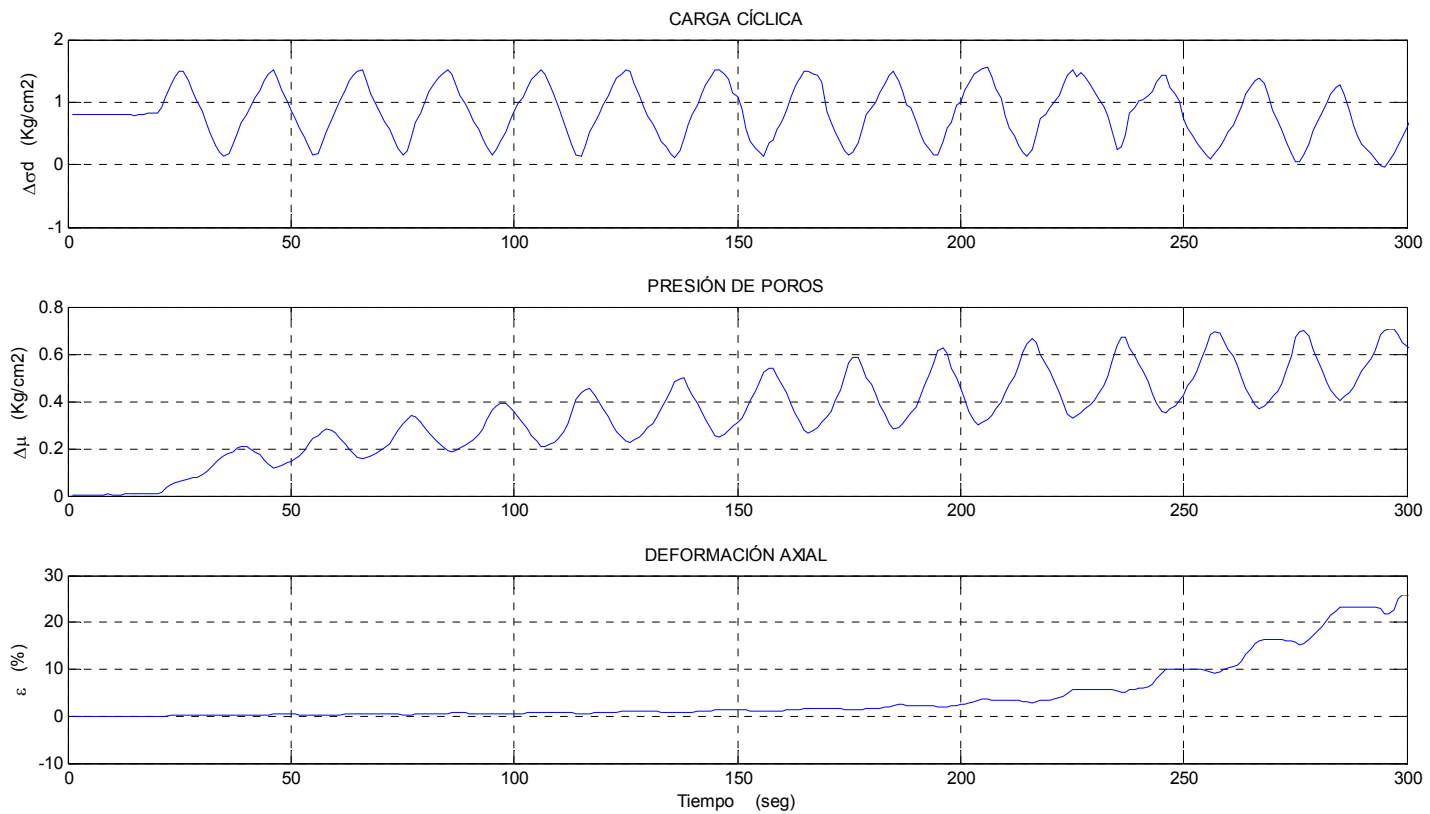


FIGURA B.14: ENSAYO TRIAXIAL CÍCLICO

PROYECTO:	Tesis Magíster Gonzalo Corral Jofré		ENSAYO :	70
MUESTRA:	Arena de Relave-Tranque El Torito:18%CF			
Datos:	$\sigma'_o = 1.00 \text{ kg/cm}^2$	$DR_i = 40\%$	$DR_f = 45 \pm 1\%$	
	$CRR = 0.20$	$N(5\%) = 4.85$	$q_{est} = 0.6 \text{ Kg/cm}^2$	

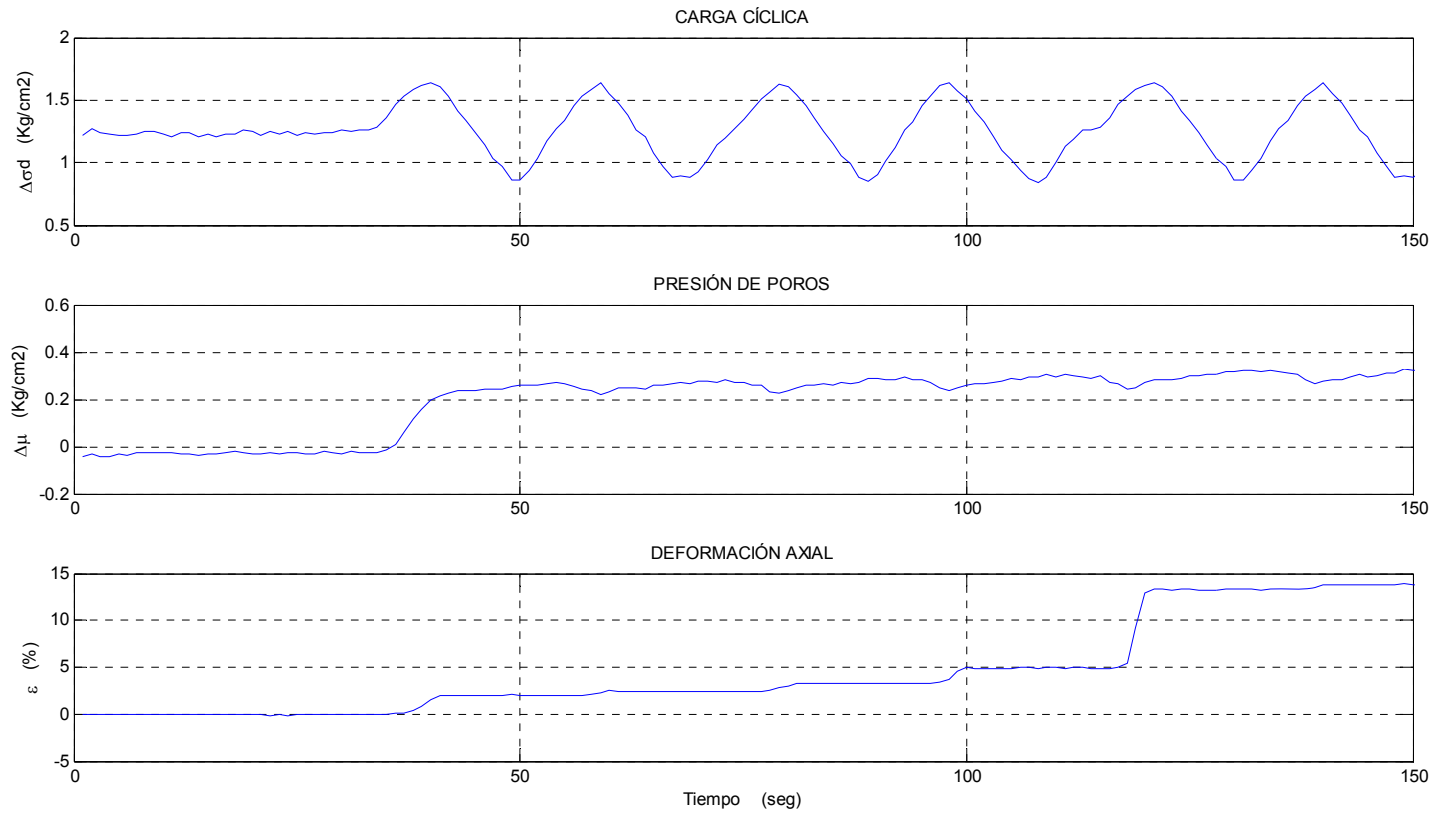


FIGURA B.15: ENSAYO TRIAXIAL CÍCLICO

PROYECTO:	Tesis Magister Gonzalo Corral Jofré			ENSAYO :	74
MUESTRA:	Arena de Relave-Tranque El Torito:18%CF				
<u>Datos:</u>	σ'_o = 1.00 kg/cm ²	DR_i = 40%	DR_f = 45 ± 1%		
	CRR = 0.165	$N(5\%)$ = 38.225	q_{est} = 0.6 Kg/cm ²		

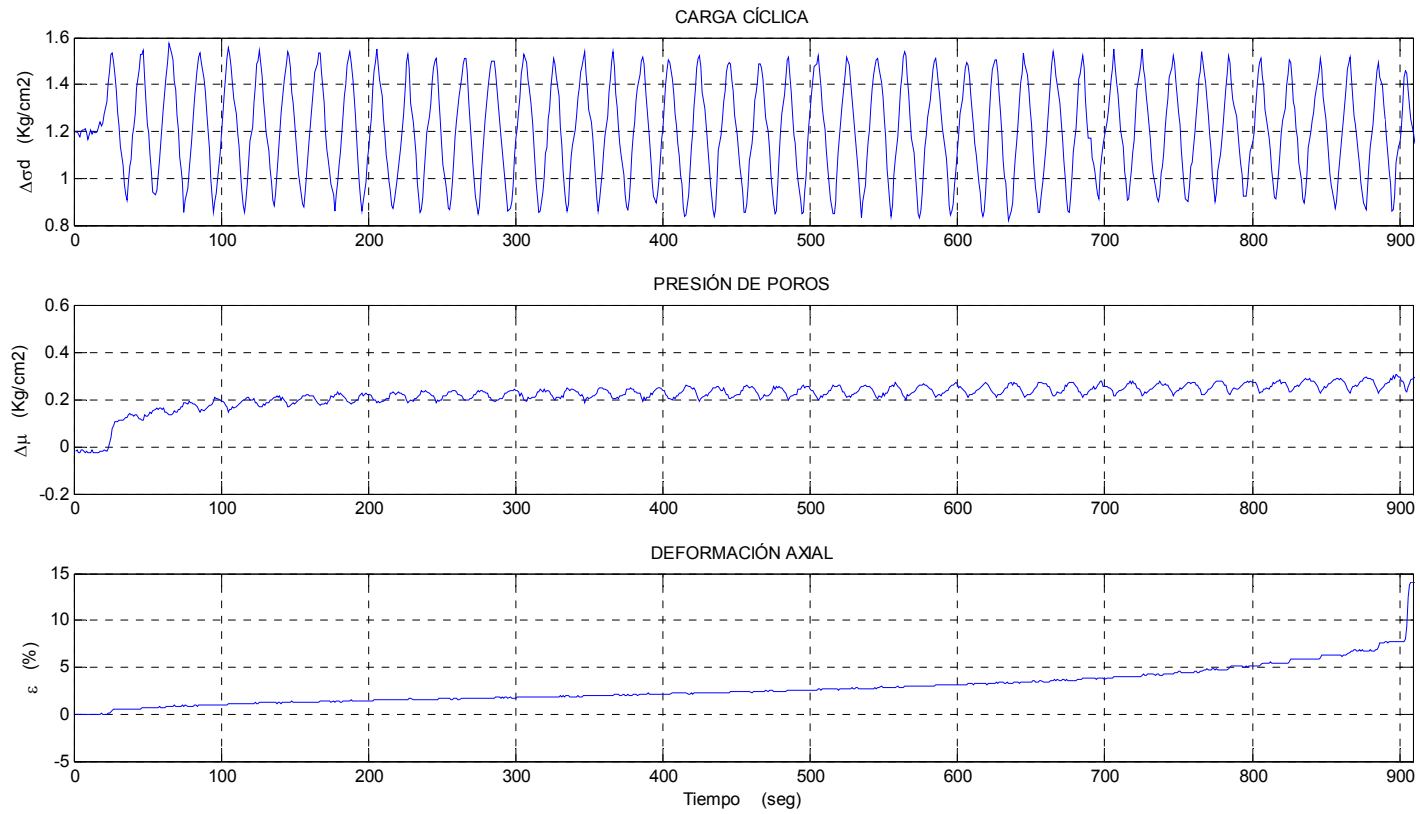


FIGURA B.16: ENSAYO TRIAXIAL CÍCLICO

PROYECTO:	Tesis Magíster Gonzalo Corral Jofré			ENSAYO :	77
MUESTRA:	Arena de Relave-Tranque El Torito:18%CF				
Datos:	σ'_o = 1.00 kg/cm ²	DR_i = 40%	DR_f = 45 ± 1%		
	CRR = 0.159	N (5%) = 7	q_{est} = -0.2 Kg/cm ²		

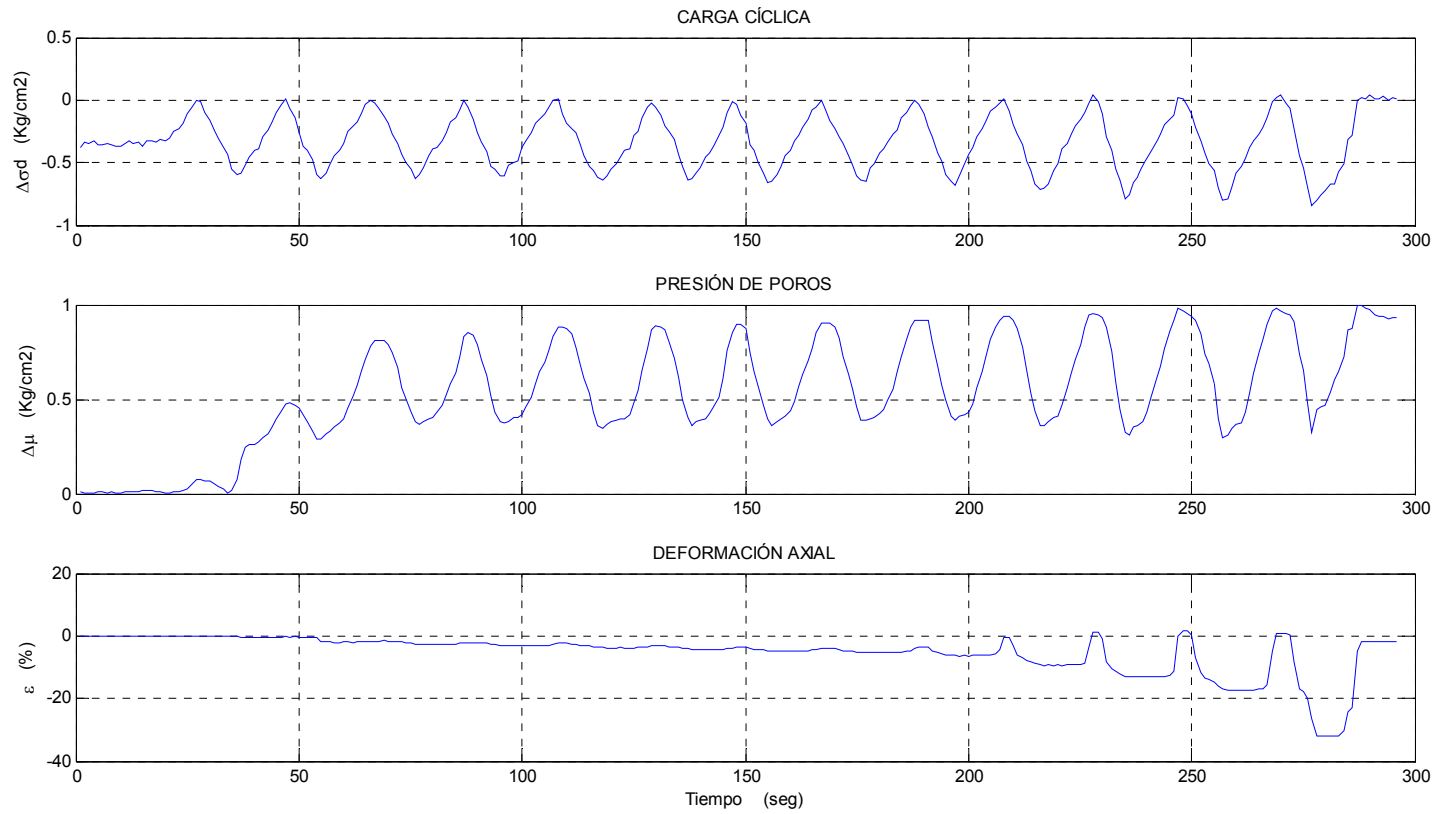


FIGURA B.17: ENSAYO TRIAXIAL CÍCLICO

PROYECTO:	Tesis Magíster Gonzalo Corral Jofré			ENSAYO :	79
MUESTRA:	Arena de Relave-Tranque El Torito:18%CF				
Datos:	$\sigma'_o = 1.00 \text{ kg/cm}^2$	$DR_i = 40\%$	$DR_f = 45 \pm 1\%$		
	$CRR = 0.2$	$N(5\%) = 0.85$	$q_{est} = -0.2 \text{ Kg/cm}^2$		

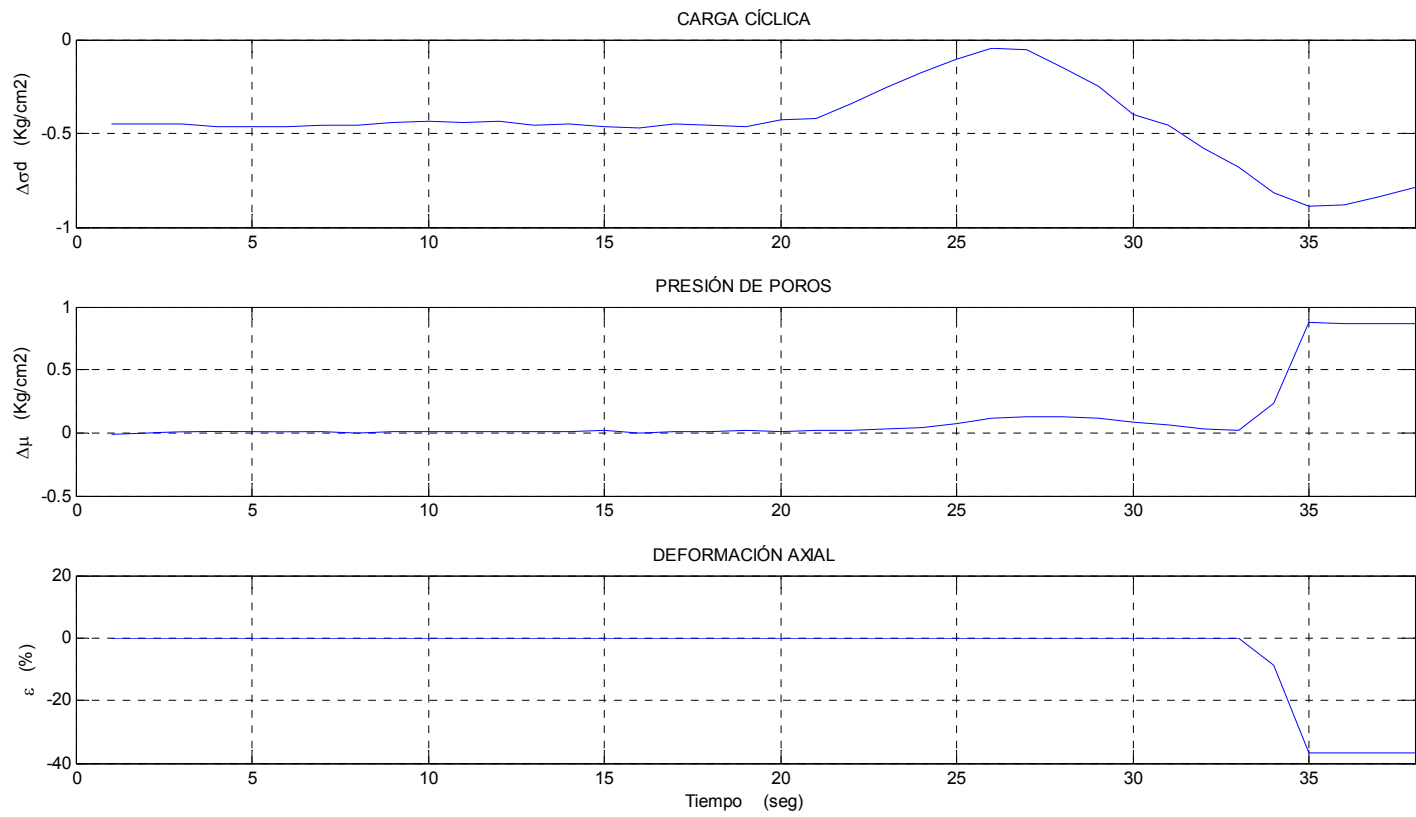


FIGURA B.18: ENSAYO TRIAXIAL CÍCLICO

PROYECTO:	Tesis Magíster Gonzalo Corral Jofré			ENSAYO :	80
MUESTRA:	Arena de Relave-Tranque El Torito:18%CF				
Datos:	$\sigma'_o = 1.00 \text{ kg/cm}^2$	$DR_i = 40\%$	$DR_f = 45 \pm 1\%$		
	$CRR = 0.18$	$N(5\%) = 2.775$	$q_{est} = -0.2 \text{ Kg/cm}^2$		

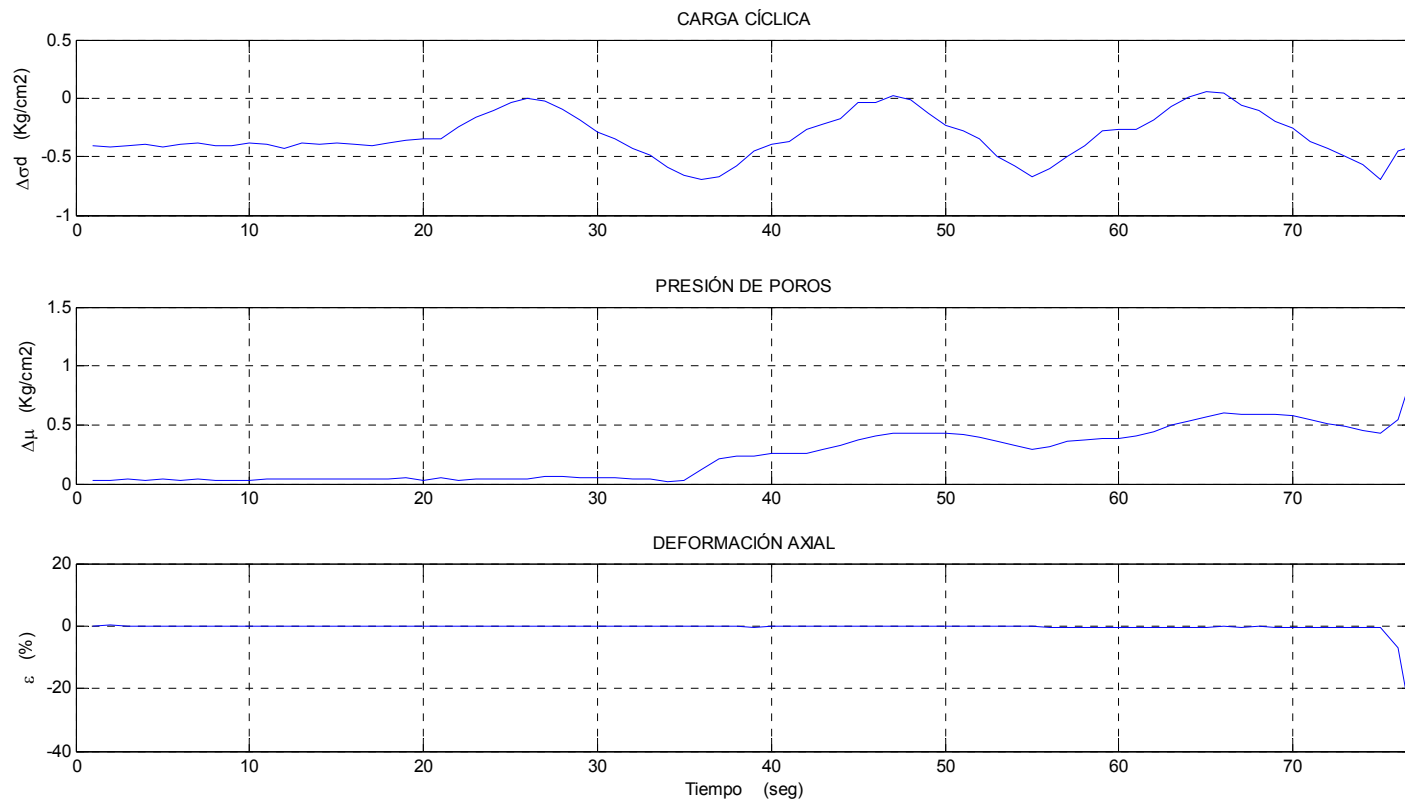


FIGURA B.19: ENSAYO TRIAXIAL CÍCLICO

PROYECTO:	Tesis Magíster Gonzalo Corral Jofré			ENSAYO :	32
MUESTRA:	Arena de Relave-Tranque El Torito:18%CF				
Datos:	σ'_o = 1.00 kg/cm ²	DR_i = 70%	DR_f = 75 ± 1%		
	CRR = 0.47	N (5%) = 13.25	q_{est} = 0.0 Kg/cm ²		

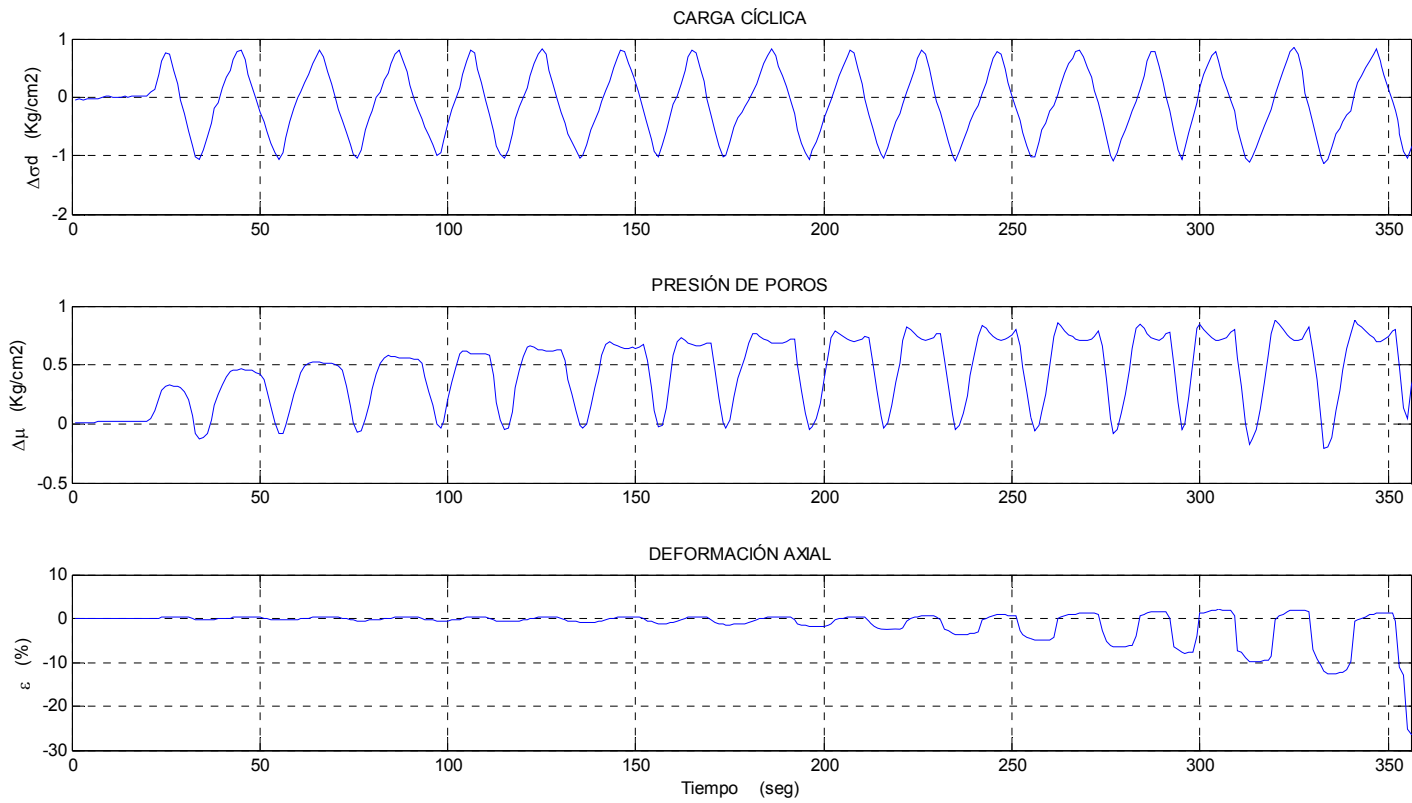


FIGURA B.20: ENSAYO TRIAXIAL CÍCLICO

PROYECTO:	Tesis Magíster Gonzalo Corral Jofré			ENSAYO :	33
MUESTRA:	Arena de Relave-Tranque El Torito:18%CF				
Datos:	$\sigma'_o = 1.00 \text{ kg/cm}^2$	$DR_i = 70\%$	$DR_f = 75 \pm 1\%$		
	$CRR = 0.43$	$N(5\%) = 30$	$q_{est} = 0.0 \text{ Kg/cm}^2$		

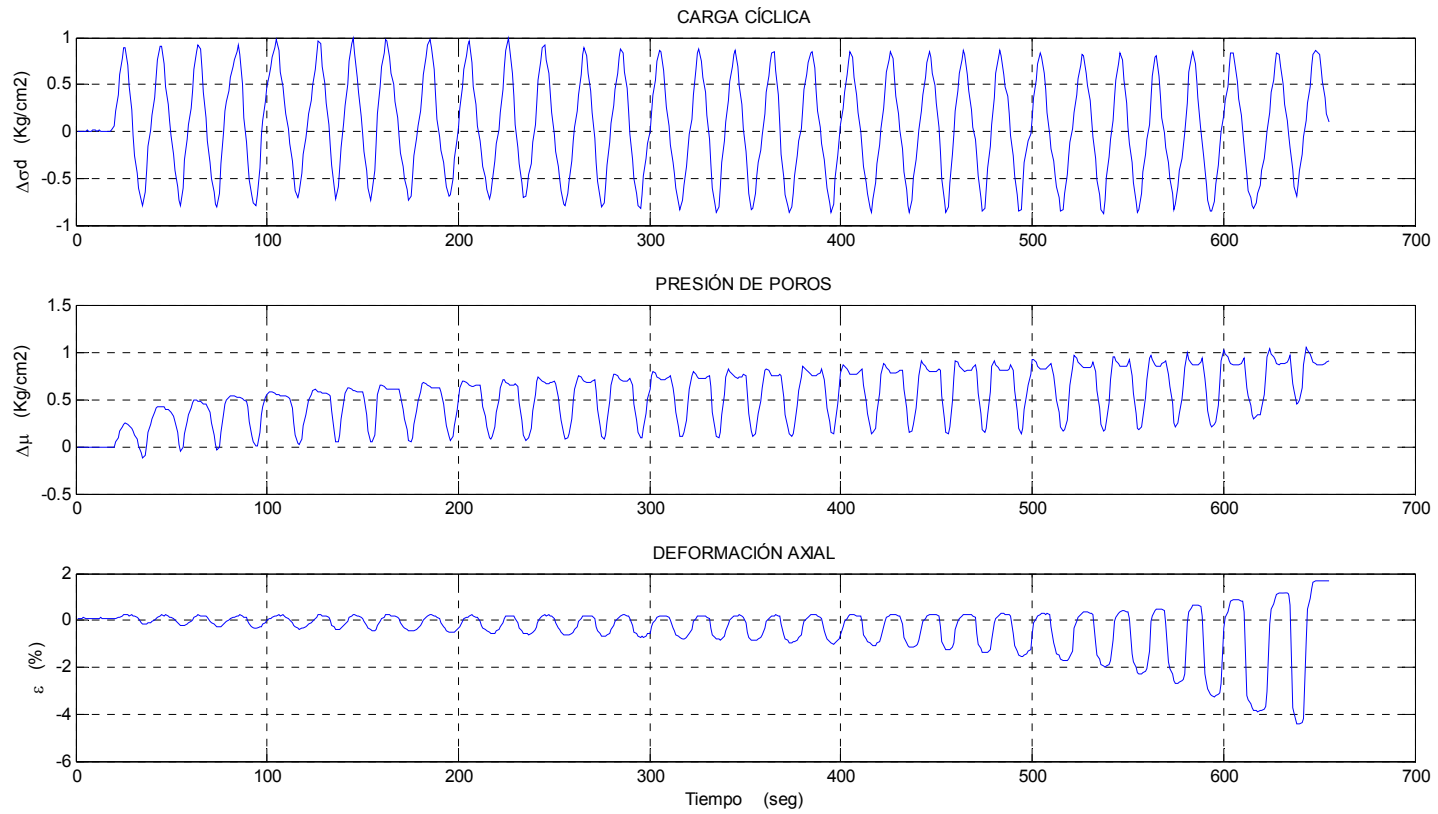


FIGURA B.21: ENSAYO TRIAXIAL CÍCLICO

PROYECTO:	Tesis Magíster Gonzalo Corral Jofré			ENSAYO :	48
MUESTRA:	Arena de Relave-Tranque El Torito:18%CF				
Datos:	$\sigma'_o = 1.00 \text{ kg/cm}^2$	$DR_i = 70\%$	$DR_f = 75 \pm 1\%$		
	CRR = 0.60	$N(5\%) = 2.6$	$q_{est} = 0.0 \text{ Kg/cm}^2$		

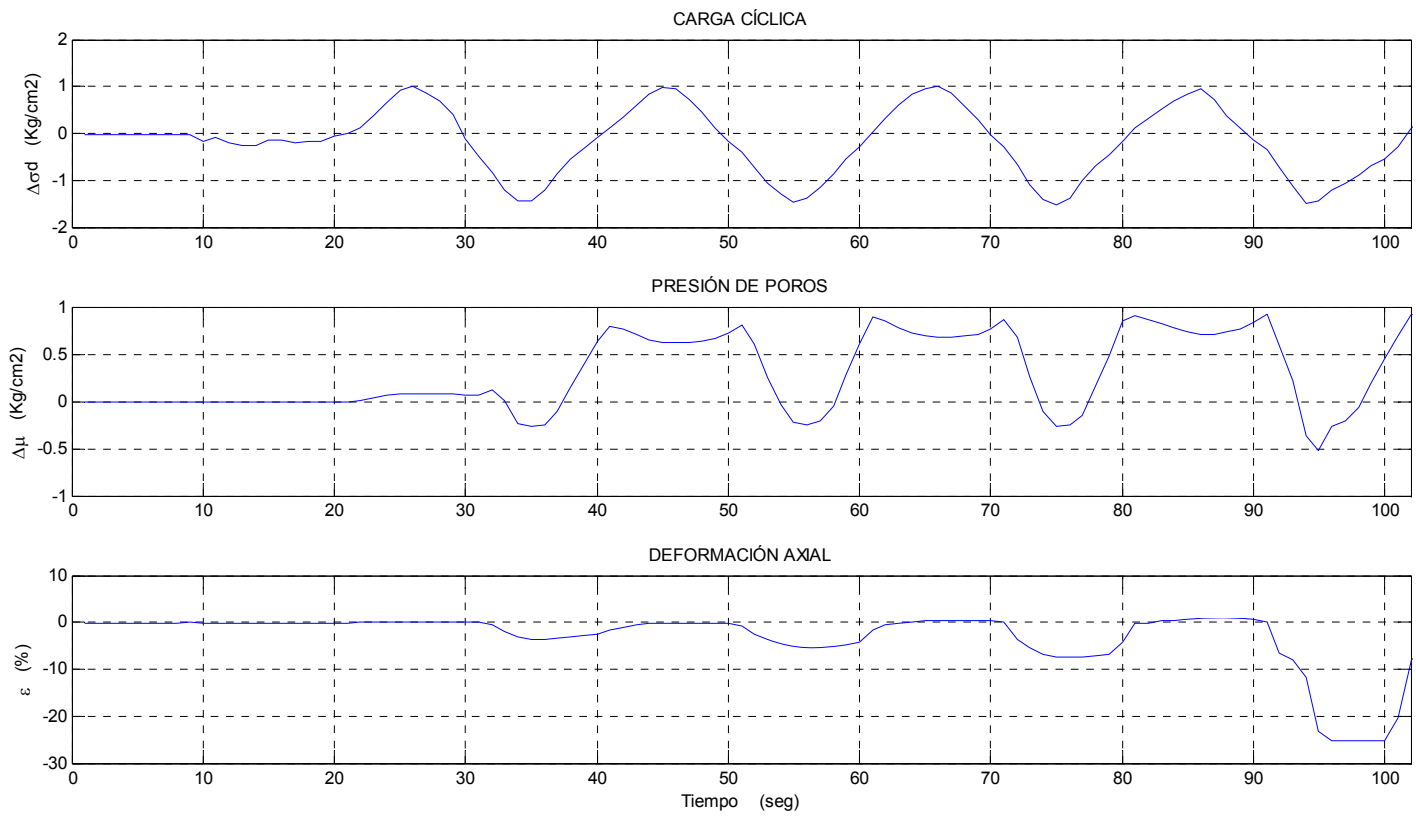


FIGURA B.22: ENSAYO TRIAXIAL CÍCLICO

PROYECTO:	Tesis Magíster Gonzalo Corral Jofré			ENSAYO :	49
MUESTRA:	Arena de Relave-Tranque El Torito:18%CF				
Datos:	$\sigma'_o = 1.00 \text{ kg/cm}^2$	$DR_i = 70\%$	$DR_f = 75 \pm 1\%$		
	CRR = 0.45	$N(5\%) = 20$	$q_{est} = 0.0 \text{ Kg/cm}^2$		

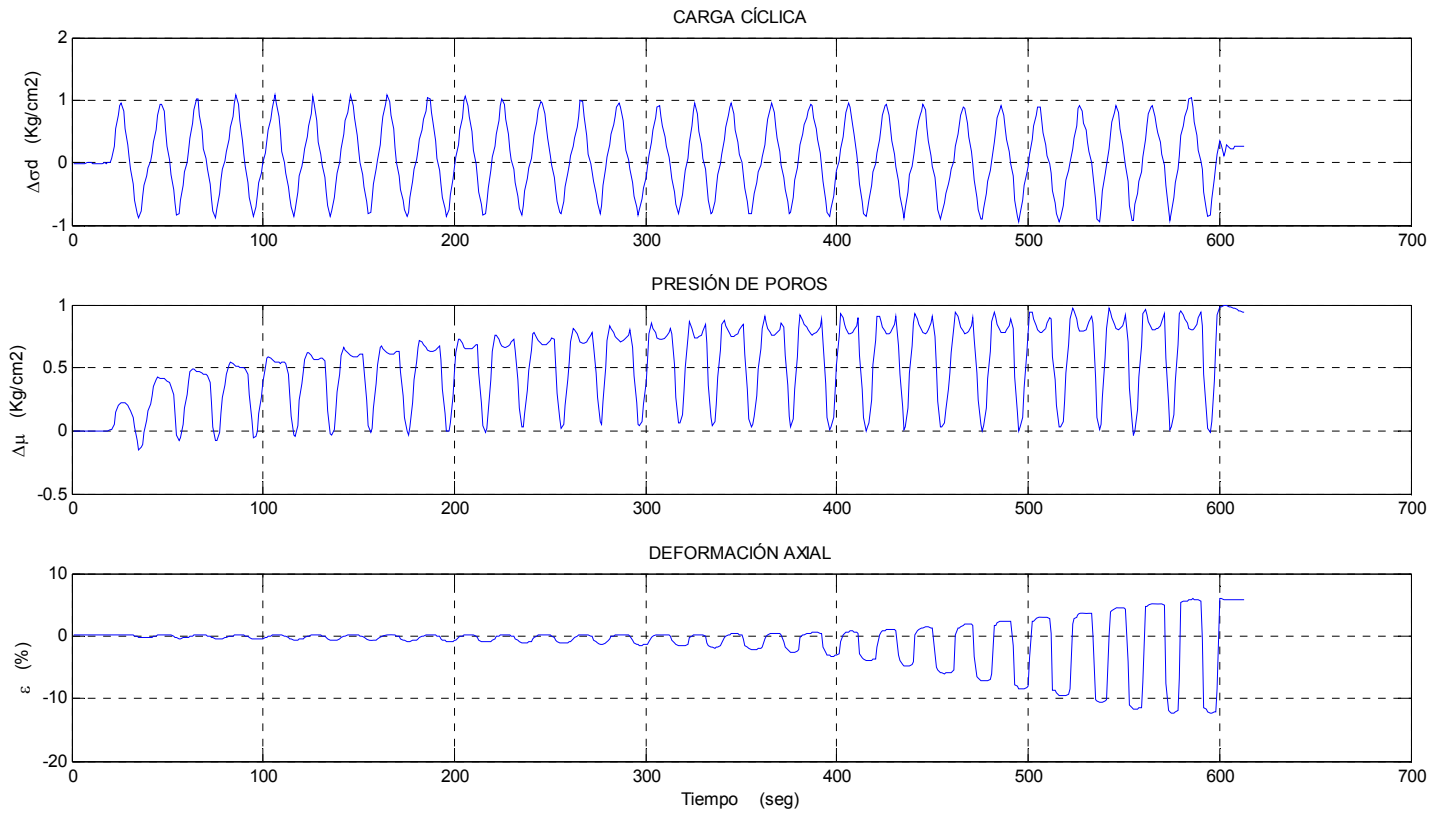


FIGURA B.23: ENSAYO TRIAXIAL CÍCLICO

PROYECTO:	Tesis Magíster Gonzalo Corral Jofré			ENSAYO :	88
MUESTRA:	Arena de Relave-Tranque El Torito:18%CF				
Datos:	$\sigma'_o = 1.00 \text{ kg/cm}^2$	$DR_i = 70\%$	$DR_f = 75 \pm 1\%$		
	$CRR = 0.55$	$N(5\%) = 5.7$	$q_{est} = 0.2 \text{ Kg/cm}^2$		

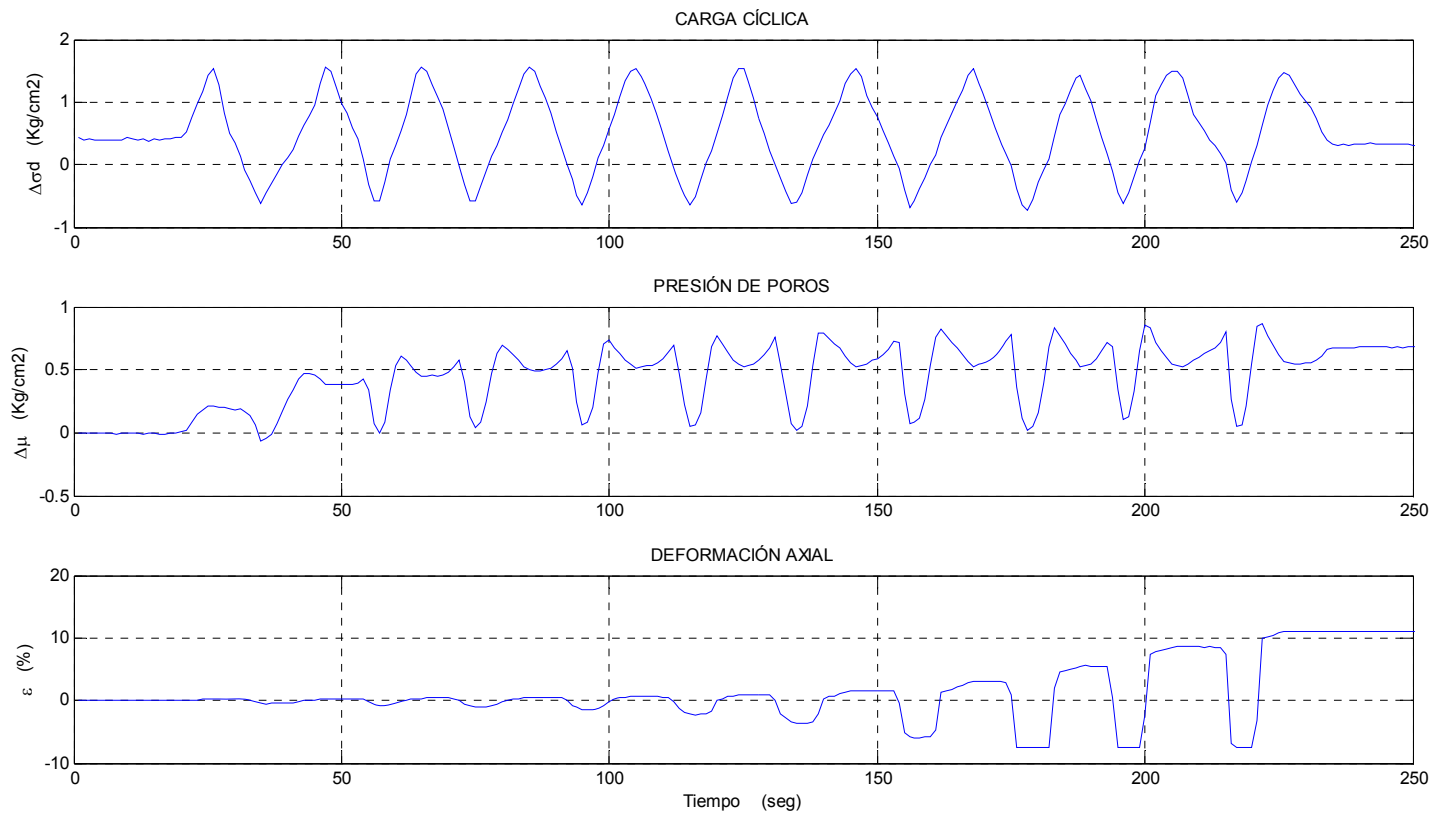


FIGURA B.24: ENSAYO TRIAXIAL CÍCLICO

PROYECTO:	Tesis Magíster Gonzalo Corral Jofré			ENSAYO :	89
MUESTRA:	Arena de Relave-Tranque El Torito:18%CF				
<u>Datos:</u>	σ'_o = 1.00 kg/cm ²	DR_i = 70%	DR_f = 75 ± 1%		
	CRR = 0.50	N (5%) = 28.75	q_{est} = 0.2 Kg/cm ²		

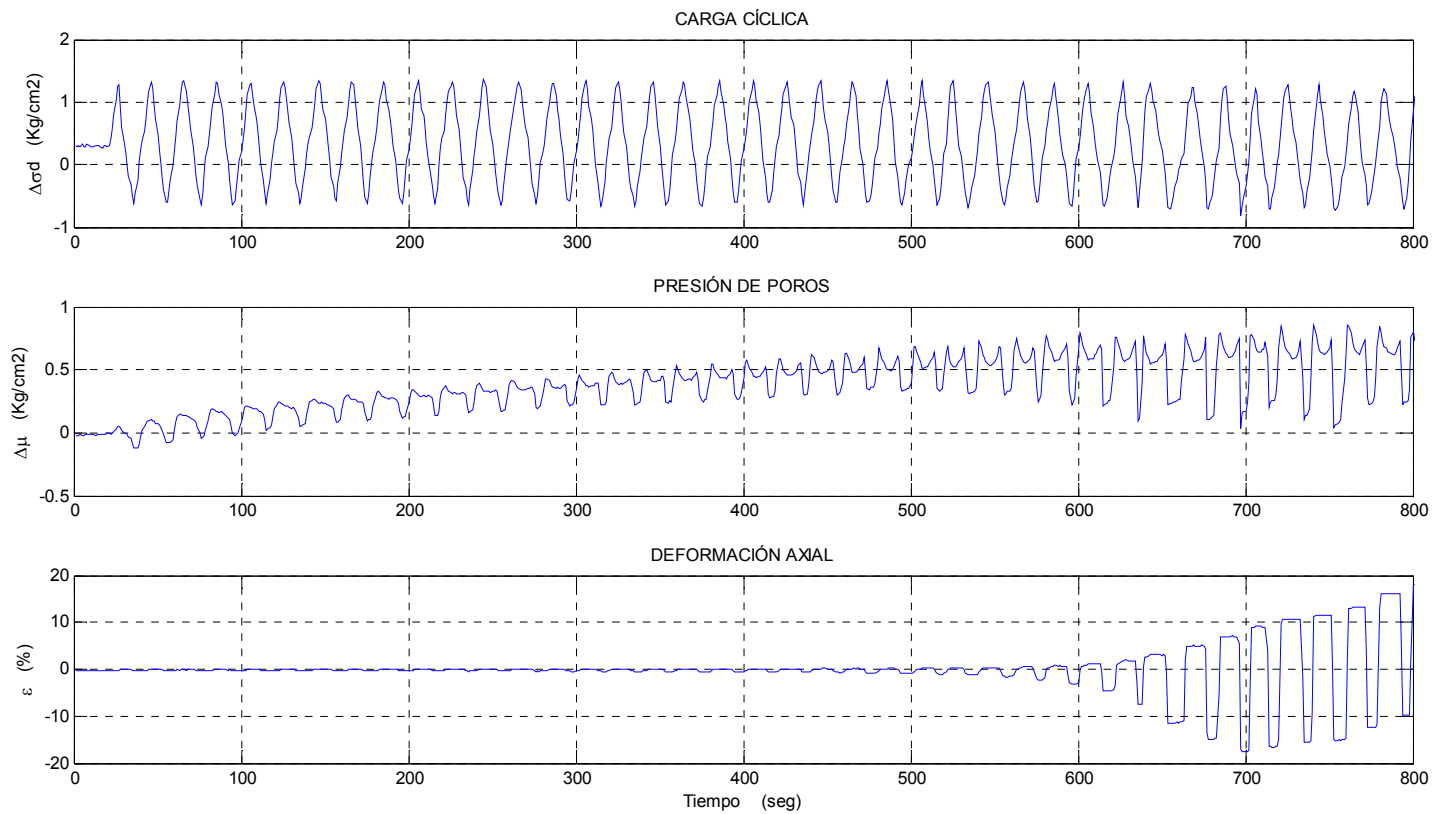


FIGURA B.25: ENSAYO TRIAXIAL CÍCLICO

PROYECTO:	Tesis Magíster Gonzalo Corral Jofré			ENSAYO :	93
MUESTRA:	Arena de Relave-Tranque El Torito:18%CF				
Datos:	$\sigma'_o = 1.00 \text{ kg/cm}^2$	$DR_i = 70\%$	$DR_f = 75 \pm 1\%$		
	$CRR = 0.65$	$N(5\%) = 2.6$	$q_{est} = 0.2 \text{ Kg/cm}^2$		

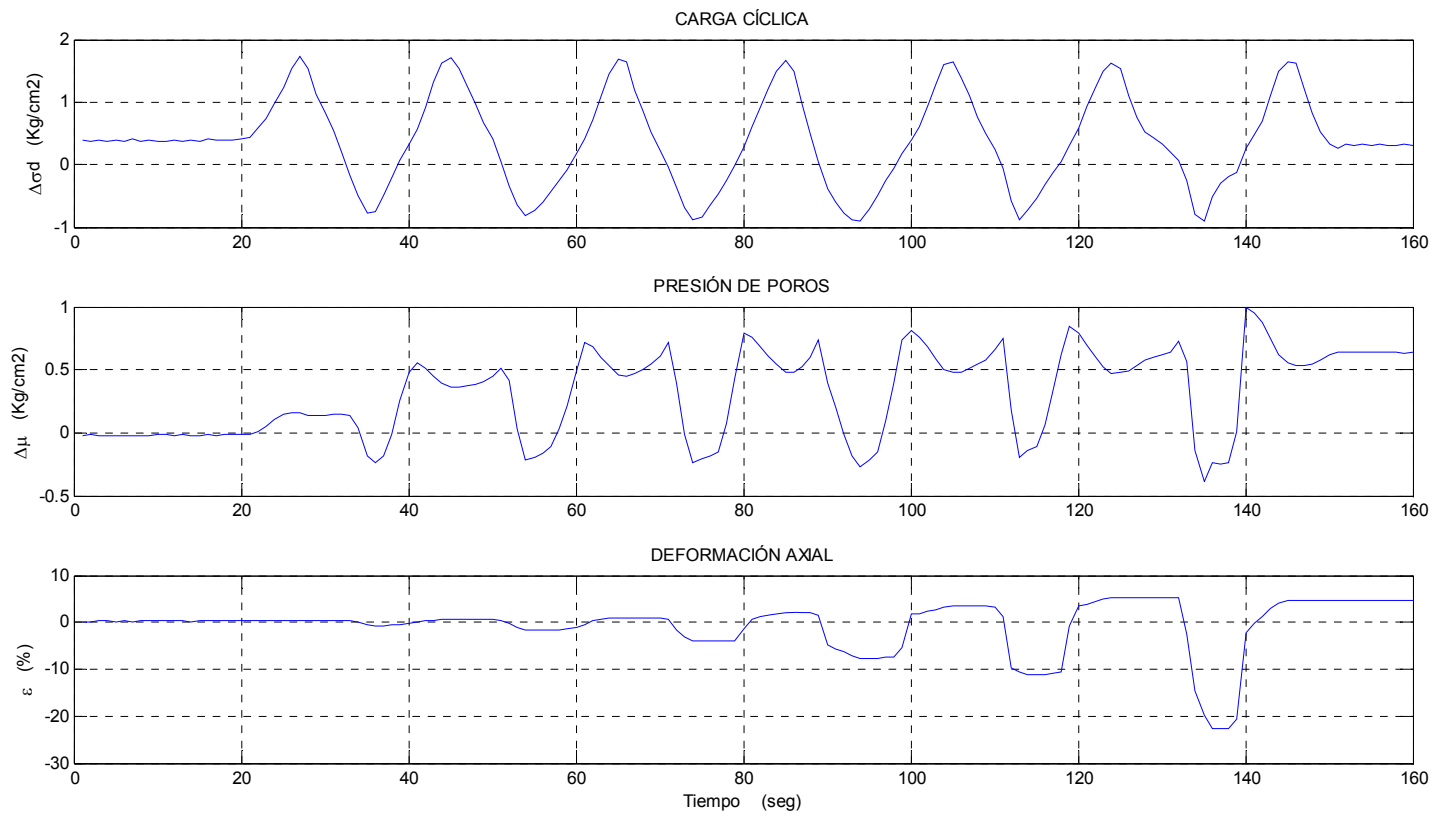


FIGURA B.26: ENSAYO TRIAXIAL CÍCLICO

PROYECTO:	Tesis Magíster Gonzalo Corral Jofré			ENSAYO :	90
MUESTRA:	Arena de Relave-Tranque El Torito:18%CF				
<u>Datos:</u>	$\sigma'_o = 1.00 \text{ kg/cm}^2$	$DR_i = 70\%$	$DR_f = 75 \pm 1\%$		
	$CRR = 0.60$	$N(5\%) = 12.85$	$q_{est} = 0.4 \text{ Kg/cm}^2$		

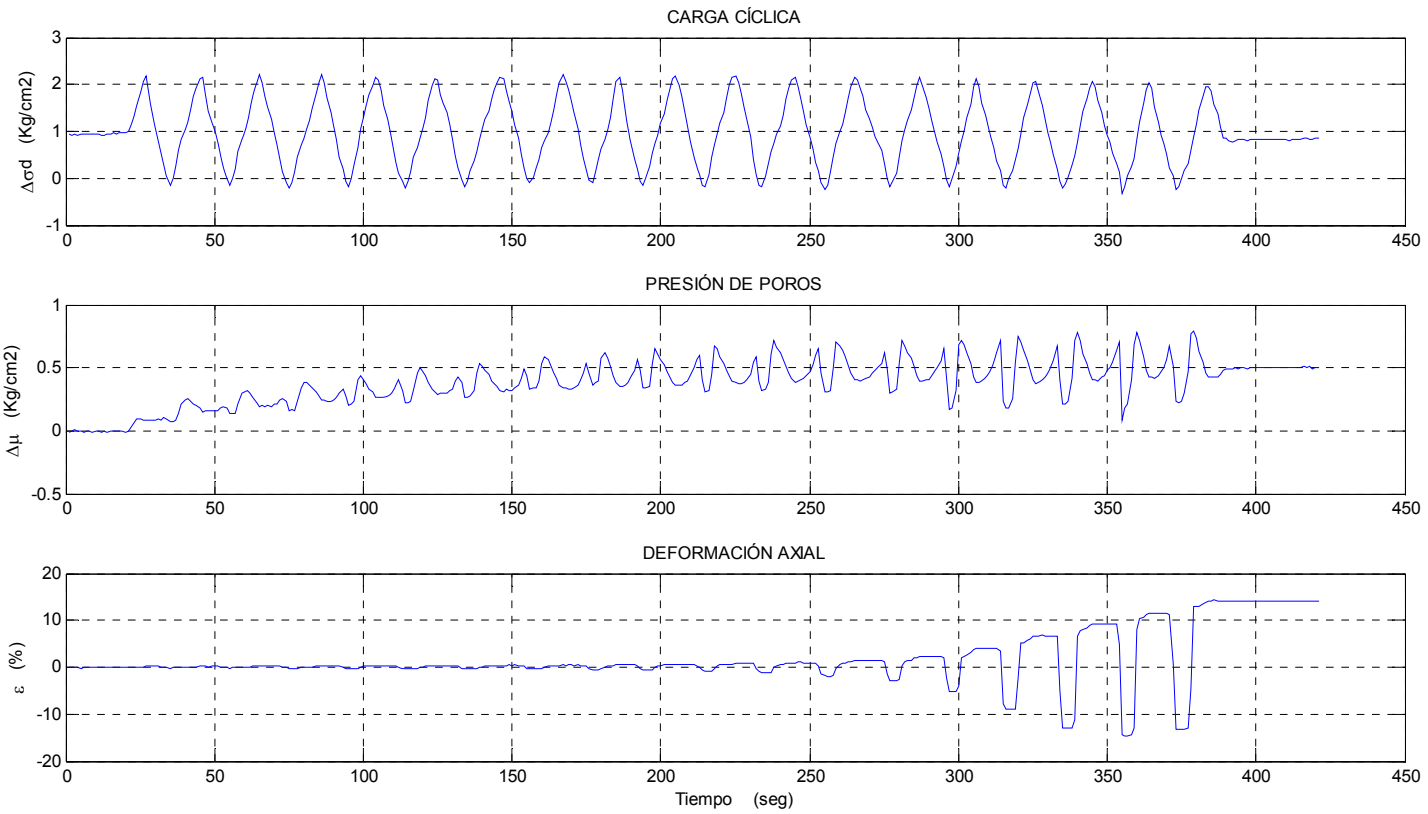


FIGURA B.27: ENSAYO TRIAXIAL CÍCLICO

PROYECTO:	Tesis Magíster Gonzalo Corral Jofré			ENSAYO :	91
MUESTRA:	Arena de Relave-Tranque El Torito:18%CF				
<u>Datos:</u>	$\sigma'_o = 1.00 \text{ kg/cm}^2$	$DR_i = 70\%$	$DR_f = 75 \pm 1\%$		
	CRR = 0.65	$N(5\%) = 8.7$	$q_{est} = 0.4 \text{ Kg/cm}^2$		

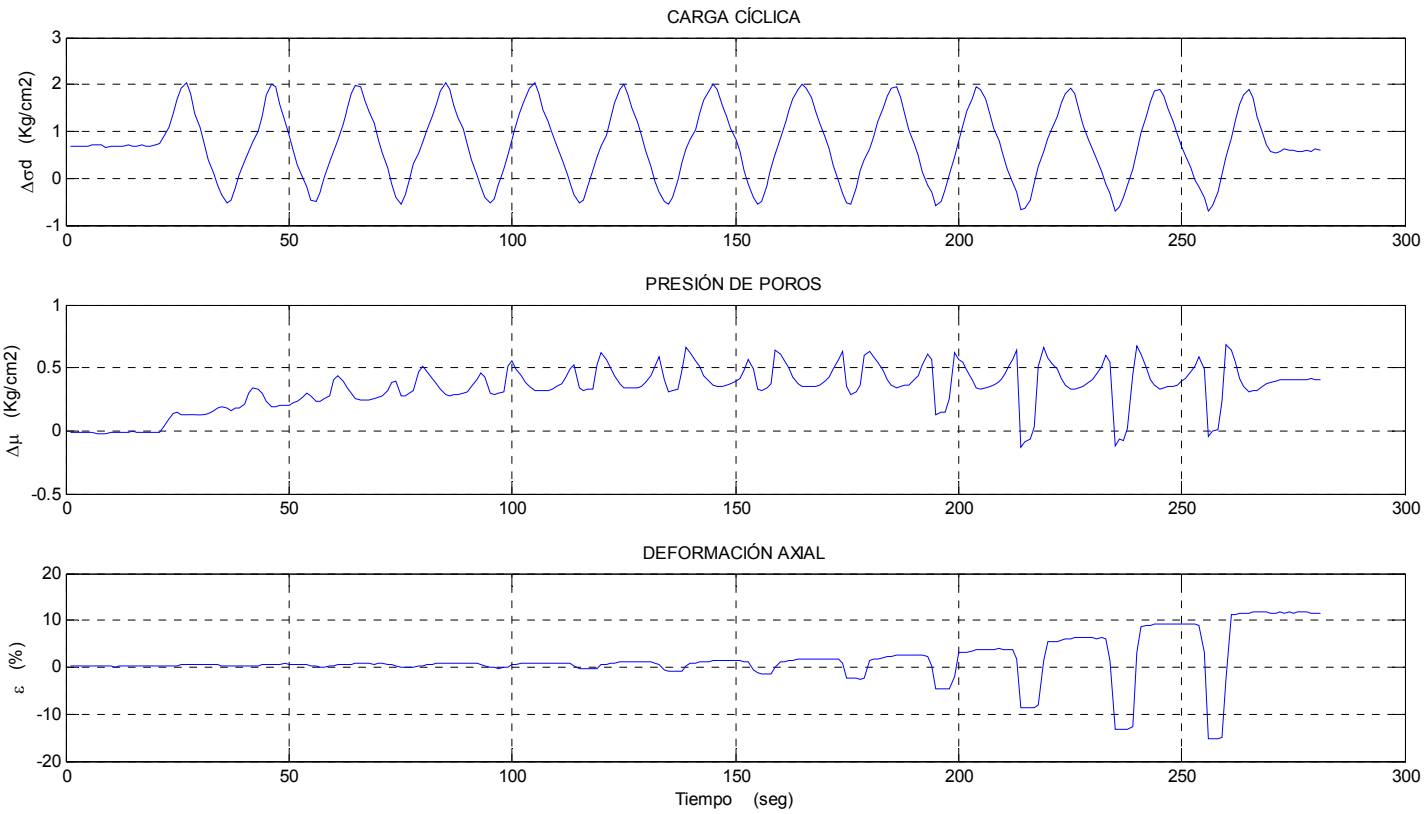


FIGURA B.28: ENSAYO TRIAXIAL CÍCLICO

PROYECTO:	Tesis Magíster Gonzalo Corral Jofré			ENSAYO :	94
MUESTRA:	Arena de Relave-Tranque El Torito:18%CF				
Datos:	σ'_o = 1.00 kg/cm ²	DR_i = 70%	DR_f = 75 ± 1%		
	CRR = 0.70	N (5%) = 4.75	q_{est} = 0.4 Kg/cm ²		

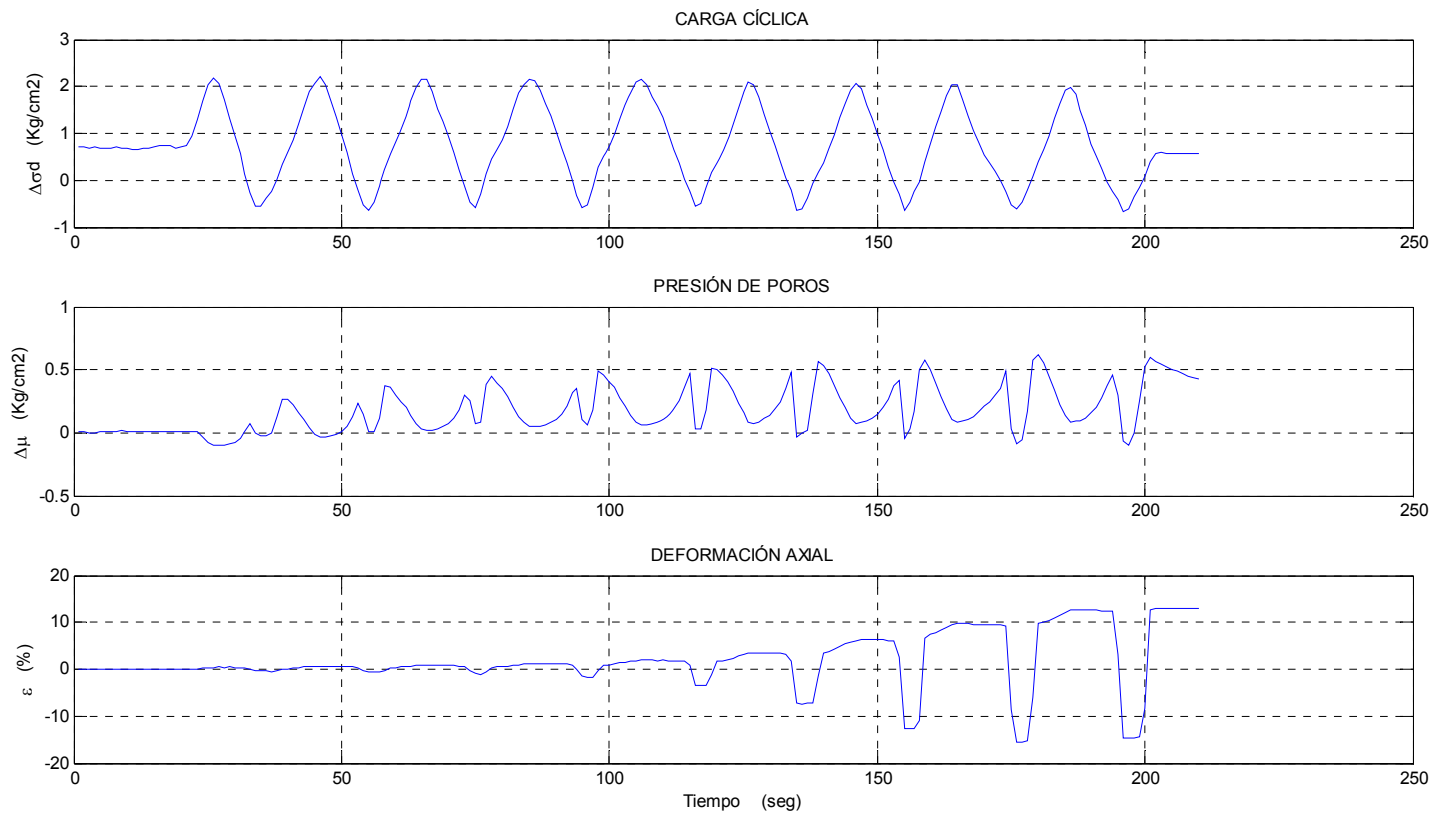


FIGURA B.29: ENSAYO TRIAXIAL CÍCLICO

PROYECTO:	Tesis Magíster Gonzalo Corral Jofré			ENSAYO :	92
MUESTRA:	Arena de Relave-Tranque El Torito:18%CF				
Datos:	$\sigma'_o = 1.00 \text{ kg/cm}^2$	$DR_i = 70\%$	$DR_f = 75 \pm 1\%$		
	$CRR = 0.65$	$N(5\%) = 15.75$	$q_{est} = 0.6 \text{ Kg/cm}^2$		

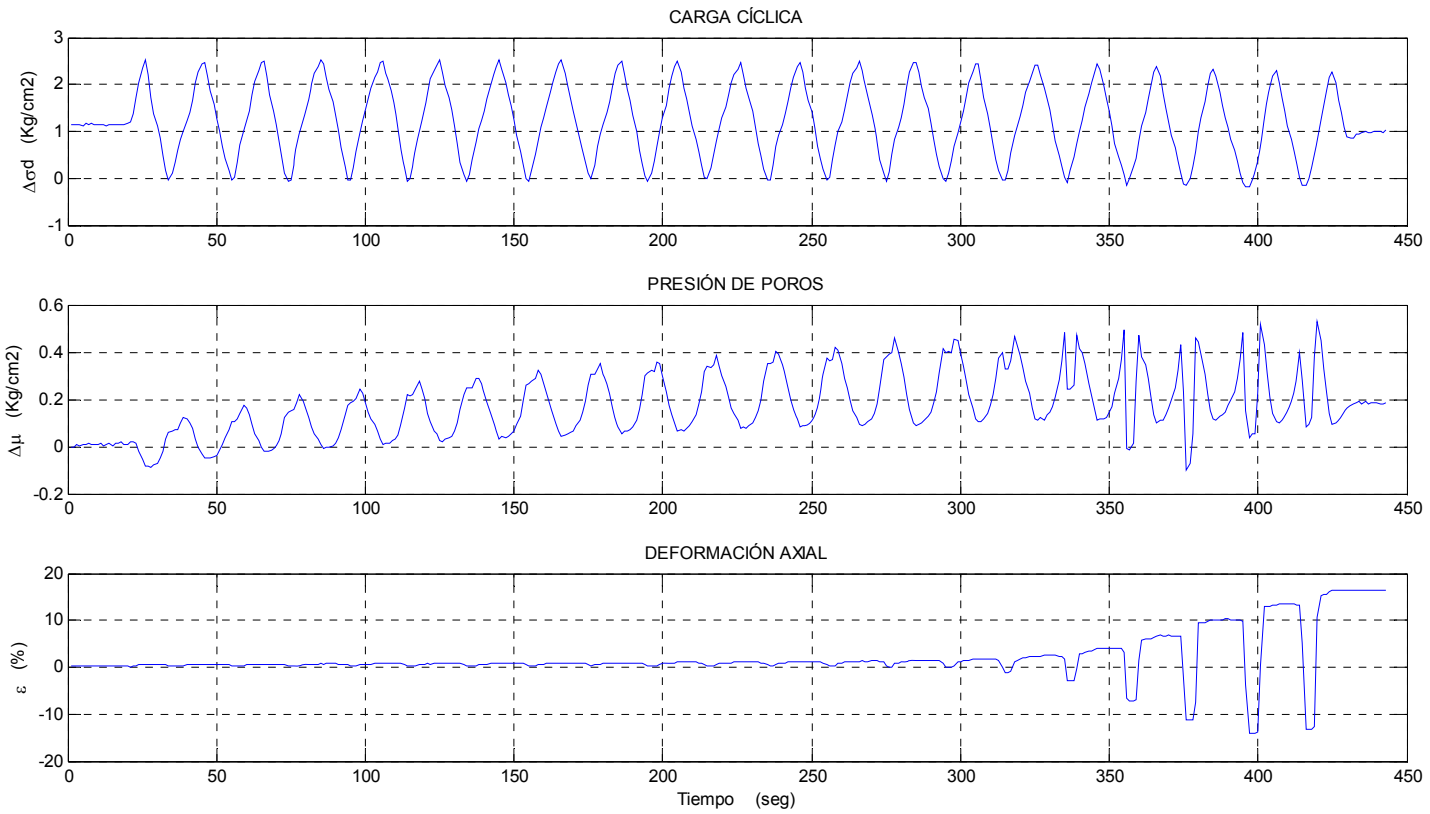


FIGURA B.30: ENSAYO TRIAXIAL CÍCLICO

PROYECTO:	Tesis Magíster Gonzalo Corral Jofré			ENSAYO :	95
MUESTRA:	Arena de Relave-Tranque El Torito:18%CF				
Datos:	$\sigma'_o = 1.00 \text{ kg/cm}^2$	$DR_i = 70\%$	$DR_f = 75 \pm 1\%$		
	$CRR = 0.80$	$N(5\%) = 4.7$	$q_{est} = 0.6 \text{ Kg/cm}^2$		

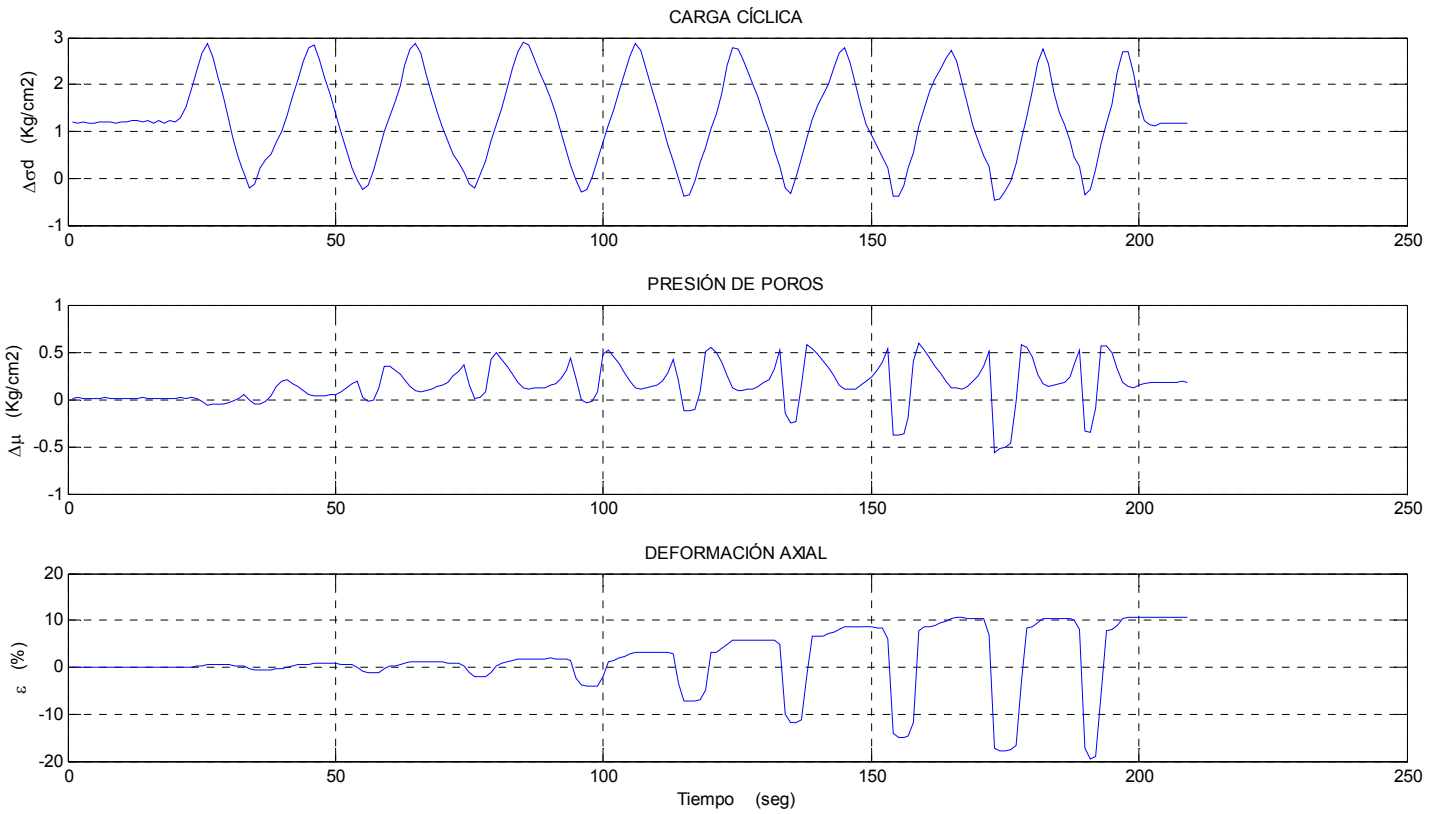


FIGURA B.31: ENSAYO TRIAXIAL CÍCLICO

PROYECTO:	Tesis Magíster Gonzalo Corral Jofré			ENSAYO :	96
MUESTRA:	Arena de Relave-Tranque El Torito:18%CF				
Datos:	$\sigma'_o = 1.00 \text{ kg/cm}^2$	$DR_i = 70\%$	$DR_f = 75 \pm 1\%$		
	$CRR = 0.45$	$N(5\%) = 6.75$	$q_{est} = -0.2 \text{ Kg/cm}^2$		

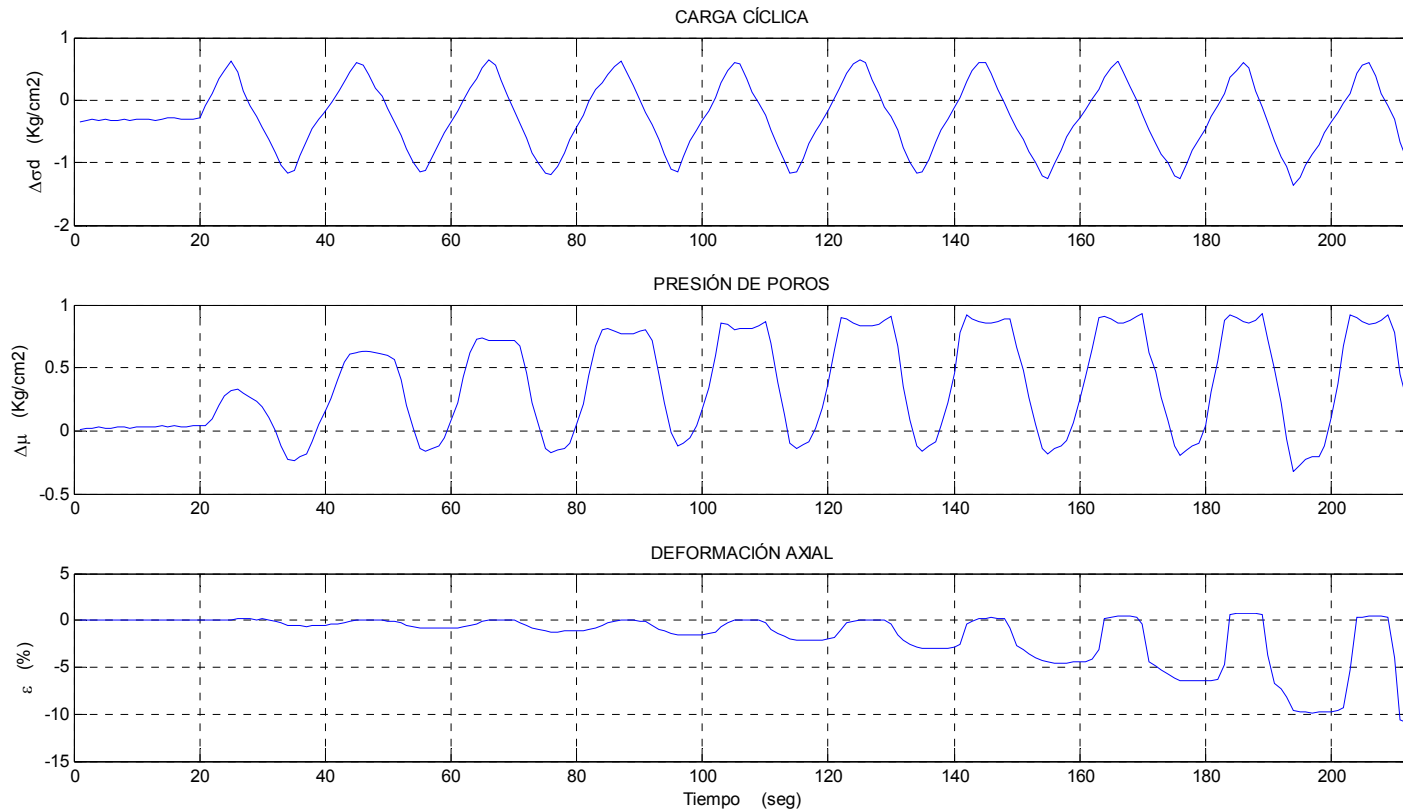


FIGURA B.32: ENSAYO TRIAXIAL CÍCLICO

PROYECTO:	Tesis Magíster Gonzalo Corral Jofré		ENSAYO :	98
MUESTRA:	Arena de Relave-Tranque El Torito:18%CF			
<u>Datos:</u>	$\sigma'_o = 1.00 \text{ kg/cm}^2$	$DR_i = 70\%$	$DR_f = 75 \pm 1\%$	
	$CRR = 0.55$	$N(5\%) = 1.75$	$q_{est} = -0.2 \text{ Kg/cm}^2$	

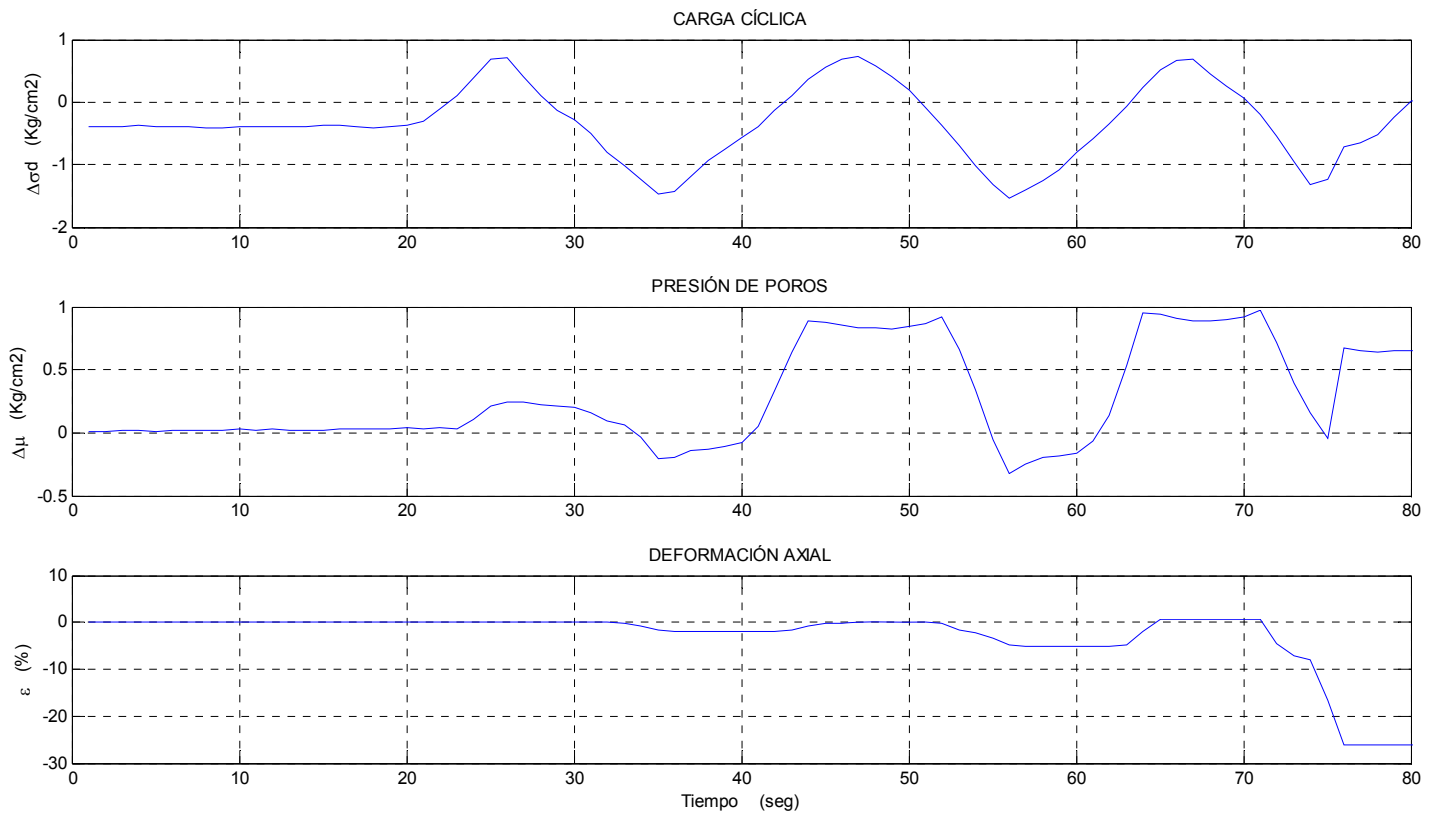


FIGURA B.33: ENSAYO TRIAXIAL CÍCLICO

PROYECTO:	Tesis Magíster Gonzalo Corral Jofré		ENSAYO :	97
MUESTRA:	Arena de Relave-Tranque El Torito:18%CF			
Datos:	$\sigma'_o = 1.00 \text{ kg/cm}^2$	$DR_i = 70\%$	$DR_f = 75 \pm 1\%$	
	CRR = 0.45	$N(5\%) = 10.65$	$q_{est} = -0.4 \text{ Kg/cm}^2$	

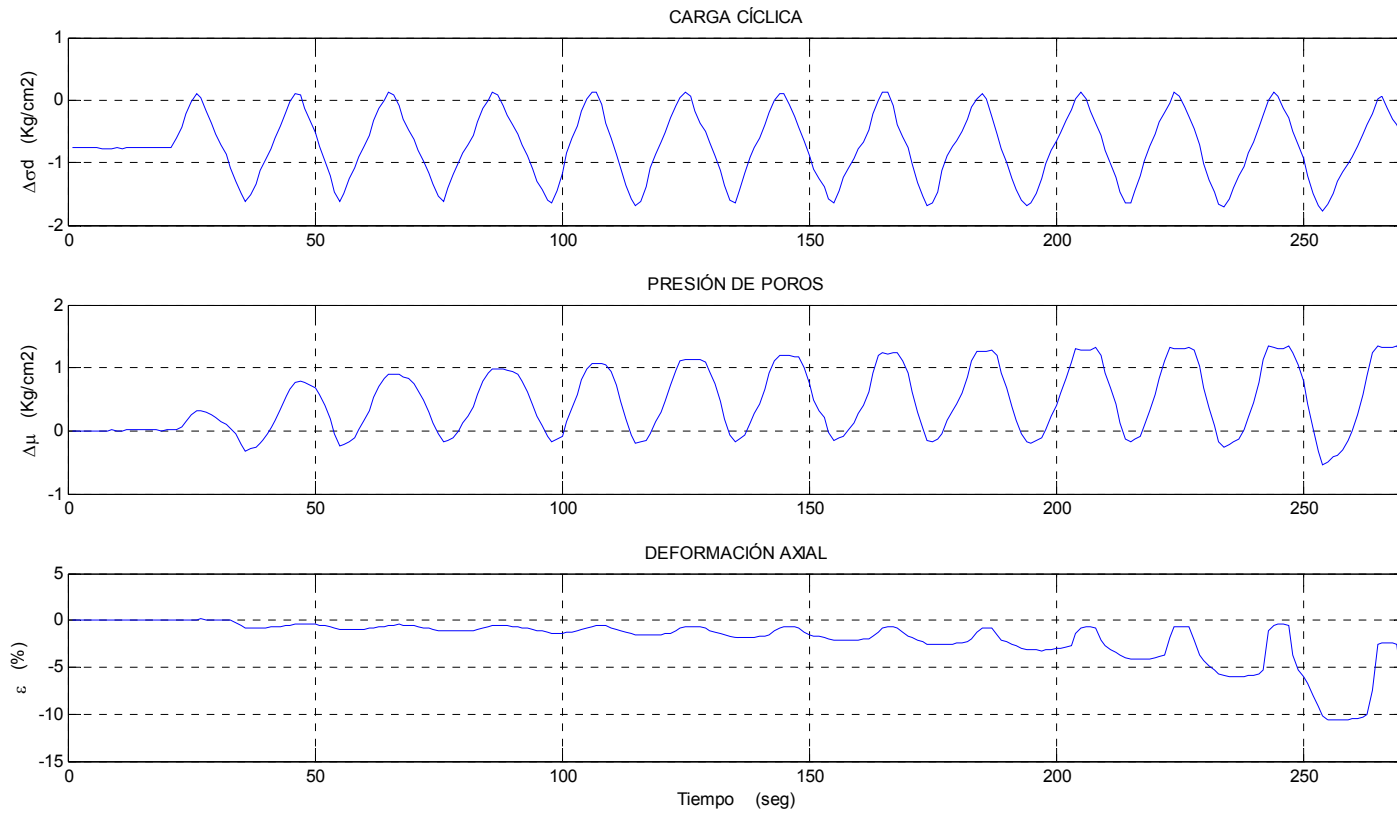
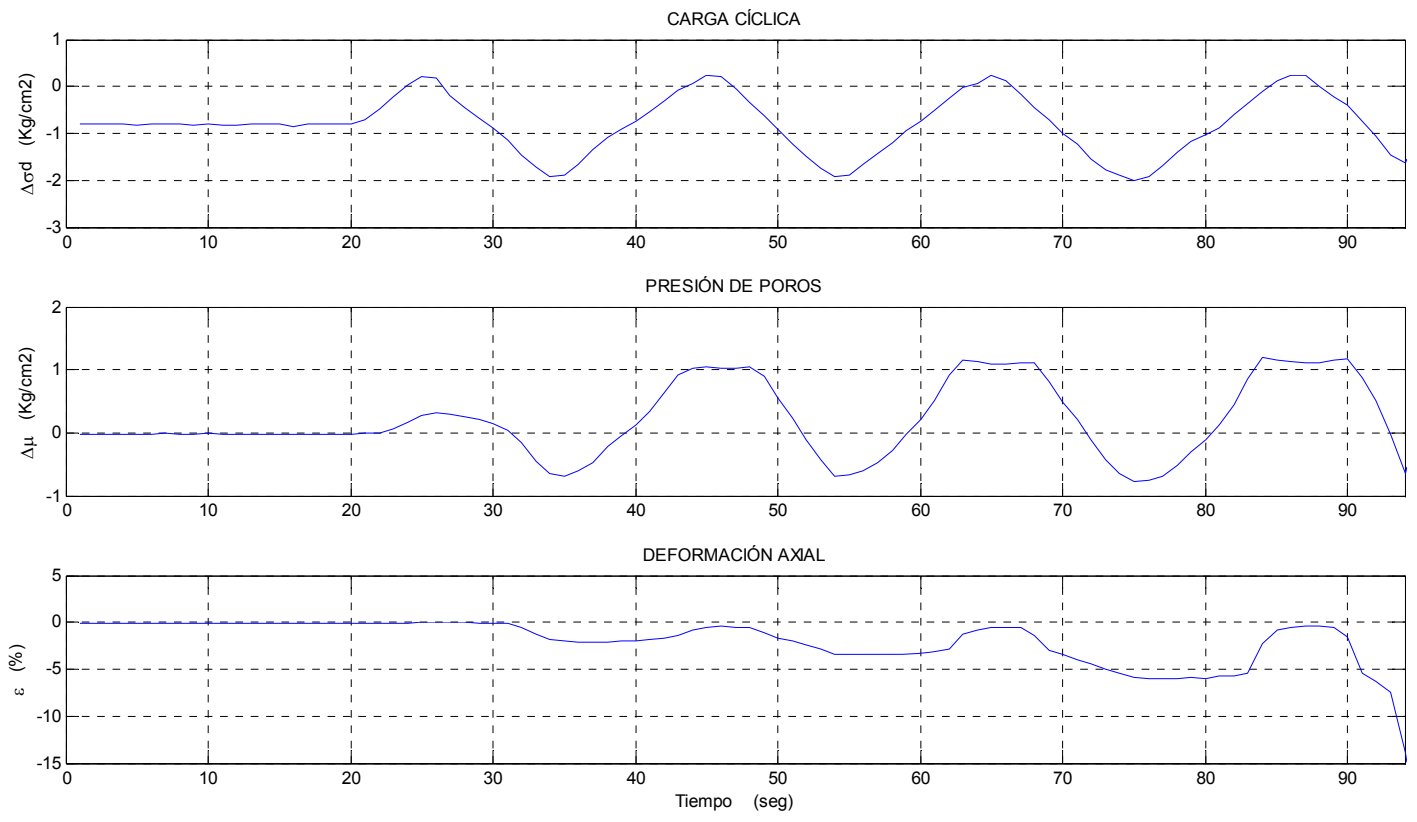


FIGURA B.34: ENSAYO TRIAXIAL CÍCLICO

PROYECTO:	Tesis Magíster Gonzalo Corral Jofré			ENSAYO :	99
MUESTRA:	Arena de Relave-Tranque El Torito:18%CF				
Datos:	$\sigma'_o = 1.00 \text{ kg/cm}^2$	$DR_i = 70\%$	$DR_f = 75 \pm 1\%$		
	$CRR = 0.55$	$N(5\%) = 2.7$	$q_{est} = -0.4 \text{ Kg/cm}^2$		



ANEXO C: Deformación máxima en cada ciclo

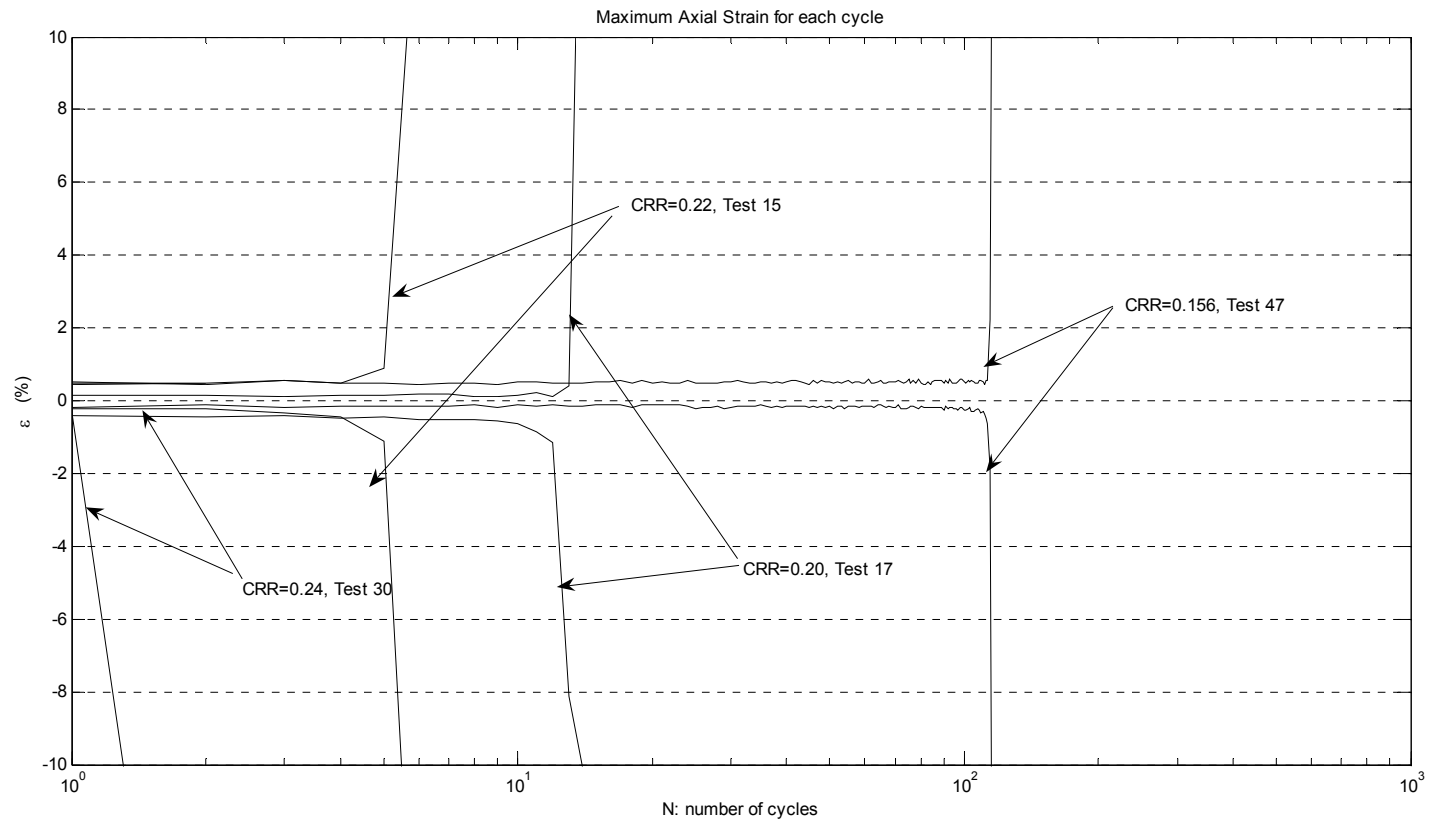


Figura C.1: Deformación máxima en cada ciclo con esfuerzo de corte estático inicial, $q_{est}=0.0 \text{ Kg/cm}^2$ y densidad relativa, $D_r=45\%$ (suelto)

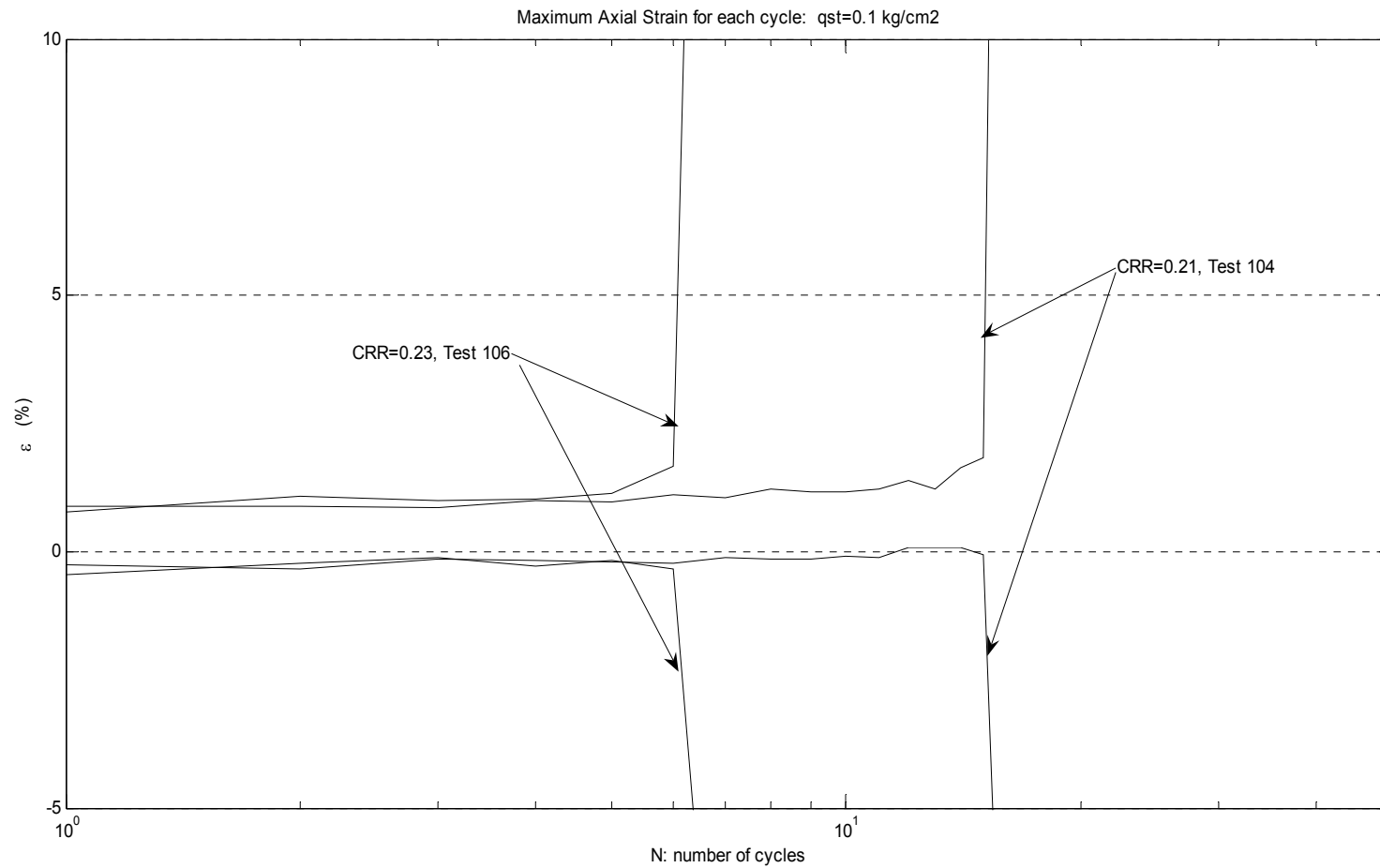


Figura C.2: Deformación máxima en cada ciclo con esfuerzo de corte estático inicial, $q_{est}=0.1 \text{ Kg/cm}^2$ y densidad relativa, $Dr=45\%$ (suelto)

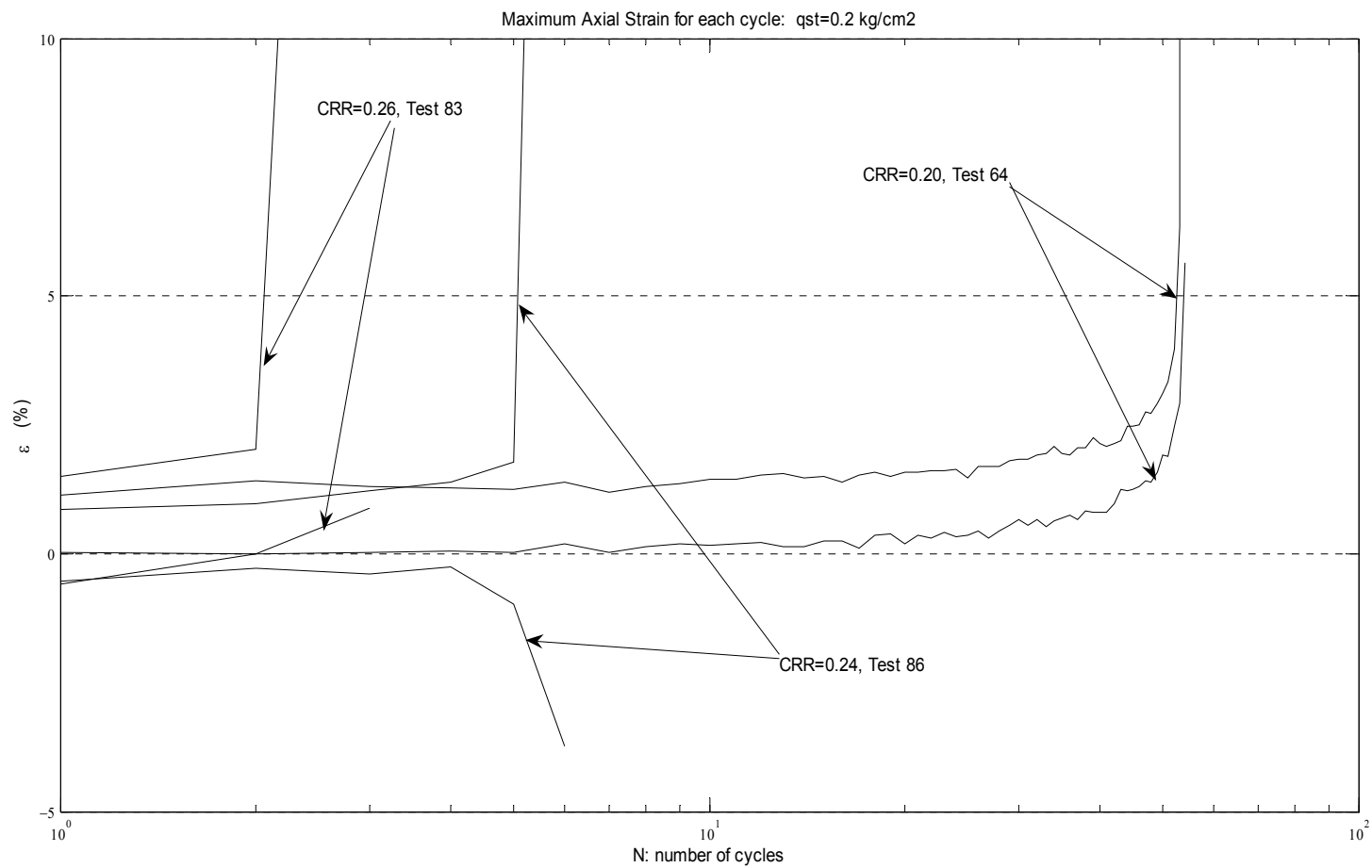


Figura C.3: Deformación máxima en cada ciclo con esfuerzo de corte estático inicial, $q_{est}=0.2 \text{ Kg/cm}^2$ y densidad relativa, $Dr=45\%$ (suelto)

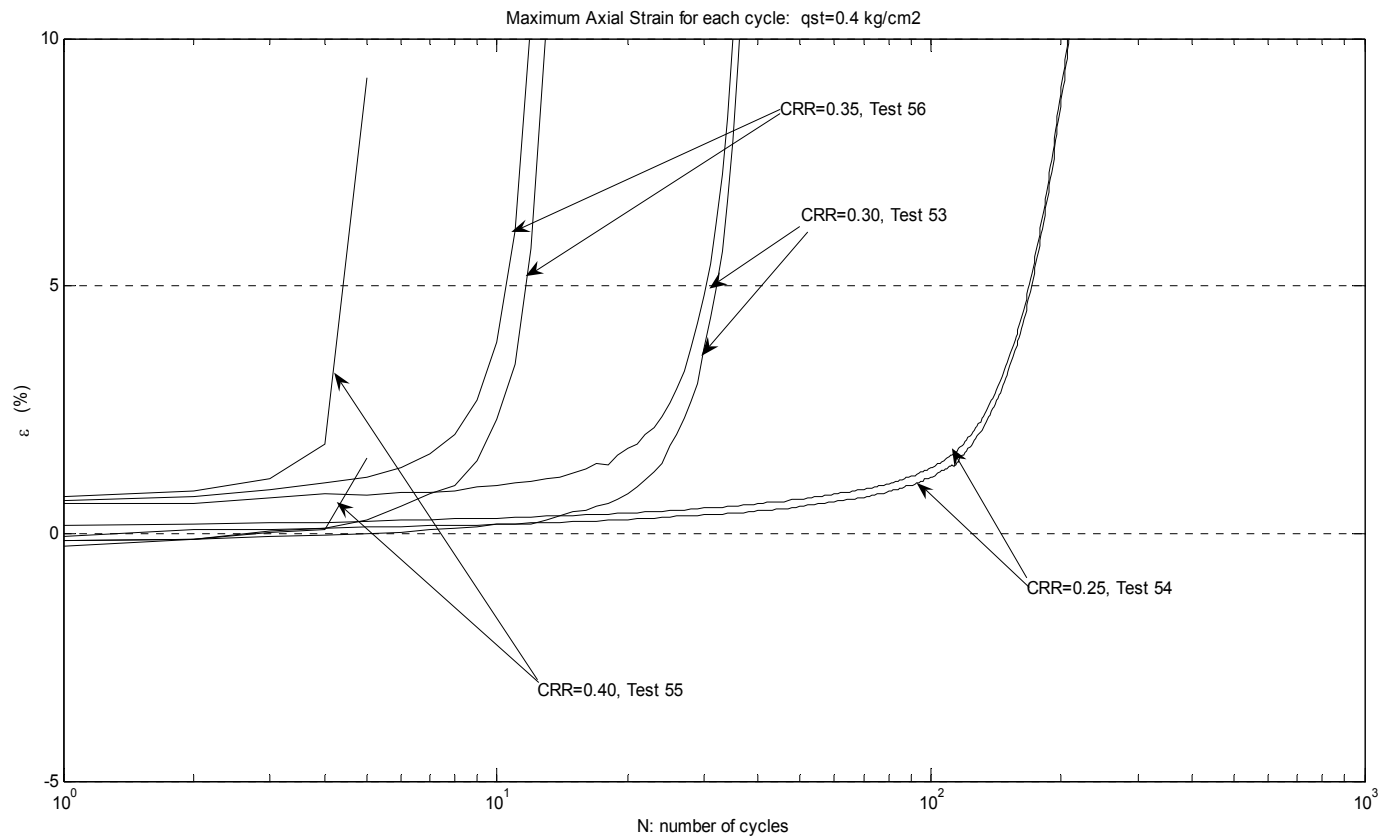


Figura C.4: Deformación máxima en cada ciclo con esfuerzo de corte estático inicial, $q_{est}=0.4 \text{ Kg/cm}^2$ y densidad relativa, $Dr=45\%$ (suelto)

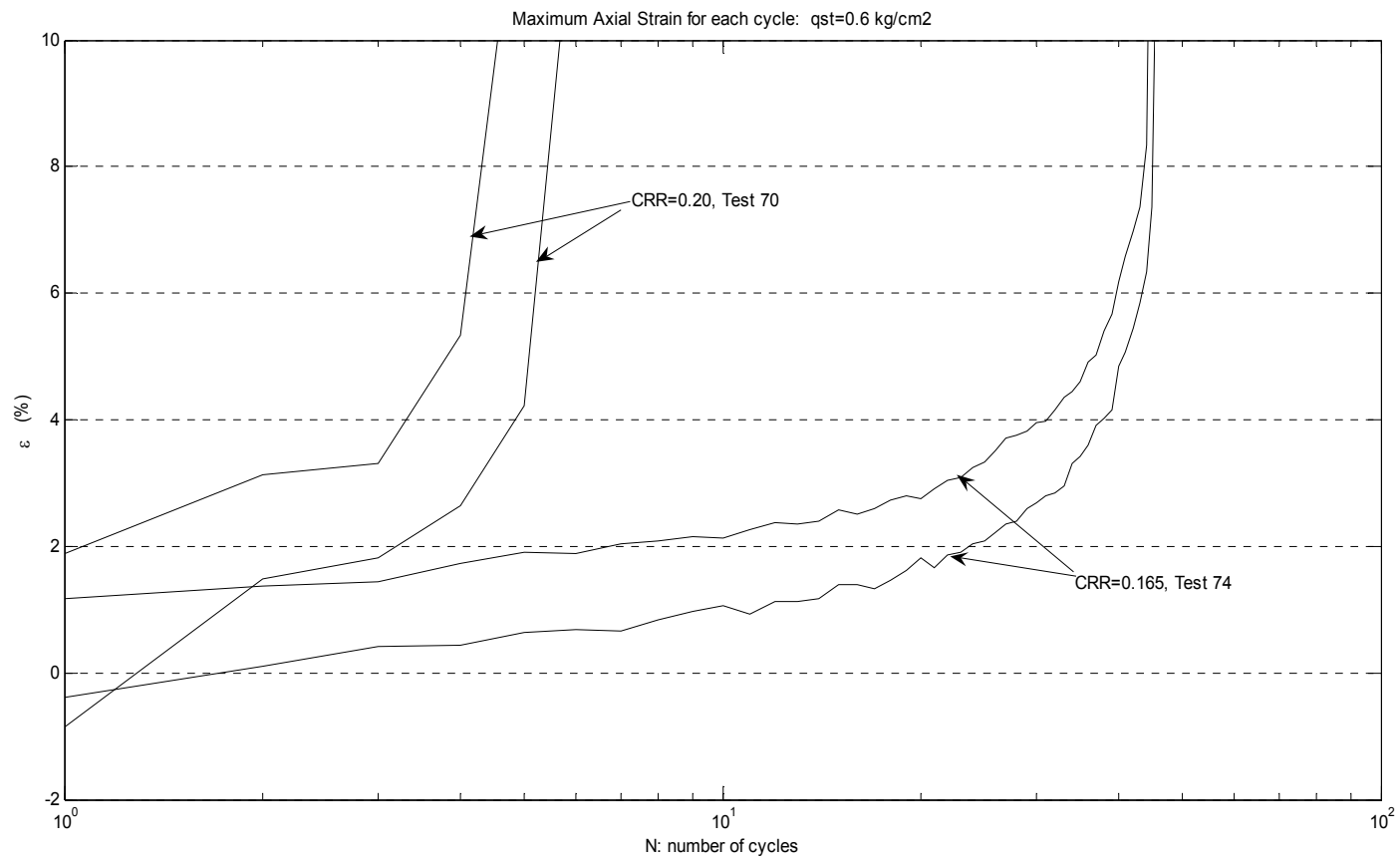


Figura C.5: Deformación máxima en cada ciclo con esfuerzo de corte estático inicial, $q_{est}=0.6 \text{ Kg/cm}^2$ y densidad relativa, $Dr=45\%$ (suelto)

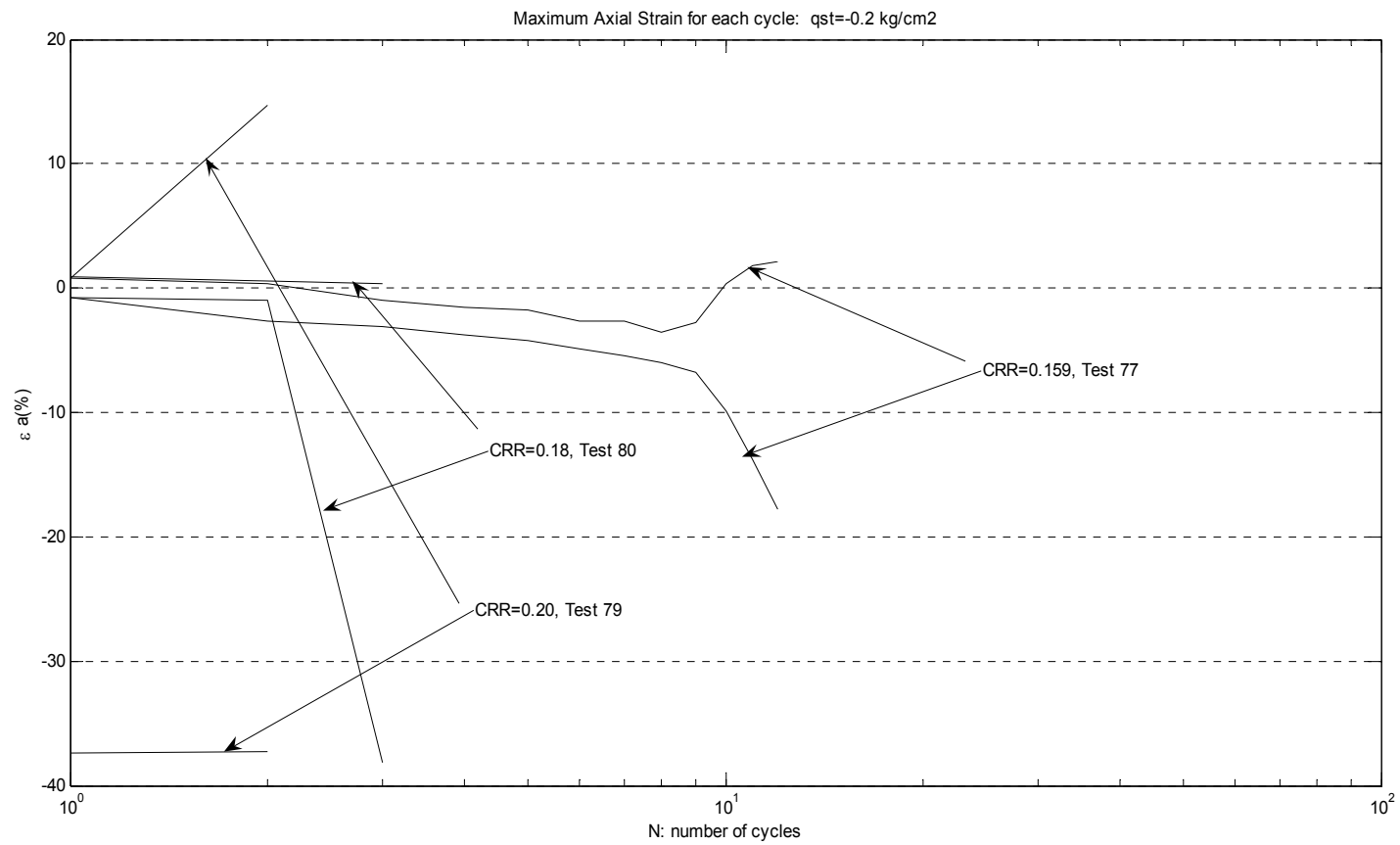


Figura C.6: Deformación máxima en cada ciclo con esfuerzo de corte estático inicial, $q_{est} = -0.2 \text{ Kg/cm}^2$ y densidad relativa, $Dr=45\%$ (suelto)

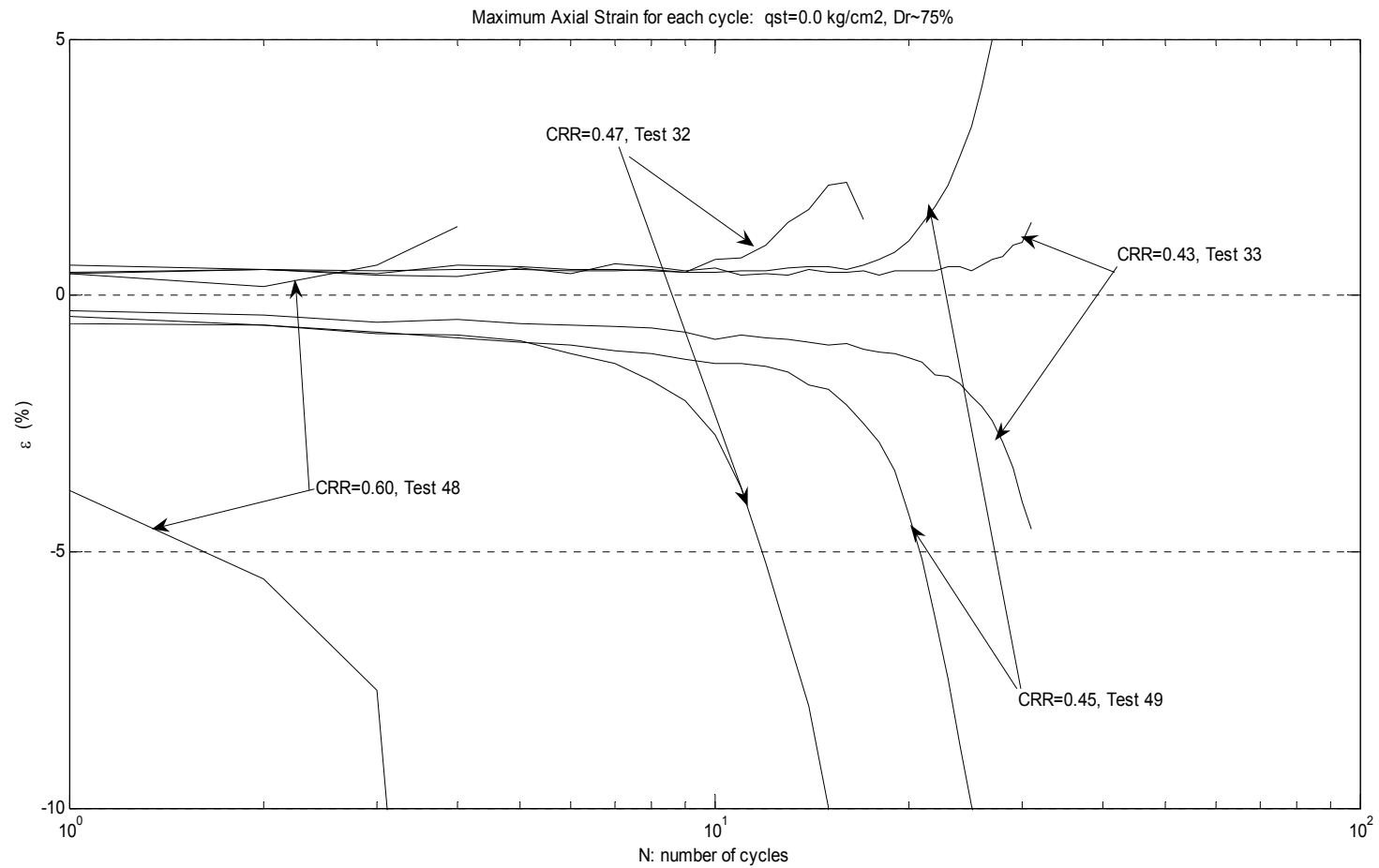


Figura C.7: Deformación máxima en cada ciclo con esfuerzo de corte estático inicial, $q_{est}=0.0 \text{ Kg/cm}^2$ y densidad relativa, $D_r=75\%$ (denso)

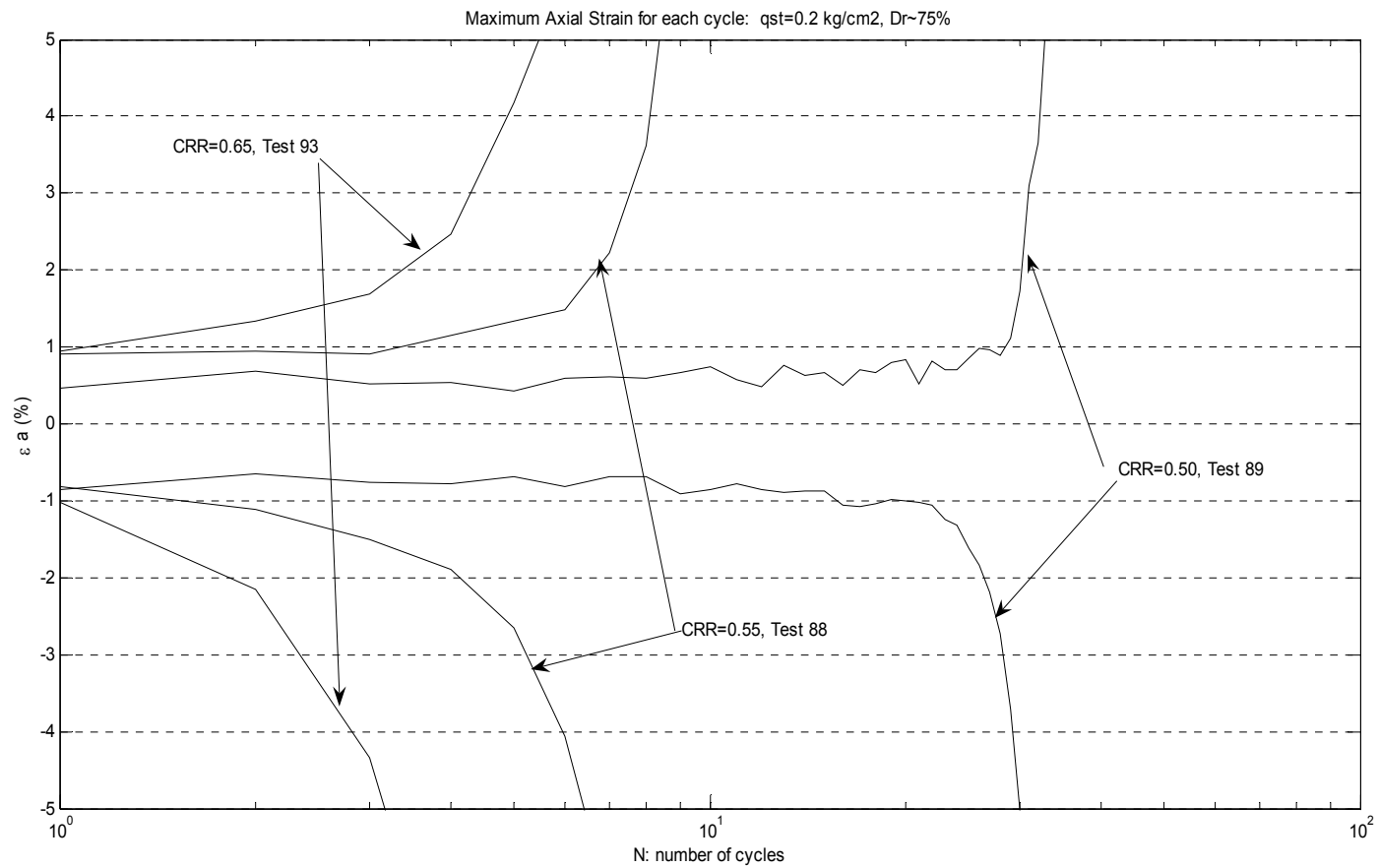


Figura C.8: Deformación máxima en cada ciclo con esfuerzo de corte estático inicial, $q_{est}=0.2 \text{ Kg/cm}^2$ y densidad relativa, $D_r=75\%$ (denso)

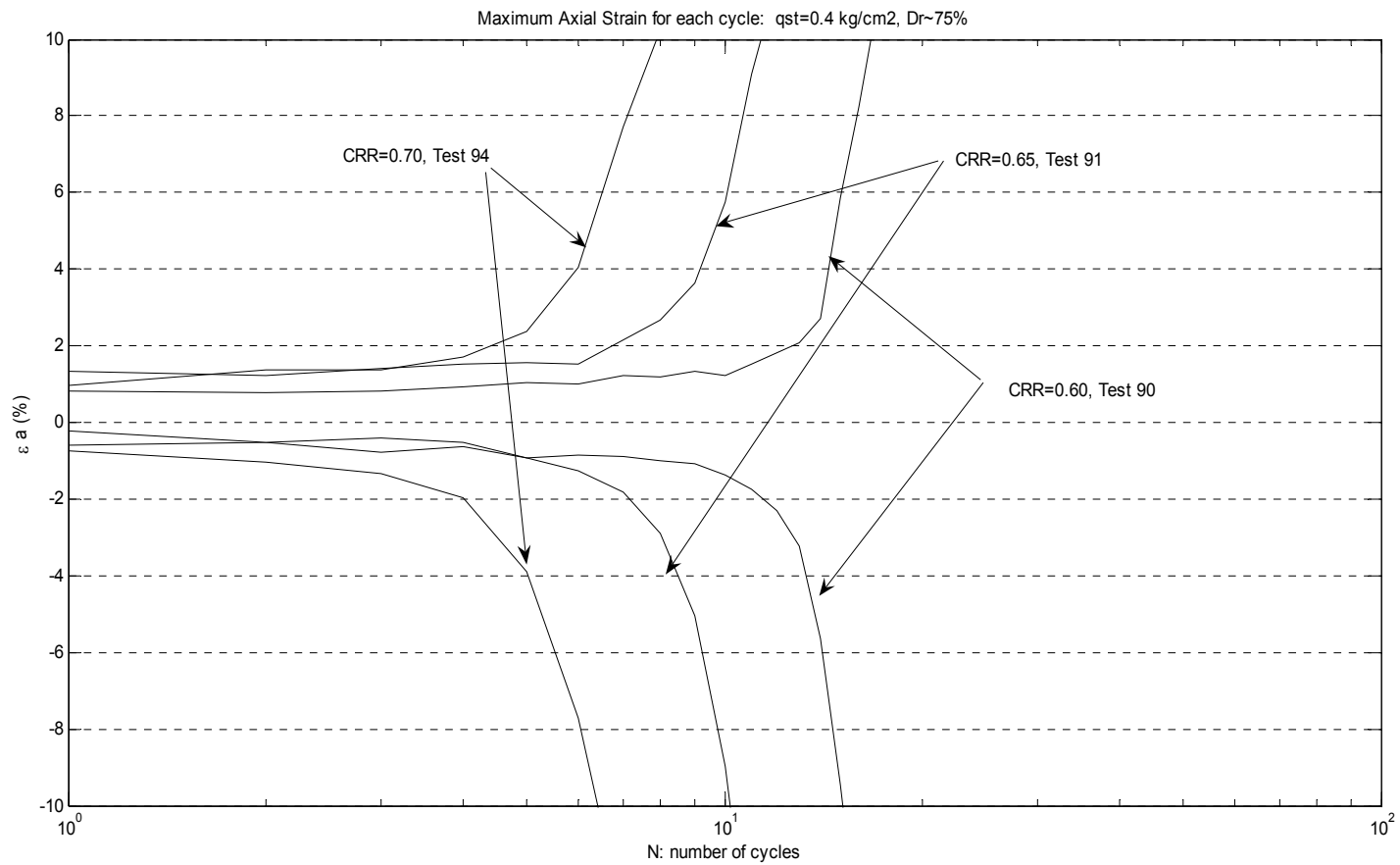


Figura C.9: Deformación máxima en cada ciclo con esfuerzo de corte estático inicial, $q_{est}=0.4 \text{ Kg/cm}^2$ y densidad relativa, $D_r=75\%$ (denso)

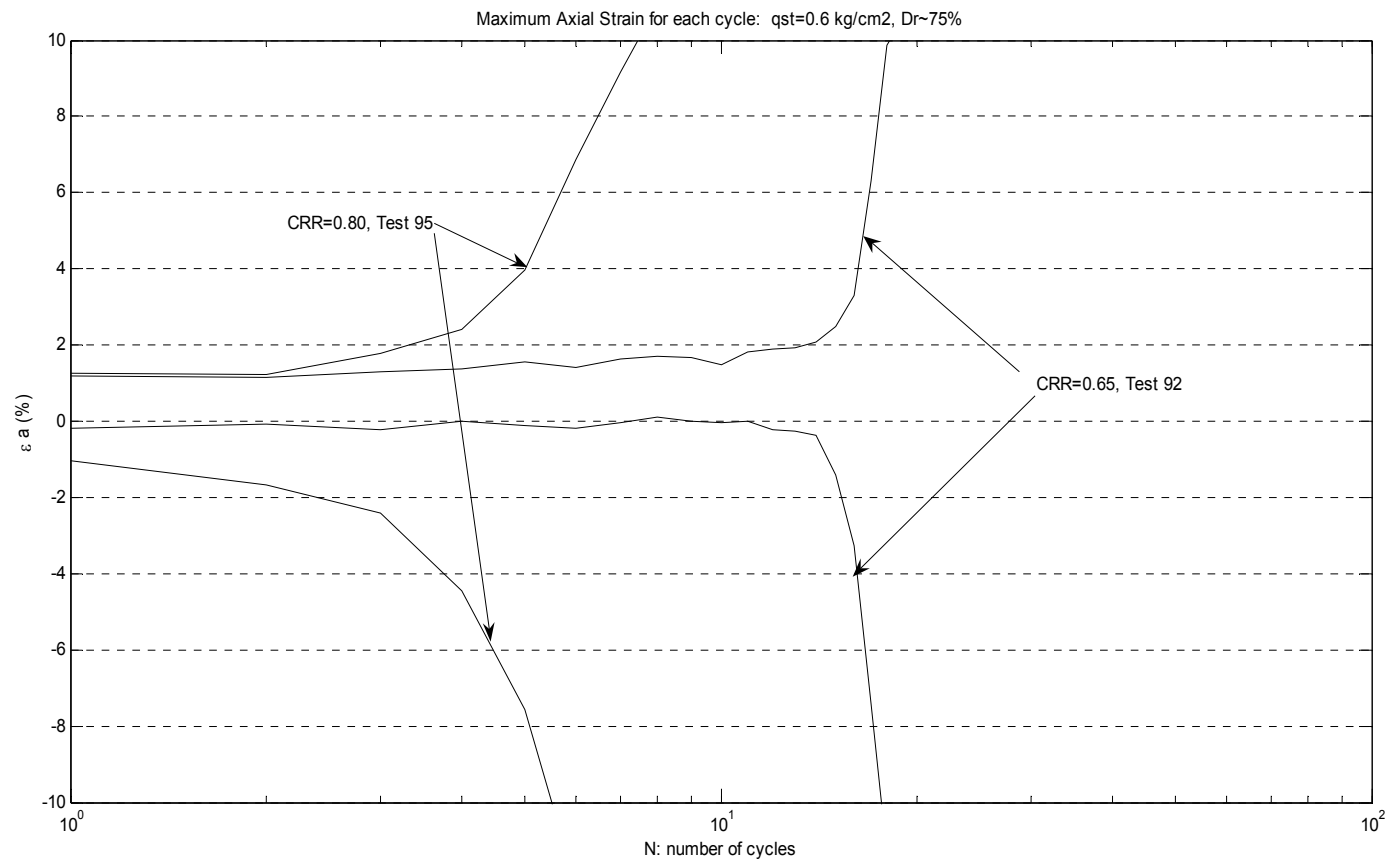


Figura C.10: Deformación máxima en cada ciclo con esfuerzo de corte estático inicial, $q_{est}=0.6 \text{ Kg/cm}^2$ y densidad relativa, $D_r=75\%$ (denso)

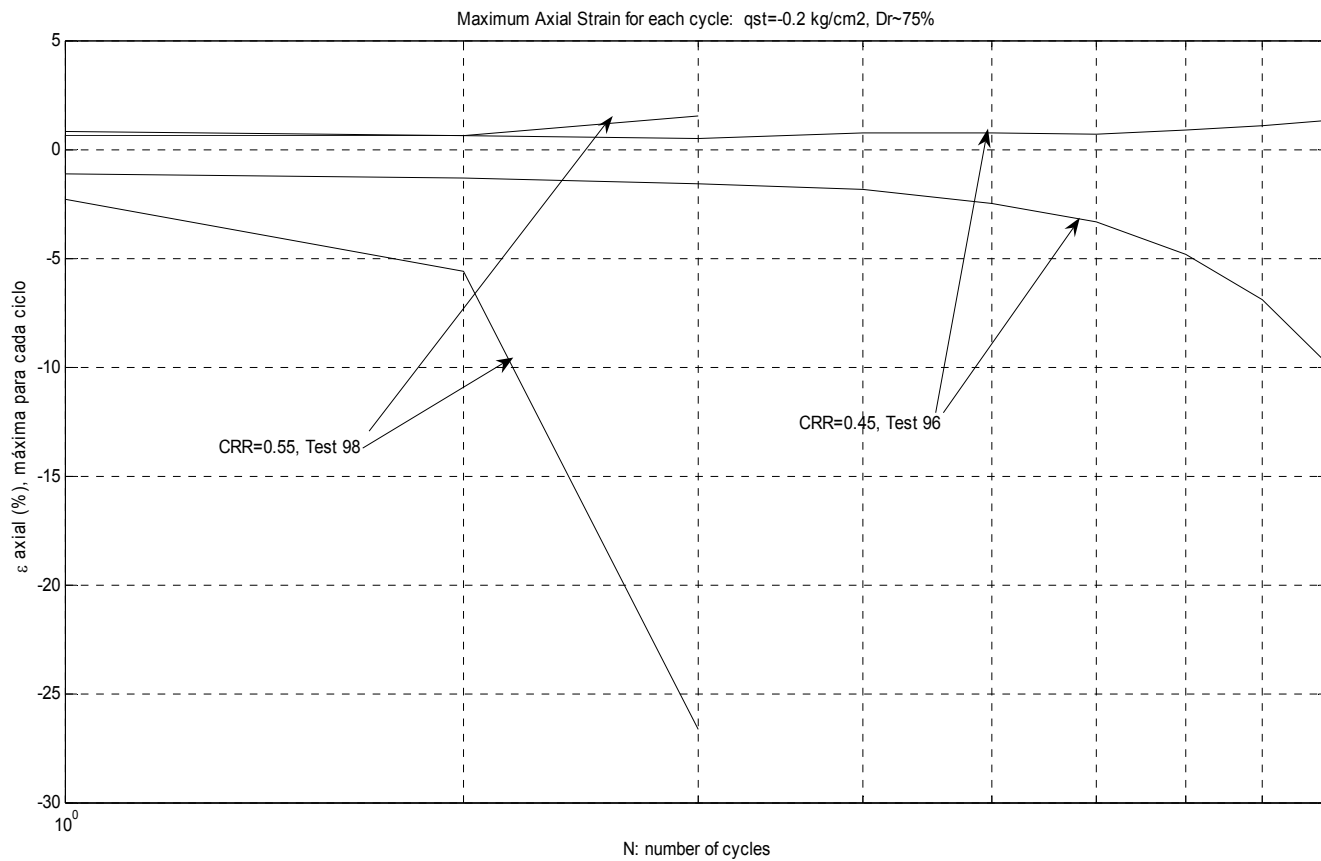


Figura C.11: Deformación máxima en cada ciclo con esfuerzo de corte estático inicial, $q_{est} = -0.2 \text{ Kg/cm}^2$ y densidad relativa, $D_r = 75\%$ (denso)

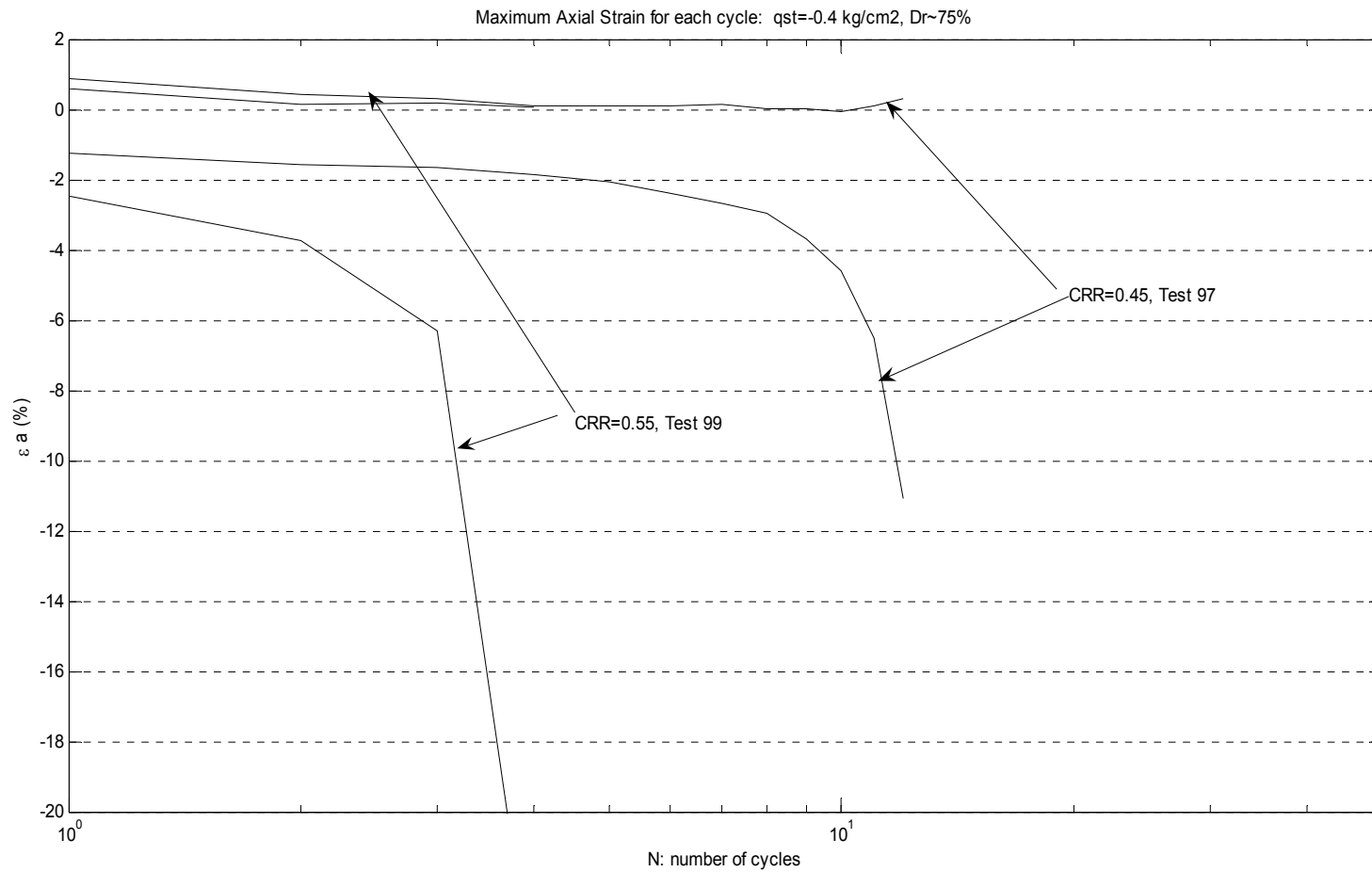


Figura C.12: Deformación máxima en cada ciclo con esfuerzo de corte estático inicial, $q_{est} = -0.4 \text{ Kg/cm}^2$ y densidad relativa, $D_r = 75\%$ (denso)

ANEXO D: Presión de poros al término de cada ciclo

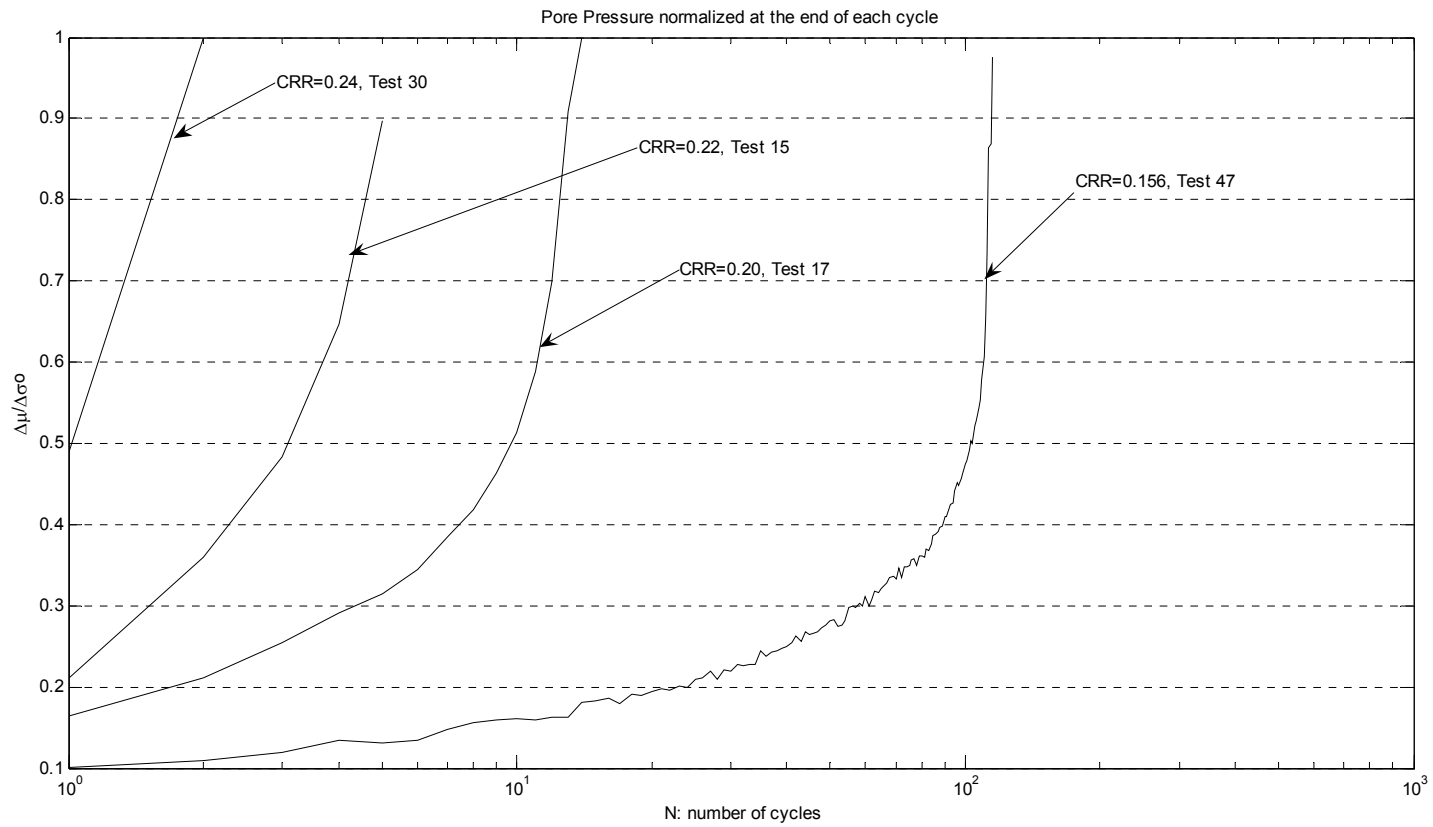


Figura D.1: Presión de poros al término de cada ciclo con esfuerzo de corte estático inicial, $q_{est}=0.0 \text{ Kg/cm}^2$ y densidad relativa, $Dr=45\%$ (suelto)

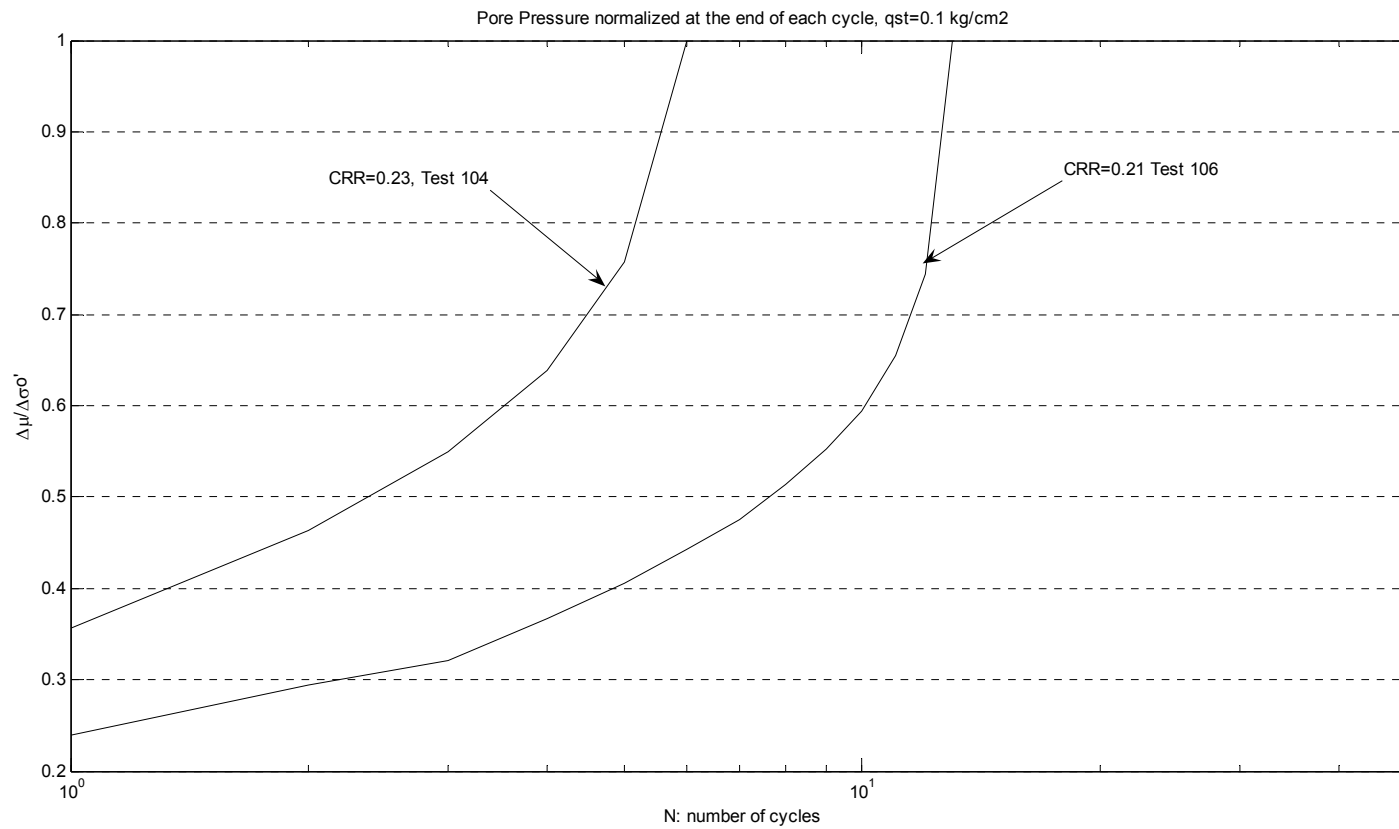


Figura D.2: Presión de poros al término de cada ciclo con esfuerzo de corte estático inicial, $q_{est}=0.1 \text{ Kg/cm}^2$ y densidad relativa, $Dr=45\%$ (suelto)

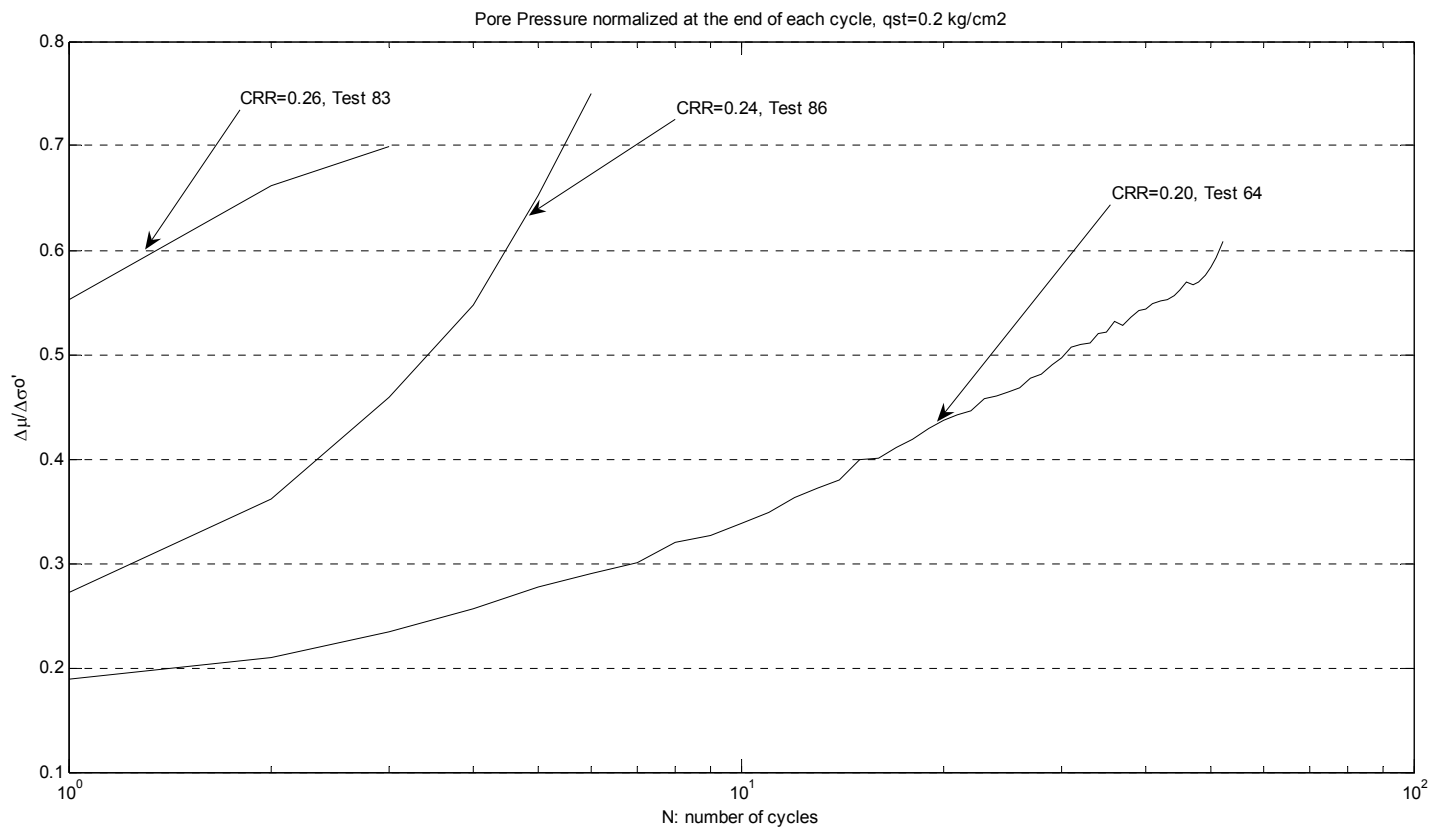


Figura D.3: Presión de poros al término de cada ciclo con esfuerzo de corte estático inicial, $q_{est}=0.2 \text{ Kg/cm}^2$ y densidad relativa, $Dr=45\%$ (suelto)

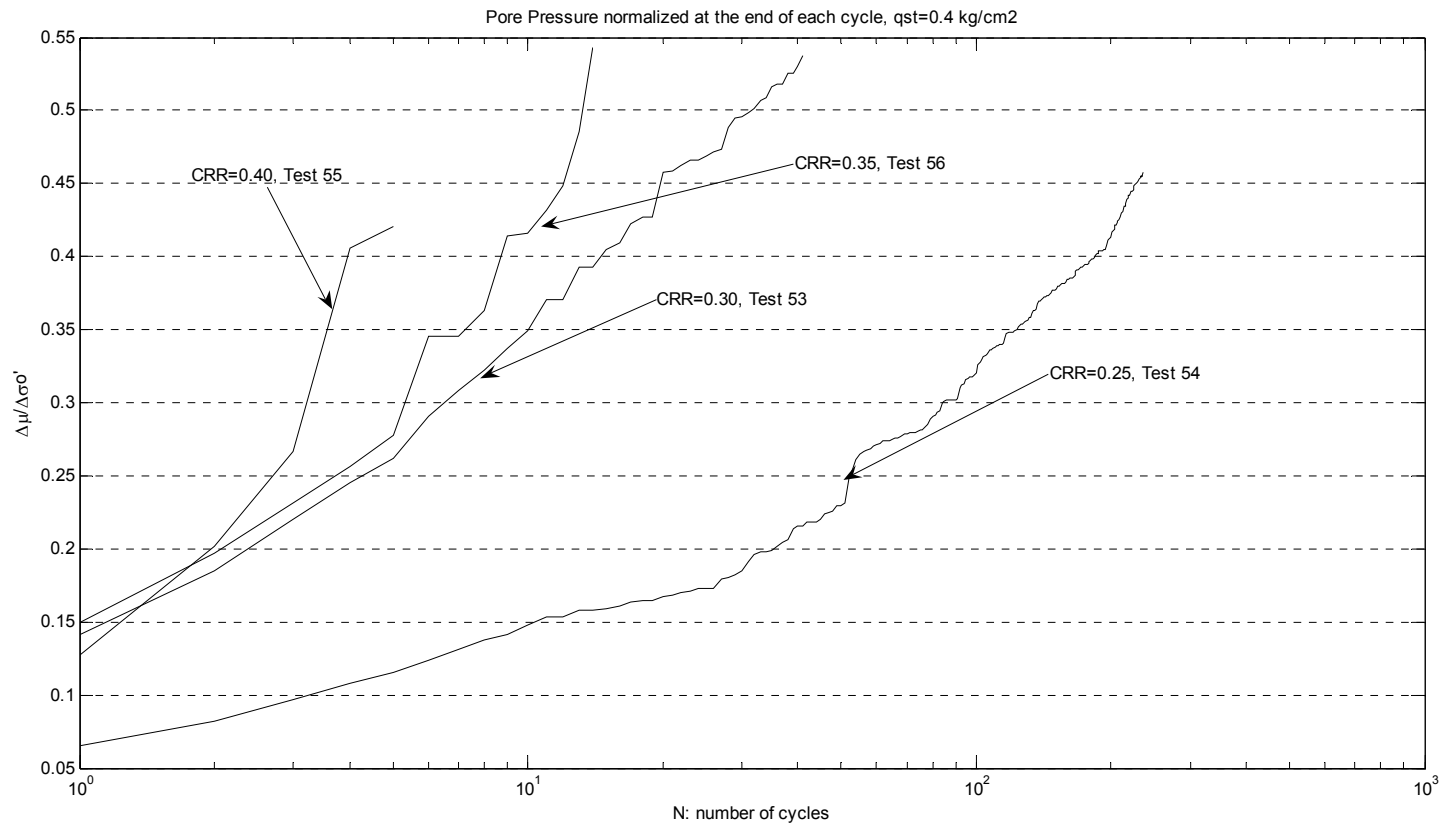


Figura D.4: Presión de poros al término de cada ciclo con esfuerzo de corte estático inicial, $q_{est}=0.4 \text{ Kg/cm}^2$ y densidad relativa, $Dr=45\%$ (suelto)

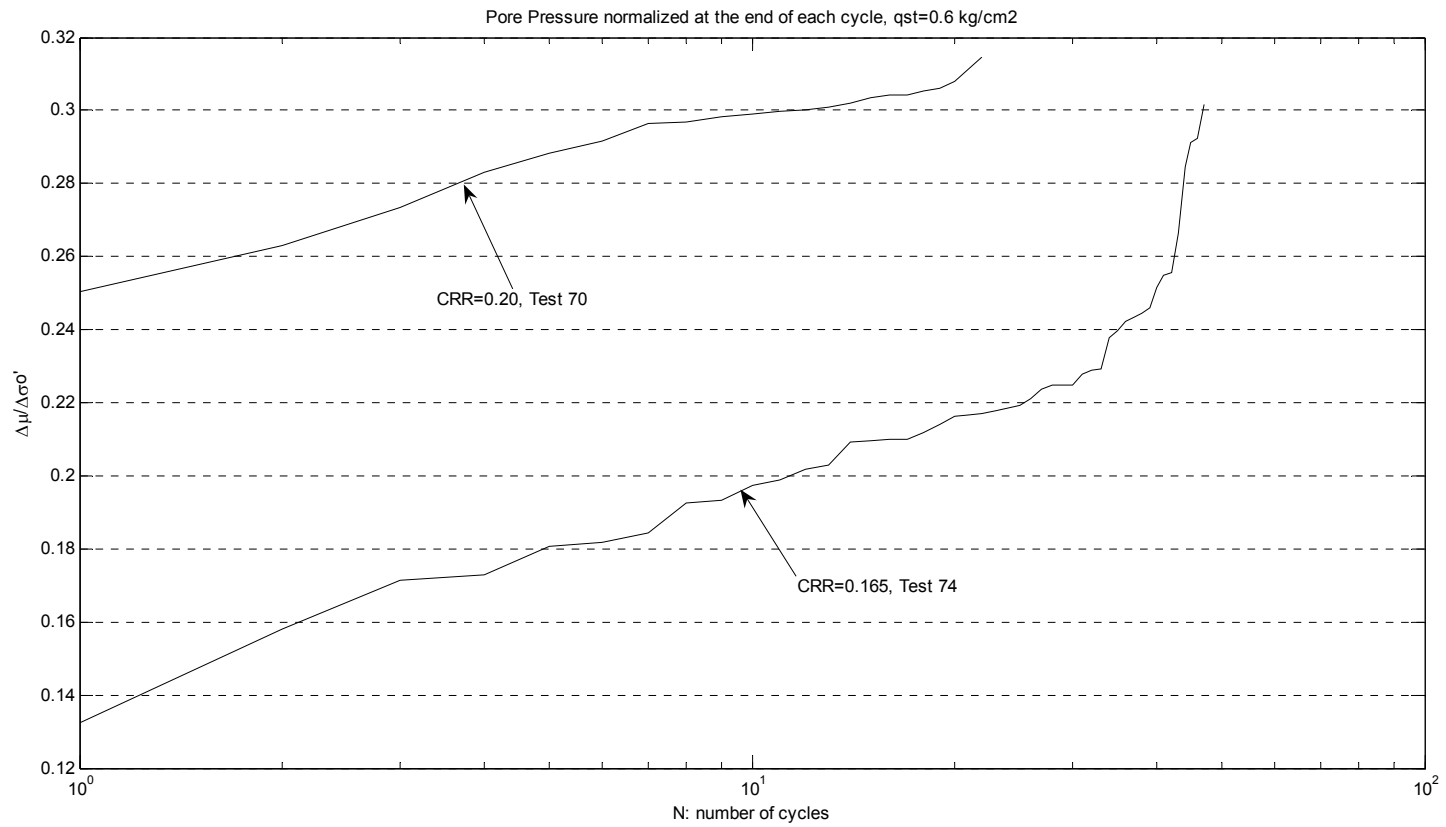


Figura D.5: Presión de poros al término de cada ciclo con esfuerzo de corte estático inicial, $q_{est}=0.6 \text{ Kg/cm}^2$ y densidad relativa, $Dr=45\%$ (suelto)

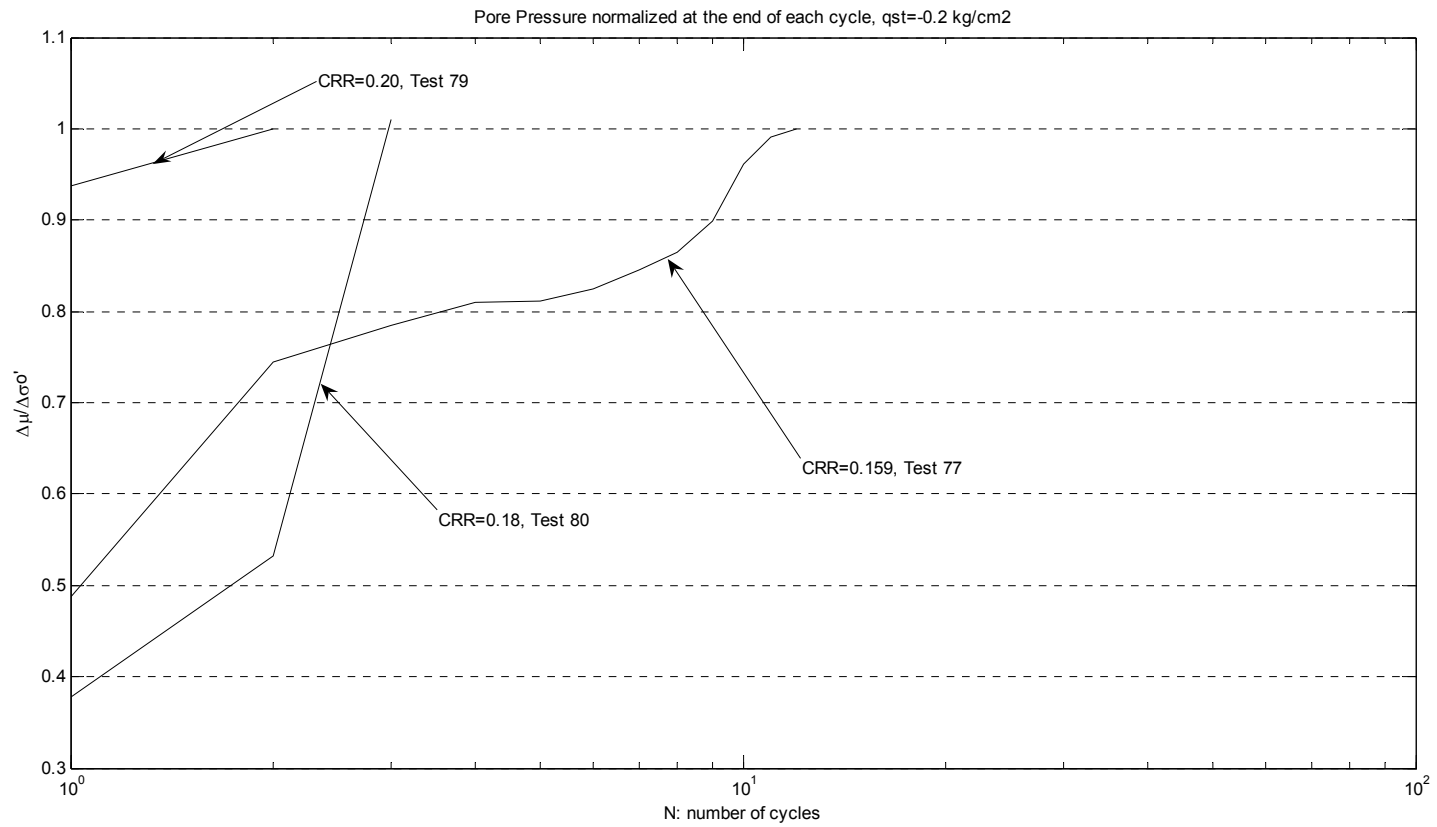


Figura D.6: Presión de poros al término de cada ciclo con esfuerzo de corte estático inicial, $q_{est} = -0.2 \text{ Kg/cm}^2$ y densidad relativa, $Dr = 45\%$ (suelto)

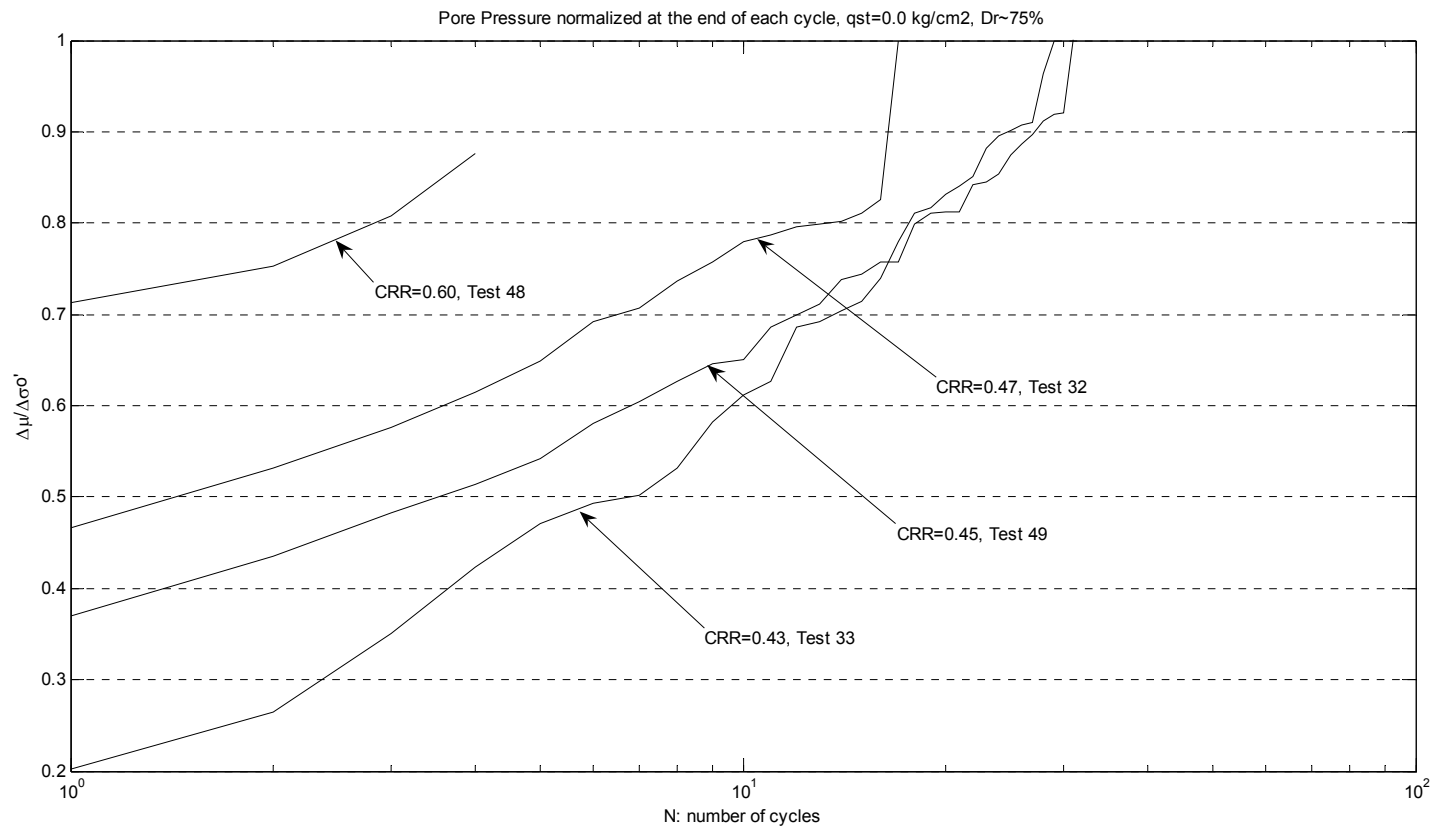


Figura D.7: Presión de poros al término de cada ciclo con esfuerzo de corte estático inicial, $q_{est}=0.0 \text{ Kg/cm}^2$ y densidad relativa, $D_r=75\%$ (denso)

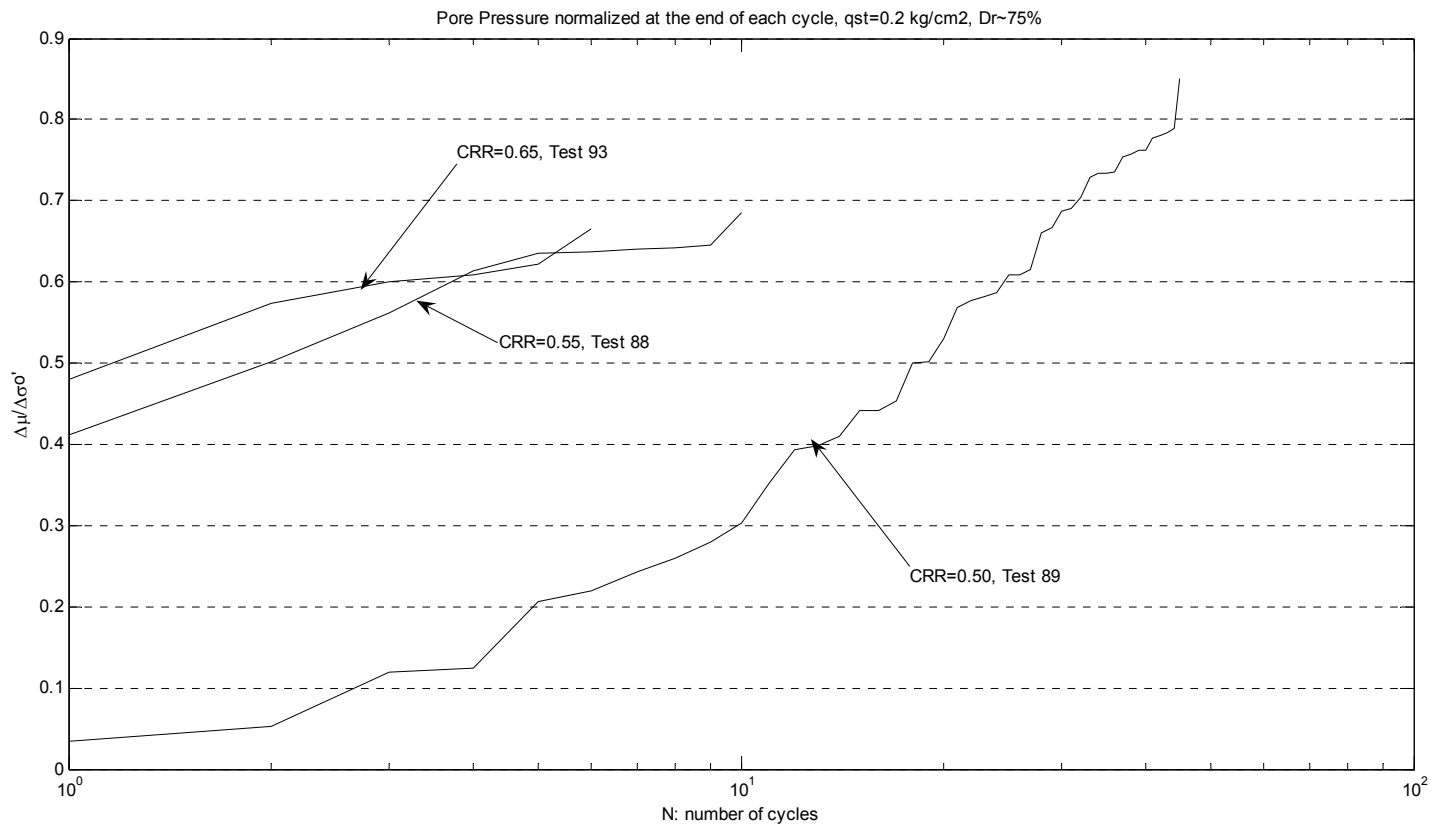


Figura D.8: Presión de poros al término de cada ciclo con esfuerzo de corte estático inicial, $q_{est}=0.2 \text{ Kg/cm}^2$ y densidad relativa, $D_r=75\%$ (denso)

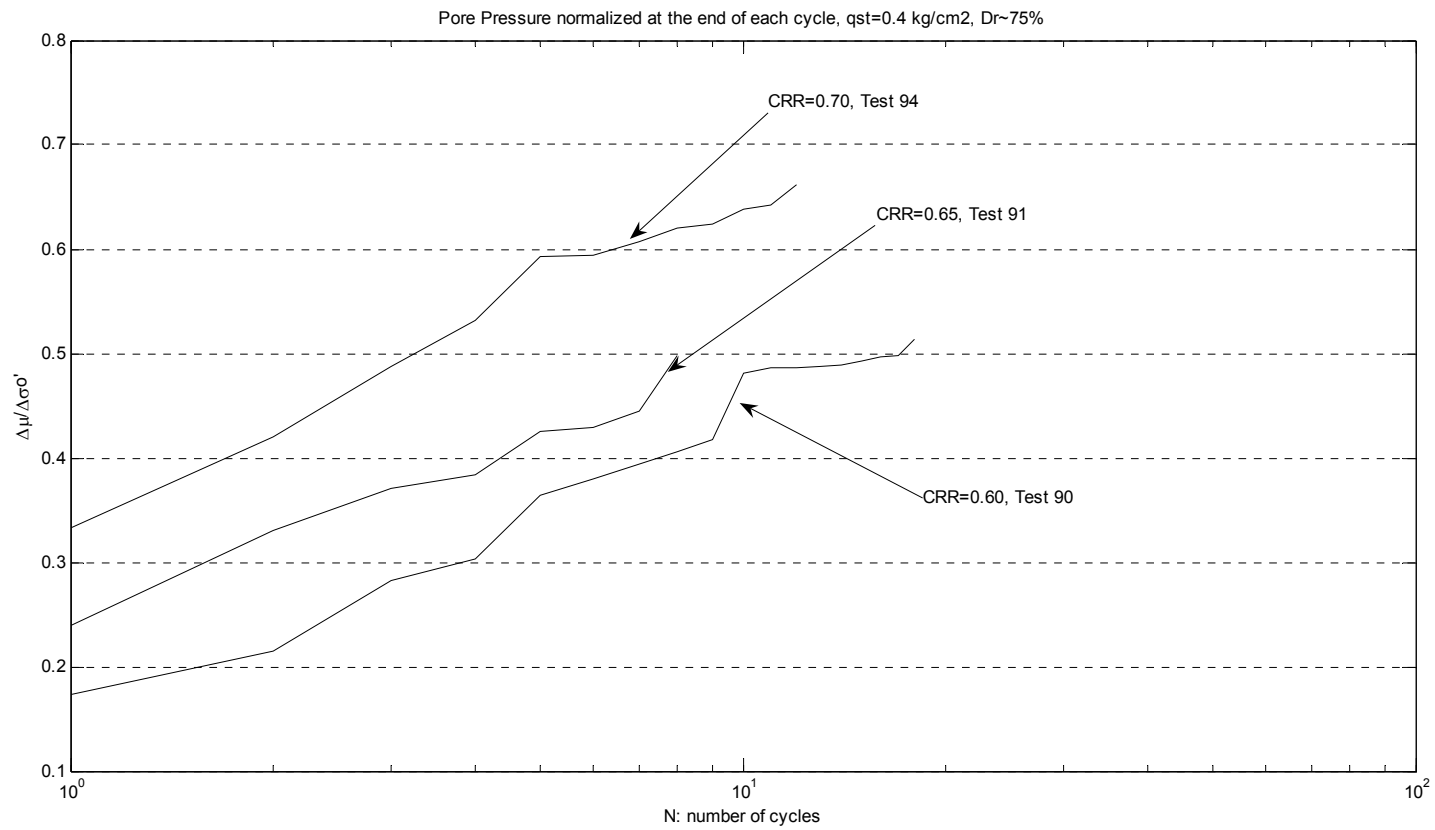


Figura D.9: Presión de poros al término de cada ciclo con esfuerzo de corte estático inicial, $q_{est}=0.4 \text{ Kg/cm}^2$ y densidad relativa, $D_r=75\%$ (denso)

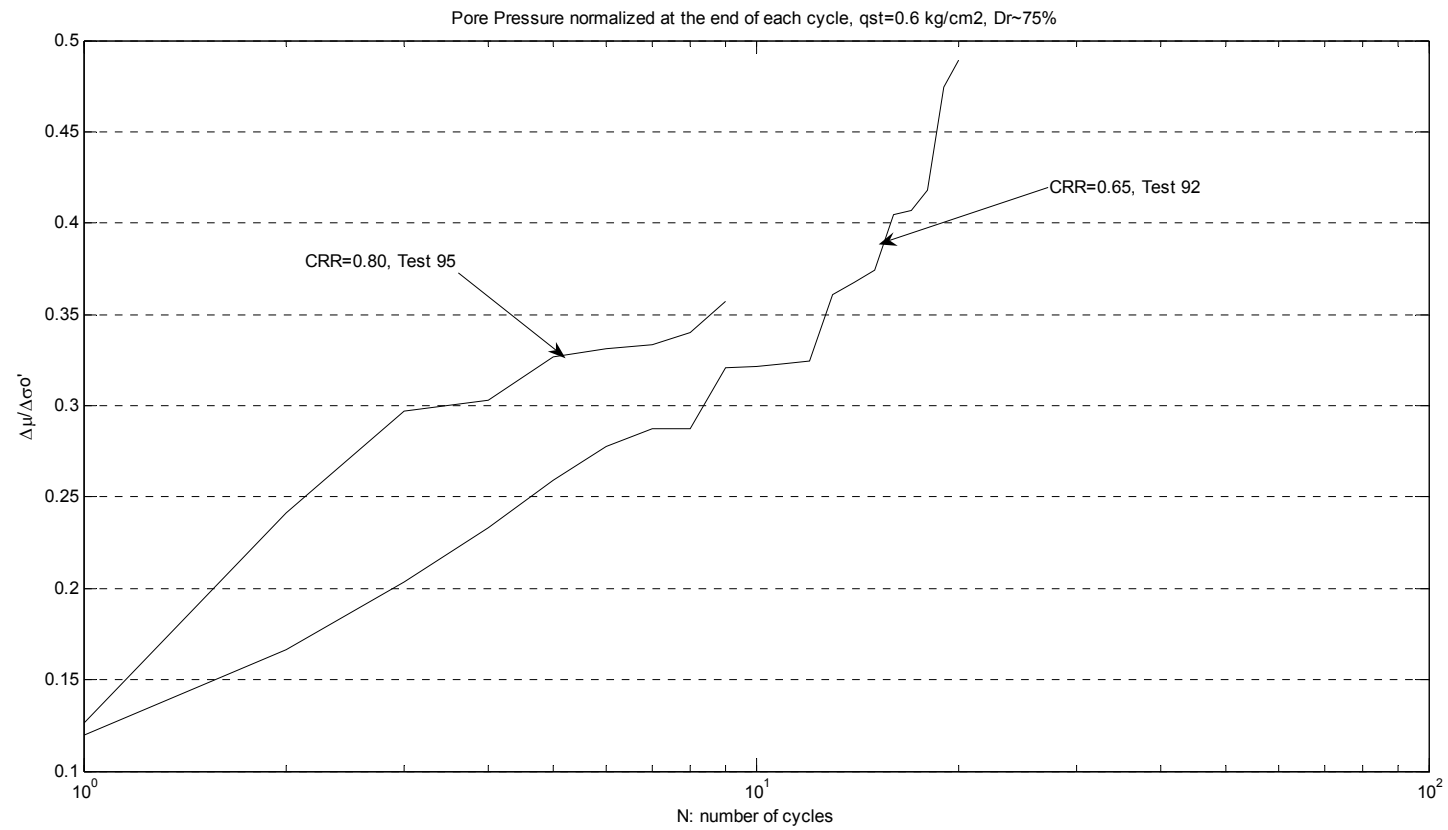


Figura D.10: Presión de poros al término de cada ciclo con esfuerzo de corte estático inicial, $q_{est}=0.6 \text{ Kg/cm}^2$ y densidad relativa, $Dr=75\%$ (denso)

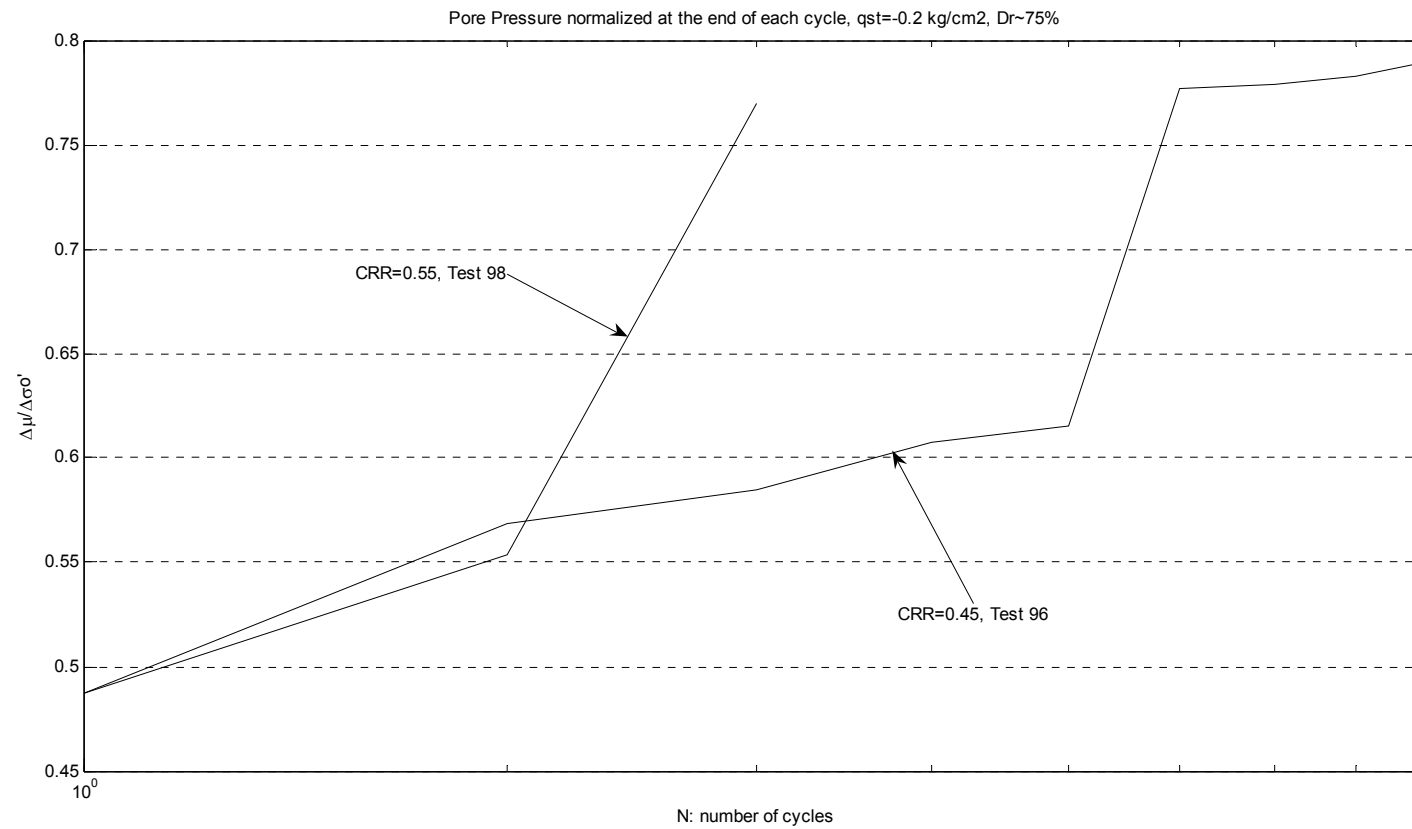


Figura D.11: Presión de poros al término de cada ciclo con esfuerzo de corte estático inicial, $q_{est} = -0.2 \text{ Kg/cm}^2$ y densidad relativa, $Dr=75\%$ (denso)

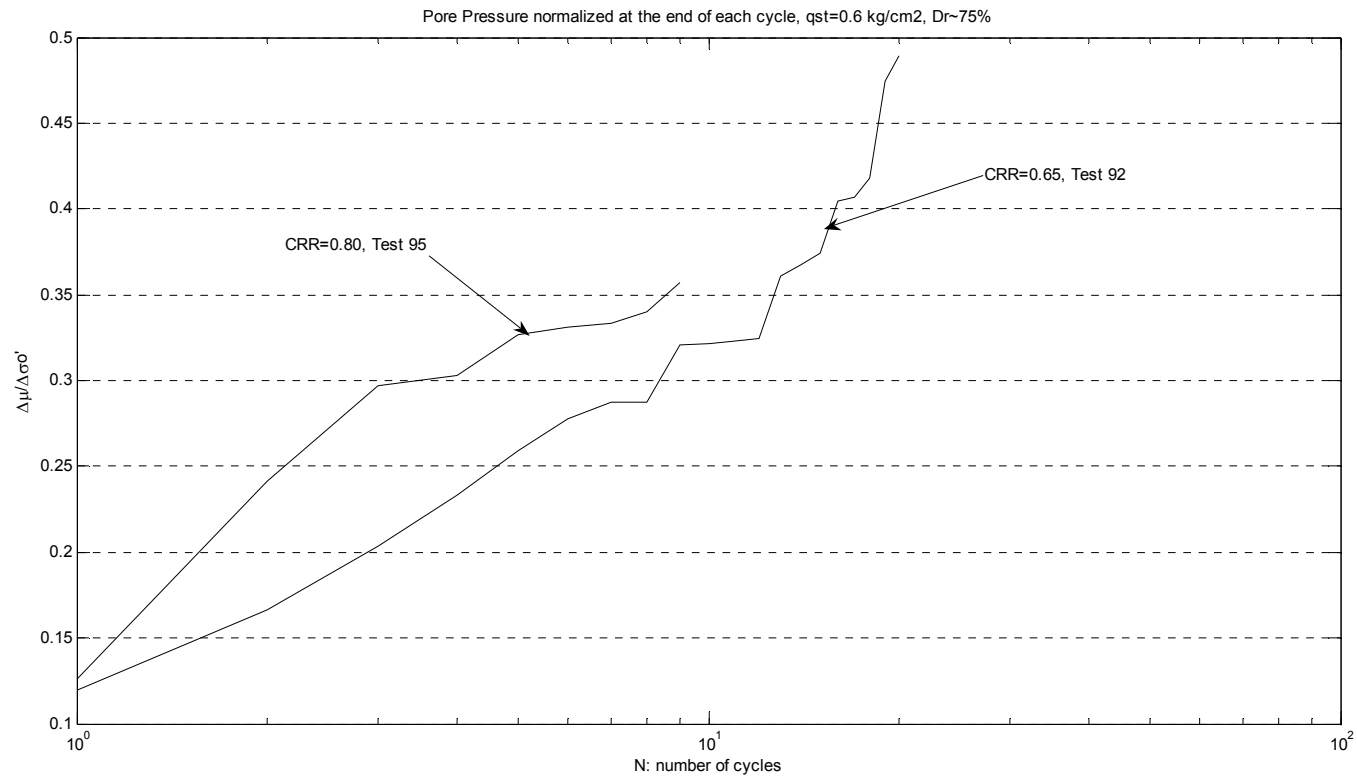


Figura D.12: Presión de poros al término de cada ciclo con esfuerzo de corte estático inicial, $q_{est} = -0.4 \text{ Kg/cm}^2$ y densidad relativa, $D_r = 75\%$ (denso)