



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

**ESTUDIO EN LABORATORIO DEL EFECTO ENVEJECIMIENTO EN EL
COMPORTAMIENTO DE ARENAS DE RELAVE.**

MEMORIA PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

MANUEL GERMÁN ORMAZÁBAL LEIVA

**PROFESOR GUÍA:
RICARDO MOFFAT COVARRUBIAS.**

**MIEMBROS DE LA COMISIÓN:
RAMÓN VERDUGO ALVARADO.
LENART GONZÁLEZ LAGOS.**

**SANTIAGO DE CHILE
ABRIL 2008**

RESUMEN DE LA MEMORIA PARA
OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL
POR: MANUEL ORMAZÁBAL LEIVA
FECHA: 18 DE JUNIO DE 2008.
PROF. GUÍA: SR. RICARDO MOFFAT C.

ESTUDIO EN LABORATORIO DEL EFECTO ENVEJECIMIENTO EN EL COMPORTAMIENTO DE ARENAS DE RELAVE.

Se realizó una investigación conducente a determinar el efecto envejecimiento en el comportamiento de arenas de relave. Se ha elegido un depósito de suelo de residuos mineros, o presa de relave, como adecuado para la investigación del fenómeno debido a que es importante conocer los cambios mecánicos y dinámicos que se producen en el tiempo de modo de predecir sus cambios durante el abandono.

El programa de ensayos consiste en un total de 33 triaxiales estáticos y 43 triaxiales cíclicos. Se utilizaron muestras inalteradas extraídas, mediante toma de muestras en bloques de un tranque de relaves en operación, con depositaciones entre 0 y 5 meses, y probetas remoldeadas en laboratorio con el mismo material extraído, las cuales se dejaron envejecer entre 0 y 5 meses.

Se presentan los resultados experimentales sobre el efecto envejecimiento en el comportamiento de arenas de relave. Se comparan los resultados de ensayos realizados en probetas reconstituidas mediante el método de apisonado húmedo y envejecidas en laboratorio, con muestras inalteradas obtenidas in situ en diferentes tiempos de depositación.

Para las probetas preparadas y envejecidas en laboratorio se pudo determinar que con el tiempo existe un aumento importante de la resistencia cíclica. Con el análisis de probetas remoldeadas y muestras inalteradas es posible determinar preliminarmente que el efecto envejecimiento es más rápido en probetas remoldeadas que en muestras inalteradas, para condiciones similares.

AGRADECIMIENTOS

A mis padres, Manuel y Gabriela, por el amor, apoyo y sacrificio que me entregan día a día.

A mi hermano, tías y tíos, en especial a Matilde, por todo su apoyo y ayuda en estos años de estudios.

A mis abuelos, en especial a mi Tata, que siempre han estado presentes en mi vida.

A mi profesor guía Don Ricardo Moffat por creer y encaminar esta memoria a lo largo de su duración.

A la Fundación Moisés Mellado y a Minería y Montajes Con-Pax S.A., especial a Don Gerardo Palma Elizalde, por todo el apoyo anímico y económico durante la carrera y en el desarrollo de esta memoria.

CONTENIDO

CAPITULO 1: INTRODUCCIÓN	1
1.1.- Importancia del efecto envejecimiento en arenas de relave.....	1
1.2.- Contexto del estudio realizado.	2
1.3.- Antecedentes de riesgo sísmico en presas de relave.	3
1.4. Propósito y objetivos del estudio.	5
CAPITULO 2: REVISIÓN BIBLIOGRÁFICA	6
2.1.- Efecto envejecimiento en las propiedades físicas de suelos.....	6
2.2.- Efecto envejecimiento en la resistencia al corte en arenas.....	8
2.3.- Efecto envejecimiento en la resistencia al corte cíclico de materiales de relaves. .	11
2.4.- Movilidad cíclica y falla de flujo.	13
2.5.- Respuesta no drenada en suelos granulares finos.	16
2.5.1.- Repuesta cíclica no drenada.	16
2.5.2.- Respuesta monótona no drenada.	19
2.6.- Factores que afectan la resistencia cíclica.....	23
2.6.1.- Factores de ensayos que afectan la resistencia cíclica.....	23
2.7.- Efecto del contenido de finos y plasticidad en la resistencia a la licuefacción.	27
2.7.1.- Efecto de los finos no plásticos.	28
2.7.2.- Efecto de los finos plásticos.	32
2.8.- Efecto de la razón de sobreconsolidación en la resistencia cíclica de arenas de relaves.....	33
CAPITULO 3: EQUIPOS DE LABORATORIO	35
3.1.- Introducción.....	35
3.2.- Equipo triaxial estático.	35
3.3.- Equipo triaxial cíclico.....	38
CAPITULO 4: METODOLOGÍA Y MATERIALES UTILIZADOS	41
4.1.- Materiales utilizados.....	41
4.1.1.- Toma de muestras envejecidas in-situ.	42

4.1.2.- Preparación probetas envejecidas en laboratorio.....	44
4.1.3.- Características de la arena ensayada.	47
4.1.4.- Composición química de relaves frescos.	51
4.2.- Preparación y montaje de probetas. Metodología de ensayos.....	52
4.2.1.- Preparación y confección de probetas.....	52
4.2.2.- Montaje de probetas.	53
4.2.3.- Saturación.	53
4.2.4.- Consolidación.	54
4.2.5.- Evaluación índice de huecos.	54
4.3.- Programas de ensayos.	56
CAPITULO 5: RESULTADOS.....	59
5.1.- Ensayos triaxiales estáticos.	59
5.1.1.- Ensayos muestras inalteradas.....	59
5.1.2.- Ensayos probetas remoldeadas.	67
5.1.2.1.- Ensayos probetas envejecidas en laboratorio.....	67
• Arena extraída a 0.3 [m] de profundidad:	68
• Arena extraída a 1.4 [m] de profundidad:	74
• Arena extraída a 2.5 [m] de profundidad:	80
5.2.- Ensayos triaxiales cíclicos.....	87
5.2.1.- Ensayos muestras inalteradas.....	87
5.2.2.- Ensayos probetas remoldeadas.	92
5.2.2.1.- Ensayos de probetas envejecidas en laboratorio.....	92
CAPITULO 6: ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE LOS RESULTADOS.	97
6.1.- Ensayos triaxiales estáticos.	97
6.1.1.- Ensayos muestras inalteradas.....	97
6.1.2.- Ensayos probetas remoldeadas.	98
6.1.2.1.- Ensayos probetas envejecidas en laboratorio.....	98
• Arena extraída a 0.3 [m] de profundidad:.....	98
• Arena extraída a 1.4 [m] de profundidad:.....	100
• Arena extraída a 2.5 [m] de profundidad:.....	101
6.2.- Ensayos triaxiales cíclicos.....	103
6.2.1.- Ensayos muestras inalteradas.....	103
6.2.2.- Ensayos probetas remoldeadas.	105
6.2.2.1.- Ensayos probetas envejecidas en laboratorio.....	105
CAPITULO 7: CONCLUSIONES	109
CAPITULO 8: RECOMENDACIONES.....	111
CAPITULO 9: REFERENCIAS.....	112

ANEXO A:	118
REGISTROS TOPOGRÁFICOS DE TOMA DE MUESTRAS	118
ANEXO B:	128
ENSAYOS TRIAXIALES ESTÁTICOS	128
ANEXO C:	197
ENSAYOS TRIAXIALES CÍCLICOS	197

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig.1. 1: Embalse Ovejera: Muro de arenas y depositación de lamas.....	2
Fig.1. 2: Tranque Barahona 1: Falla por Licuación- Terremoto 1928 (Ref. 42).	4
Fig.2. 1: Resistencia Cíclica versus Edad. Arenas Limosas (Ref. 10).....	7
Fig.2. 2: Resistencia al corte para especímenes de suelo seco (Ref. 15).	8
Fig.2. 3: Resistencia al corte para especímenes de suelo sumergido en agua destilada (Ref. 15).	9
Fig.2. 4: Resistencia al corte para especímenes de suelo sumergido en agua de mar (Ref. 15).	9
Fig.2. 5: Diagrama del equipo de corte y del tubo de penetración (Ref. 15).	10
Fig.2. 6: Curvas obtenidas de ensayos en muestras inalteradas y remoldeadas (Ref. 39).	11
Fig.2. 7: Incremento en la resistencia cíclica de muestras inalteradas envejecidas normalizadas con respecto a muestras reconstituidas en laboratorio (Ref. 39).	12
Fig.2. 8: Respuesta drenada y tres posibles respuestas no-drenada bajo cargas monótonas (Ref. 47).	14
Fig.2. 9: Carga cíclica que provoca resistencia última (Ref. 29).	15
Fig.2. 10: a) Curvas de tensión-deformación y b) Trayectorias de tensiones efectivas en arena suelta (Ref. 12).	17
Fig.2. 11: a) Curvas de tensión-deformación y b) Trayectorias de tensiones efectivas en arena densa (Ref. 12).	18
Fig.2. 12: Variación de la presión de poros en arena suelta y densa (Ref. 12).	19
Fig.2. 13: Respuesta no-drenada para $\sigma'_0 = 10[\text{Kg} / \text{cm}^2]$. Curvas de tensión-deformación y trayectoria de tensiones (Ref. 45).	20
Fig.2. 14: Respuesta no drenada para $e=0.735$ (Ref. 45).	21
Fig.2. 15: Respuesta no drenada para $e=0.833$ (Ref. 45).	22
Fig.2. 16: Razón de tensión cíclica versus número de ciclos para: (a) método de compactación por vibración, (b) métodos de compactación (Ref. 24).	24
Fig.2. 17: Razón de tensión cíclica a 10 Hz para licuación inicial versus presión de confinamiento inicial.	25

Fig.2. 18: Razón de tensión cíclica a 10 Hz para licuefacción inicial versus densidad relativa.	26
Fig.2. 19: Influencia de la plasticidad en la resistencia cíclica de finos de relaves (Ref. 41).	27
Fig.2. 20: Influencia del contenido de finos sobre la resistencia cíclica de una arena de relave (Ref. 43).	29
Fig.2. 21: Incremento de la resistencia cíclica con el incremento del contenido de limo (Ref. 3).	30
Fig.2. 22: Decremento y posterior decremento en la resistencia cíclica con el incremento del contenido de limo (Ref. 16).	30
Fig.2. 23: Incremento en la resistencia cíclica con el incremento del índice de plasticidad (Ref. 13).	32
Fig.2. 24: Resistencia cíclica como función de la sobreconsolidación (Ref. 40).	34
Fig.3. 1: Equipo Triaxial Estático.	36
Fig.3. 2: Esquema de panel de equipo triaxial estático.	37
Fig.3. 3: Esquema de celda triaxial estática.	38
Fig.3. 4: Marco Triaxial Cíclico.	39
Fig.3. 5: Disposición equipo triaxial cíclico.	40
Fig.4. 1: Zona de extracción del material utilizado.	41
Fig.4. 2: Vista satelital de zona de extracción.	42
Fig.4. 3: Zona de extracción y períodos de depositación de muestras in-situ.	44
Fig.4. 4: Caja Acrílica: Para envejecer probetas de arena de relave.	45
Fig.4. 5: Probetas compactadas en Laboratorio.	46
Fig.4. 6: Granulometría de la Arena del Embalse Ovejería para diferentes tiempos de depositación.	48
Fig.4. 7: Variación de las densidades máximas y mínimas con el contenido de finos.	49
Fig.4. 8: Ensayo para determinar densidad mínima (ASTM) (Ref. 44).	50
Fig.5. 1: LEU q vs p' (muestras inalteradas con 1 mes de depositación).	61
Fig.5. 2: LEU q vs p' (muestras inalteradas con 3 mes de depositación).	61
Fig.5. 3: LEU q vs p' (muestras inalteradas con 5 mes de depositación).	62

Fig.5. 4: Gráfico Desviador de Esfuerzo versus Deformación para muestras inalteradas con $\sigma_c=1$ [kg/cm ²].	63
Fig.5. 5: Gráfico Desviador de Esfuerzo versus Deformación para muestras inalteradas con $\sigma_c=3$ [kg/cm ²].	63
Fig.5. 6: Gráfico Desviador de Esfuerzo versus Deformación para muestras inalteradas con $\sigma_c=5$ [kg/cm ²].	64
Fig.5. 7: Resistencia No-Drenada para muestras inalteradas a un 2.5% de Deformación Unitaria.	65
Fig.5. 8: Resistencia última No-Drenada para muestras inalteradas.	65
Fig.5. 9: Δu versus ϵ . Muestras inalteradas para 1, 3 y 5 meses de depositación a $\sigma_c = 1$ [Kg/cm ²].	66
Fig.5. 10: Δu versus ϵ . Muestras inalteradas para 1, 3 y 5 meses de depositación a $\sigma_c = 3$ [Kg/cm ²].	66
Fig.5. 11: Δu versus ϵ . Muestras inalteradas para 1, 3 y 5 meses de depositación a $\sigma_c = 5$ [Kg/cm ²].	67
Fig.5. 12: LEU q vs p' (Probetas remoldeadas sin envejecimiento).	69
Fig.5. 13: LEU q vs p' (Probetas remoldeadas con 1 mes de envejecimiento).	69
Fig.5. 14: LEU q vs p' (Probetas remoldeadas con 3 meses de envejecimiento).	70
Fig.5. 15: LEU q vs p' (Probetas remoldeadas con 5 meses de envejecimiento).	70
Fig.5. 16: Resistencia No-Drenada para probetas remoldeadas con arena extraída de cota 0.3 [m] a una deformación de un 2.5%.	71
Fig.5. 17: Resistencia última No-Drenada para probetas remoldeadas con arena extraída de cota 0.3 [m].	72
Fig.5. 18: Δu versus ϵ . Probetas remoldeadas para 0, 1, 3 y 5 meses de envejecimiento a $\sigma_c = 1$ [Kg/cm ²].	73
Fig.5. 19: Δu versus ϵ . Probetas remoldeadas para 0, 1, 3 y 5 meses de envejecimiento a $\sigma_c = 3$ [Kg/cm ²].	73
Fig.5. 20: Δu versus ϵ . Probetas remoldeadas para 0, 1, 3 y 5 meses de envejecimiento a $\sigma_c = 5$ [Kg/cm ²].	74
Fig.5. 21: LEU q vs p' (Probetas remoldeadas sin envejecimiento).	75
Fig.5. 22: LEU q vs p' (Probetas remoldeadas con 3 meses de envejecimiento).	76
Fig.5. 23: Resistencia No-Drenada para probetas remoldeadas con arena extraída de cota 1.4 [m], a una deformación de 2.5%.	77

Fig.5. 24: Resistencia última No-Drenada para probetas remoldeadas con arena extraída de cota 1.4 [m].	77
Fig.5. 25: Δu versus ϵ . Probetas remoldeadas para 0 y 3 meses de envejecimiento a $\sigma_c = 1$ [Kg/cm ²].	78
Fig.5. 26: Δu versus ϵ . Probetas remoldeadas para 0 y 3 meses de envejecimiento a $\sigma_c = 3$ [Kg/cm ²].	79
Fig.5. 27: Δu versus ϵ . Probetas remoldeadas para 0 y 3 meses de envejecimiento a $\sigma_c = 5$ [Kg/cm ²].	79
Fig.5. 28: LEU q vs p' (Probetas remoldeadas sin envejecimiento).	81
Fig.5. 29: LEU q vs p' (Probetas remoldeadas con 5 meses de envejecimiento).	81
Fig.5. 30: Gráfico Desviador de Esfuerzo versus Deformación para probetas remoldeadas con $\sigma_c=1$ [kg/cm ²].	82
Fig.5. 31: Gráfico Desviador de Esfuerzo versus Deformación para probetas remoldeadas con $\sigma_c=3$ [kg/cm ²].	83
Fig.5. 32: Gráfico Desviador de Esfuerzo versus Deformación para probetas remoldeadas con $\sigma_c=5$ [kg/cm ²].	83
Fig.5. 33: Resistencia No-Drenada para probetas remoldeadas con arena extraída de cota 2.5 [m] a una deformación de 2.5%.	84
Fig.5. 34: Resistencia última No-Drenada para probetas remoldeadas con arena extraída de cota 2.5 [m].	85
Fig.5. 35: Δu versus ϵ . Probetas remoldeadas para 0 y 5 meses de envejecimiento a $\sigma_c = 1$ [Kg/cm ²].	85
Fig.5. 36: Δu versus ϵ . Probetas remoldeadas para 0 y 5 meses de envejecimiento a $\sigma_c = 3$ [Kg/cm ²].	86
Fig.5. 37: Δu versus ϵ . Probetas remoldeadas para 0 y 5 meses de envejecimiento a $\sigma_c = 5$ [Kg/cm ²].	86
Fig.5. 38: Variación de los números de ciclos para diferentes Razón Cíclica en muestras inalteradas con 1 mes de envejecimiento en terreno.	88
Fig.5. 39: Variación de los números de ciclos para diferentes Razón Cíclica en muestras inalteradas con 5 meses de envejecimiento en terreno.	89
Fig.5. 40: Variación de los números de ciclos para diferentes Razón Cíclica en muestras inalteradas con 1 y 5 meses de envejecimiento en terreno.	90

Fig.5. 41: Variación de los números de ciclos para diferentes Razón Cíclica en muestras inalteradas corregidas con 1 y 5 meses de envejecimiento en terreno.....	91
Fig.5. 42: Variación de los números de ciclos para diferentes Razón Cíclica en probetas remoldeadas con 0, 1 y 5 meses de envejecimiento.....	94
Fig.5. 43: Variación de los números de ciclos para diferentes Razón Cíclica en probetas remoldeadas con 0 y 5 meses de envejecimiento.	96
Fig.6. 1: Gráfico comparativo Línea de Estado Último para muestras inalteradas con 1, 3 y 5 meses de envejecimiento.	97
Fig.6. 2: Gráfico comparativo Línea de Estado Último para probetas remoldeadas con 0, 1, 3 y 5 meses de envejecimiento.....	99
Fig.6. 3: Gráfico comparativo Línea de Estado Último para probetas remoldeadas con 0 y 3 meses de envejecimiento.	100
Fig.6. 4: Gráfico comparativo Línea de Estado Último para probetas remoldeadas con 0 y 5 meses de envejecimiento.	101
Fig.6. 5: Variación del Módulo de Deformación entre muestras inalteradas y probetas remoldeadas.....	102
Fig.6. 6: Variación de los números de ciclos para diferentes Razón Cíclica en probetas remoldeadas y muestras inalteradas con 1 meses de envejecimiento.	103
Fig.6. 7: Variación de los números de ciclos para diferentes Razón Cíclica en probetas remoldeadas y muestras inalteradas con 5 meses de envejecimiento.	104
Fig.6. 8: Proceso de Oxidación que causa el envejecimiento en laboratorio.	105
Fig.6. 9: Resistencia Cíclica versus Edad. Arena con CF = 15%. Envejecida en laboratorio.	106
Fig.6. 10: Resistencia Cíclica versus Edad. Arena con CF = 18%. Envejecida en laboratorio.	107
Fig.6. 11: Razón de tensión cíclica a 10 ciclos versus presión de confinamiento.	108

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. 1: Casos históricos en fallas de tranques de relave.	4
Tabla 4. 1: Cota de extracción de muestras envejecidas in-situ.....	43
Tabla 4. 2: Densidad de compactación por capa, para probetas remoldeadas.....	46
Tabla 4. 3: Granulometría de la arena para diferentes tiempos.	47
Tabla 4. 4: Propiedades de gradación de la arena de relave según envejecimiento.....	48
Tabla 4. 5: Límites de Atterberg para arena y finos extraídos del muro.....	49
Tabla 4. 6: Densidades máximas (JSSMFE) y mínimas (ASTM) para distintos períodos de depositación.	50
Tabla 4. 7: Composición química de relaves frescos.	51
Tabla 4. 8: Programa de ensayos triaxiales estáticos.	57
Tabla 4. 9: Programa de ensayos triaxiales cíclicos.....	58
Tabla 5. 1: Ensayos CIU en muestras inalterada.....	59
Tabla 5. 2: Densidad relativa promedio en muestras inalteradas para distintos períodos de depositación.....	60
Tabla 5. 3: Ensayos CIU en probetas envejecidas en laboratorio (Cota 0.3 [m]).	68
Tabla 5. 4: Densidad relativa promedio en probetas remoldeadas para distintos períodos de envejecimiento.....	68
Tabla 5. 5: Ensayos CIU en probetas envejecidas en laboratorio (Cota 1.4 [m]).	74
Tabla 5. 6: Densidad relativa promedio en probetas remoldeadas para distintos períodos de envejecimiento.....	75
Tabla 5. 7: Ensayos CIU en probetas envejecidas en laboratorio (Cota 2.5 [m]).....	80
Tabla 5. 8: Densidad relativa promedio en probetas remoldeadas para distintos períodos de envejecimiento.....	80
Tabla 5. 9: Ensayos triaxiales cíclicos para muestras inalteradas extraída en cota 0.3 [m].	87
Tabla 5. 10: Ensayos triaxiales cíclicos para muestras inalteradas extraída en cota 2.5 [m].	88
Tabla 5. 11: Densidad relativa promedio en muestras inalteradas para distintos períodos de depositación.....	89

Tabla 5. 12: Ensayos triaxiales cíclicos para probetas remoldeadas con 0, 1 y 5 meses de envejecimiento.....	93
Tabla 5. 13: Densidad relativa promedio en probetas remoldeadas para distintos períodos de envejecimiento.	93
Tabla 5. 14: Ensayos triaxiales cíclicos para probetas remoldeadas con 0 y 5 meses de envejecimiento.	95
Tabla 5. 15: Densidad relativa promedio en probetas remoldeadas para distintos períodos de envejecimiento.	95
Tabla 6. 1: Resistencia Cíclica versus Edad para arena envejecida en laboratorio.	106
Tabla 6. 2: Resistencia Cíclica versus Edad para arena envejecida en laboratorio.	107

SIMBOLOGÍA

- S:** Resistencia al corte de un suelo no cohesivo.
- σ' :** Tensión efectiva normal.
- Φ :** Ángulo de roce interno.
- σ :** Tensión normal total.
- u:** Presión de poros.
- τ_c :** Tensión de corte cíclica máxima para producir la licuefacción en “n” ciclos.
- σ_o' :** Tensión de confinamiento.
- R_{ct} :** Resistencia cíclica de muestras no perturbadas.
- R_{co} :** Resistencia cíclica de probetas remoldeadas.
- t:** Edad, en años.
- R_c :** Razón de tensión cíclica.
- τ_a :** Esfuerzo de corte permanente.
- S_{dr} :** Nivel de Esfuerzo cortante.
- S_{us} :** Nivel de resistencia no-drenado.
- e:** Índice de huecos o índice de vacíos.
- D_{50} :** Tamaño medio de grano.
- IP:** Índice de Plasticidad.
- e_{sk} :** Índice de huecos del esqueleto del suelo.
- CF:** Contenido de Finos.
- V_i :** Volumen inicial.
- V_f :** Volumen final.
- W_m :** Peso húmedo.
- W_d :** Peso seco.
- G_s :** Gravedad específica.
- q:** Desviador de esfuerzo $\left(\frac{\Delta\sigma}{2}\right)$.
- p' :** Presión media efectiva $\left(\frac{\Delta\sigma}{3} - \sigma_c + \Delta u\right)$.
- e_{cons} :** Índice de huecos consolidado.
- e_c :** Índice de huecos final.

DR_{inicial}:	Densidad relativa inicial.
DR_{final}:	Densidad relativa final.
C:	Cohesión.
LEU:	Línea de estado último.
Δ DR_{final}:	Desviación Estándar de Densidad relativa final.
Δu:	Variación presión de poros.
ϵ:	Deformación unitaria.
CIU:	Ensayo triaxial estático consolidado no-drenado.
E:	Modulo de Deformación.

CAPITULO 1: INTRODUCCIÓN

1.1.- Importancia del efecto envejecimiento en arenas de relave.

El efecto envejecimiento en el comportamiento de arenas de relave es un tema relativamente nuevo dentro del campo de Ingeniería Geotécnica. A pesar de ello se puede observar que en los últimos años se han desarrollado importantes trabajos asociados a este efecto: Joshi en el año 1995 (Ref. 15) y Garcés el año 2000 (Ref. 10), además de los trabajos realizados por Mori et al (Ref. 22) en el año 1978, Mitchell y Solymar (Ref. 20) en el año 1984 y Troncoso et al (Ref. 39) en el año 1988.

A través de diversos estudios se ha podido determinar que el efecto envejecimiento juega un rol importante en los cambios de las propiedades estáticas y dinámicas de los suelos en estructuras geotécnicas artificiales como son las presas de relave, presentes en gran cantidad en Chile producto de la actividad minera.

Analizando el comportamiento sísmico de estos depósitos se ha podido constatar que las presas relativamente jóvenes o en operación colapsan en mayor proporción que las más antiguas frente a este tipo de solicitación (Ref. 42). Incluso presas que han fallado y han sido reparadas han tenido un comportamiento satisfactorio, como son los casos de La Cocinera de Panulcillo en octubre de 1997 y Barahona que presentó una falla de flujo el mismo año de su abandono, producto de un terremoto magnitud 8.2 el 1 de Diciembre de 1928.

Si bien en el diseño de presas se consideran los máximos eventos probables, tales como sismos y crecidas, no se consideran las propiedades de los suelos modificadas por efectos del envejecimiento. Asimismo, sería importante definir las curvas de propiedades mecánicas y dinámicas de suelos, de residuos mineros con el tiempo, de modo de predecir sus cambios durante el abandono y de esta forma tener modelos más realistas del comportamiento de la arena de relave.

Para cuantificar los efectos de envejecimiento en las propiedades dinámicas y estáticas de las presas de relave se han realizado ensayos que apuntan a determinar de manera cuantitativa los cambios que ocurren con el tiempo, debido a que este tipo de estructuras son depósitos de historia conocida, es decir, la edad de los suelos constitutivos se conoce.

1.2.- Contexto del estudio realizado.

Considerando la importancia que tiene la actividad minera en Chile, en especial la producción de Cobre, se hace necesario e imperioso disponer de zonas acondicionadas para depositar grandes volúmenes de material de desecho. Debido a esto existen presas de relave, que son depósitos compuestos de muros o estructuras de contención perimetrales que generalmente están formados por el material más grueso del residuo.

División Andina de Codelco en su necesidad de expansión puso en funcionamiento al Embalse Ovejera (Fig. 1.1) en el año 1999, ubicado en la Rinconada de Ovejera a 550 m.s.n.m en la región Metropolitana, Provincia de Chacabuco, el que tiene como función almacenar la totalidad del relave producido por el yacimiento Río Blanco (Ref. 5).



Fig.1. 1: Embalse Ovejera: Muro de arenas y deposición de lamas.

Dicho lo anterior, la principal motivación de este trabajo es realizar un análisis en el tiempo del comportamiento cíclico y estático de arenas de relave que conforman el muro de contorno del embalse Ovejera.

1.3.- Antecedentes de riesgo sísmico en presas de relave.

Dado que Chile es un país sísmico, al momento de diseñar una presa de relave se debe considerar la alta probabilidad de ocurrencia de un evento telúrico. En los años 1928 y 1965 se produjeron los colapsos de los tranques de relave Barahona y el Cobre respectivamente, causando la muerte de cientos de personas. Esto motivó la modificación del método de construcción de aguas arriba a aguas abajo. (Ref. 49).

Saragoni (Ref. 32) en el año 1996, realizó un estudio sobre la evaluación del riesgo sísmico para grandes presas en Chile, donde se considera que las principales características de análisis para ésta evaluación son que nuestro país presenta la mayor sísmicidad y las mayores magnitudes en el mundo. Además se debe considerar que la actividad minera requiere la construcción de grandes presas en zonas sísmicas que presentan altos peak de aceleración.

Considerando las características anteriores, se han registrado una gran cantidad de fallas en Tranques de relave las que por lo general son producidas por sismos de gran magnitud. Troncoso (Ref. 42) en el año 2002 resume una serie de casos históricos sobre fallas, las cuales principalmente se deben a fallas por licuación y fallas de flujo, las que se muestran en la Tabla 1.1. Uno de los casos más conocidos es la falla en el Tranque Barahona (Fig.1.2), que causó la muerte a 58 personas.

Tabla 1. 1: Casos históricos en fallas de tranques de relave.

Tranque	Fecha de Falla	Ms	R(KM)	Tipo	H(MT)	Talud	Estado	Mecanismo de Falla
Barahona 1	01-12-1928	8.2	95	US	65	4:01	OPERACIÓN	Licuación+Falla de Flujo
El Cobre 1	28-03-1965	7.5	70	US	35	1.5:1	OPERACIÓN	Licuación+Falla de Flujo
El Cobre 2	28-03-1965	7.5	70	US	19	3.7:1	OP/AB	Licuación+Falla de Flujo
Cerro Negro 3	28-03-1965	7.5	38	US	45	1.2:1	OPERACIÓN	Licuación+Falla de Flujo
Hierro Negro	28-03-1965	7.5	18	US	12.5	1:01	OPERACIÓN	Licuación+Falla de Flujo
Los Maquis	28-03-1965	7.5	15	US	15	1.7:1	OPERACIÓN	Licuación+Falla de Flujo
La Patagua	28-03-1965	7.5	25	N/A	N/A	N/A	OPERACIÓN	Licuación+Falla de Flujo
Bellavista	28-03-1965	7.5	55	N/A	20	1.7:1	OPERACIÓN	Licuación+Falla de Flujo
El Sauce	28-03-1965	7.5	66	N/A	6	1.7:1	OPERACIÓN	Licuación+Falla de Flujo
Ramayana	28-03-1965	7.5	85	N/A	-	1.5:1	OP/AB	Licuación+Falla de Flujo
Veta el Agua 2	07-11-1981	6.5	85	US	20	1.7:1	OPERACIÓN	Licuación+Falla de Flujo
Veta el Agua 1	03-03-1985	7.8	80	US	24	1.5:1	OPERACIÓN	Licuación+Falla de Flujo
Cerro Negro 4	03-03-1985	7.0	105	US/CL	30	1.7:1	OPERACIÓN	Licuación+Falla de Flujo
Almendro	14-10-1997	7.0	100	US	18	1.5:1	OPERACIÓN	Licuación+Falla de Flujo
Algarrobo	14-10-1997	7.0	80	US	20	1.5:1	OPERACIÓN	Licuación+Falla de Flujo
Maiten	14-10-1997	7.0	120	US	15	1.5:1	OP/AB	Licuación+Falla de Flujo
La Cocinera	14-10-1997	7.0	80	US/CL	30	1.7:1	OPERACIÓN	Licuación+Falla de Flujo



Fig.1. 2: Tranque Barahona 1: Falla por Licuación- Terremoto 1928 (Ref. 42).

1.4. Propósito y objetivos del estudio.

El propósito principal de este estudio es evaluar la influencia del tiempo (envejecimiento) en el comportamiento estático y dinámico de arena de relave extraída del tranque Ovejería (Ubicado en la Rinconada de Ovejería a 550 m.s.n.m en la Región Metropolitana, Provincia de Chacabuco).

En particular, para un análisis de lo planteado, se compara el comportamiento por envejecimiento en muestras inalteradas obtenidas mediante extracción in-situ en una calicata y probetas remoldeadas confeccionadas a través del método de apisonado húmedo.

De los resultados obtenidos en ensayos estáticos se deduce la línea de estado último tanto en arena inalterada del muro como en probetas remoldeadas en laboratorio, considerando distintos períodos de depositación o períodos de envejecimiento.

Asimismo de los ensayos cíclicos, se determina la curva de resistencia cíclica y se mide la influencia del período de depositación al graficar la razón de esfuerzo cíclico para la arena natural del muro y para las probetas remoldeadas en laboratorio, considerando distintos períodos de depositación.

CAPITULO 2: REVISIÓN BIBLIOGRÁFICA

2.1.- Efecto envejecimiento en las propiedades físicas de suelos.

Utilizando como referencia que el fenómeno de licuefacción se presenta en suelos sueltos no cohesivos y en condición de saturación, sometidos a tensiones de corte cíclicas podemos asegurar que las presas de relaves son susceptibles a sufrir licuefacción, tanto de los suelos embalsados como en los del muro, durante la ocurrencia de terremotos, ya que estos se encuentran en general sueltos y saturados.

Asimismo durante la aplicación de las cargas cíclicas, los suelos sueltos tienden a producir una disminución en sus índices de huecos de modo que la presión de poros aumenta.

Considerando el criterio de falla de Mohr-Coulomb, se define la resistencia al corte de un suelo no cohesivo como $S = \sigma' \cdot \text{tg}(\phi)$ y además la tensión normal efectiva como $\sigma' = \sigma - u$.

De acuerdo a la ecuación de tensión normal efectiva se tiene que, con incrementos positivos en la presión de poros se produce una disminución en la tensión normal efectiva en cada ciclo de sollicitación. En el limite, cuando u tiende a σ después de un número “n” de ciclos, la tensión efectiva disminuye a cero, con lo que la resistencia al corte es nula, de modo que el suelo se comporta como un fluido viscoso. Así el fenómeno antes descrito se denomina licuefacción.

Luego la resistencia cíclica a la licuefacción de un suelo se define mediante la razón:

$$R_{cn} = \left(\frac{\tau_c}{\sigma'_0} \right)_n$$

Pudiendo definir también la resistencia cíclica de un suelo para un cierto nivel de deformación, expresado como una deformación axial unitaria de un valor determinado.

Considerando la importancia que tiene para el país este fenómeno, debido a la gran cantidad de presas de relave que existen, Garcés (Ref. 10) en el año 2000, como parte de su estudio, y en función de los resultados de ensayos triaxiales cíclicos obtenidos de la investigación realizada por Troncoso et al (Ref. 39) en el año 1988 (Estudio que se explica en el acápite 2.3), gráfica la Edad versus la Razón de Resistencias Cíclicas, la que se muestra en la Fig. 2.1 y obtiene una relación dada por la ecuación:

$$\frac{R_{ct}}{R_{c0}} = 1 + 0.88 \cdot t^{0.29}$$

Donde la razón es entre las resistencias cíclicas de muestras no perturbadas R_{ct} y remoldeadas R_{c0} . Y la ecuación se obtuvo minimizando el error cuadrático respecto de los datos observados, obteniendo un coeficiente de correlación estadístico R^2 de 0.96. Considerando que la ecuación es válida para arenas limosas con edades entre 0 y 30 años y donde se aprecian claros incrementos de la resistencia cíclica con la edad de las muestras e indican que el incremento más fuerte se genera en los primeros años de depositación de los suelos con un aumento de un 94% en el primer año.

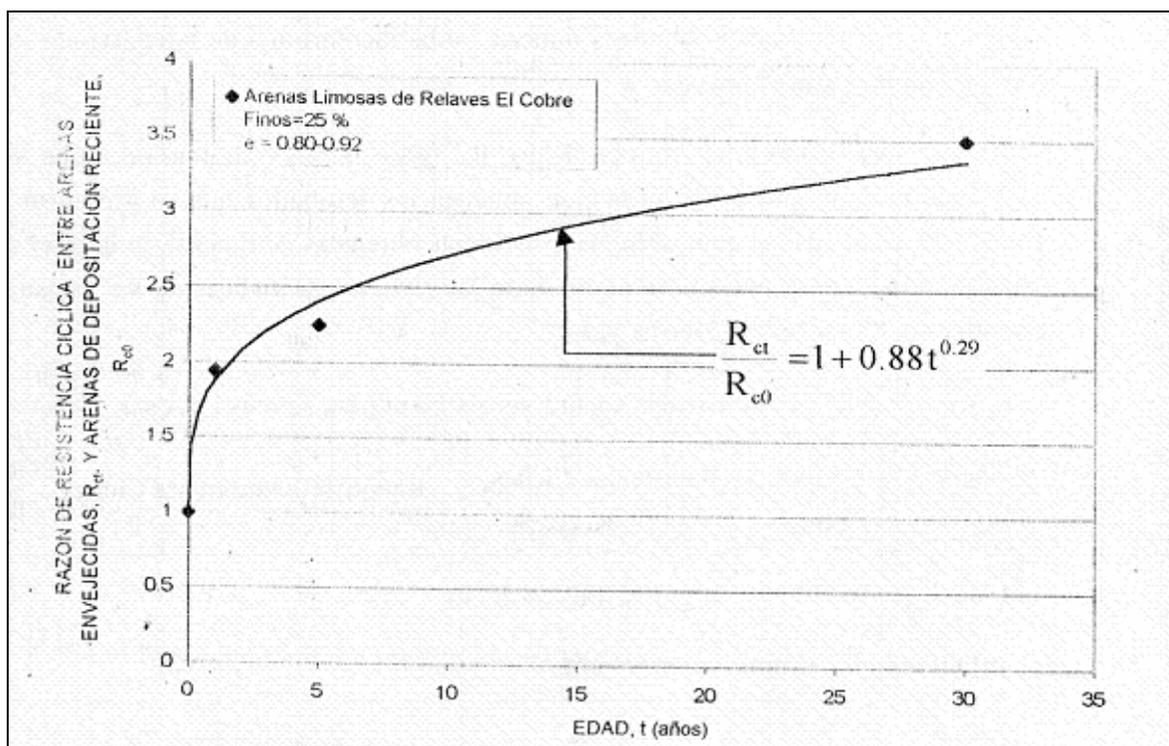


Fig.2. 1: Resistencia Cíclica versus Edad. Arenas Limosas (Ref. 10).

2.2.- Efecto envejecimiento en la resistencia al corte en arenas.

Joshi et al (Ref. 15) en el año 1995 realizaron una investigación con experimentos de laboratorio para estudiar los efectos de envejecimiento en arenas, en los cuales tanto la influencia del tipo de arena y del fluido presente en los poros del suelo fueron investigados. Los suelos fueron compactados y se dejaron envejecer por dos años. Los resultados indicaron que todos los especímenes aumentaron su resistencia al corte respecto de su condición inicial, y además, se determinó que este efecto era mayor para los suelos sumergidos que para aquellos secos. Adicionalmente se determinó que las muestras sumergidas presentaron precipitados en la superficie y entre los granos de arena, de modo que los aumentos en la resistencia al corte medidos se pudieron deber al desarrollo de cementación entre las partículas.

En las Fig. 2.2, 2.3, y 2.4, se muestran los resultados obtenidos de las resistencias al corte versus carga para especímenes secos y especímenes sumergidos en agua destilada y en agua de mar.

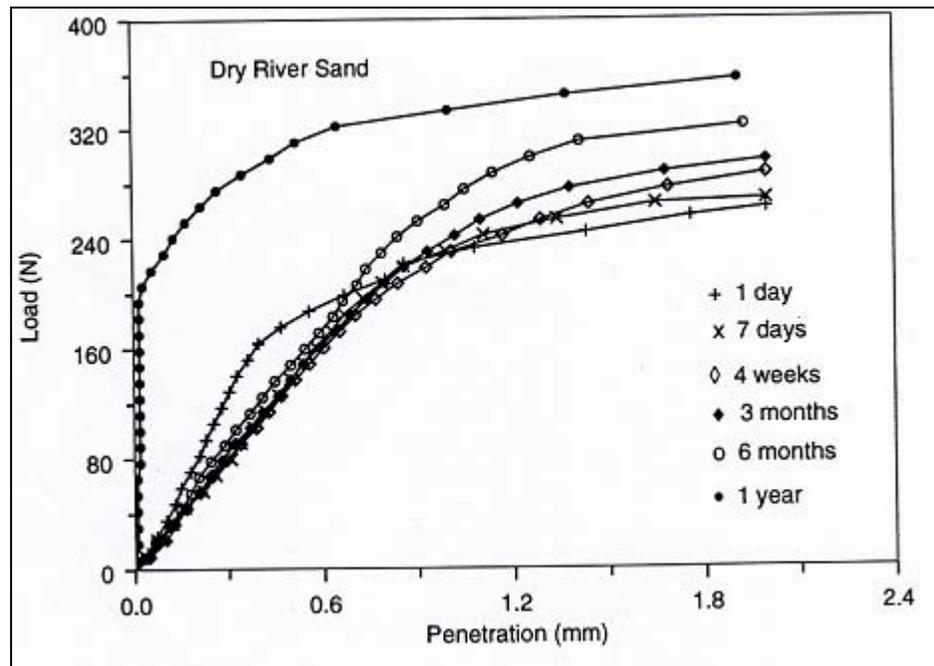


Fig.2. 2: Resistencia al corte para especímenes de suelo seco (Ref. 15).

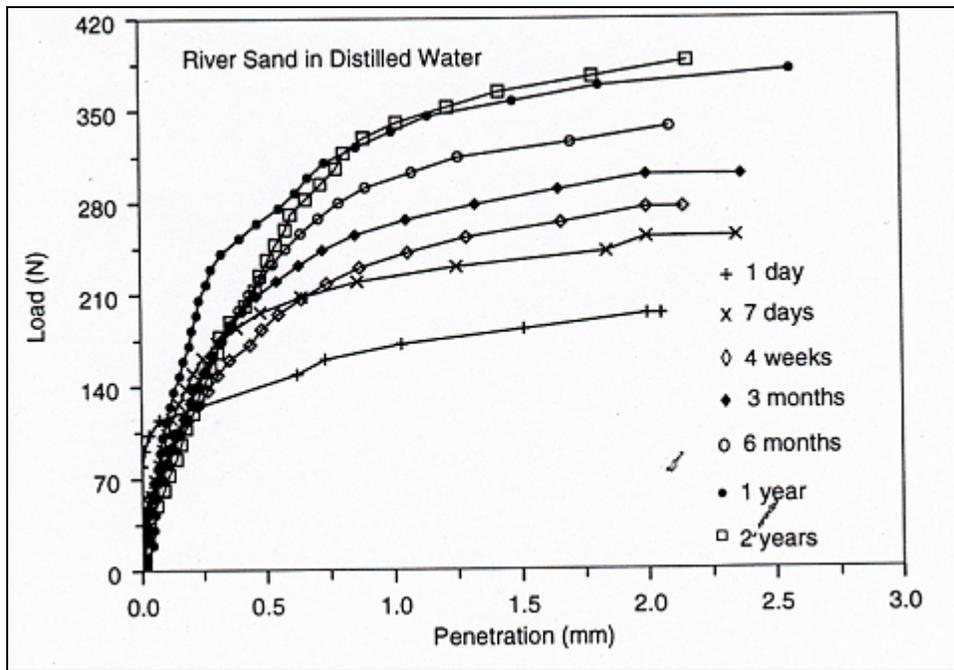


Fig.2. 3: Resistencia al corte para especimenes de suelo sumergido en agua destilada (Ref. 15).

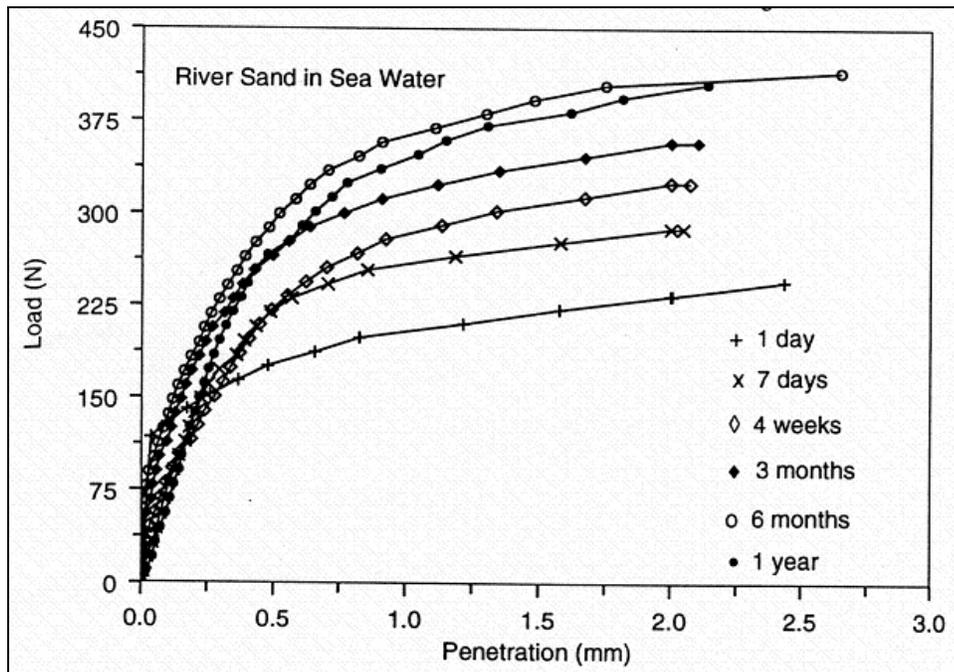


Fig.2. 4: Resistencia al corte para especimenes de suelo sumergido en agua de mar (Ref. 15).

En la Fig. 2.5 se muestra un diagrama del equipo utilizado para la realización de los ensayos de corte (Penetración) y un diagrama del tubo de penetración utilizado para este estudio.

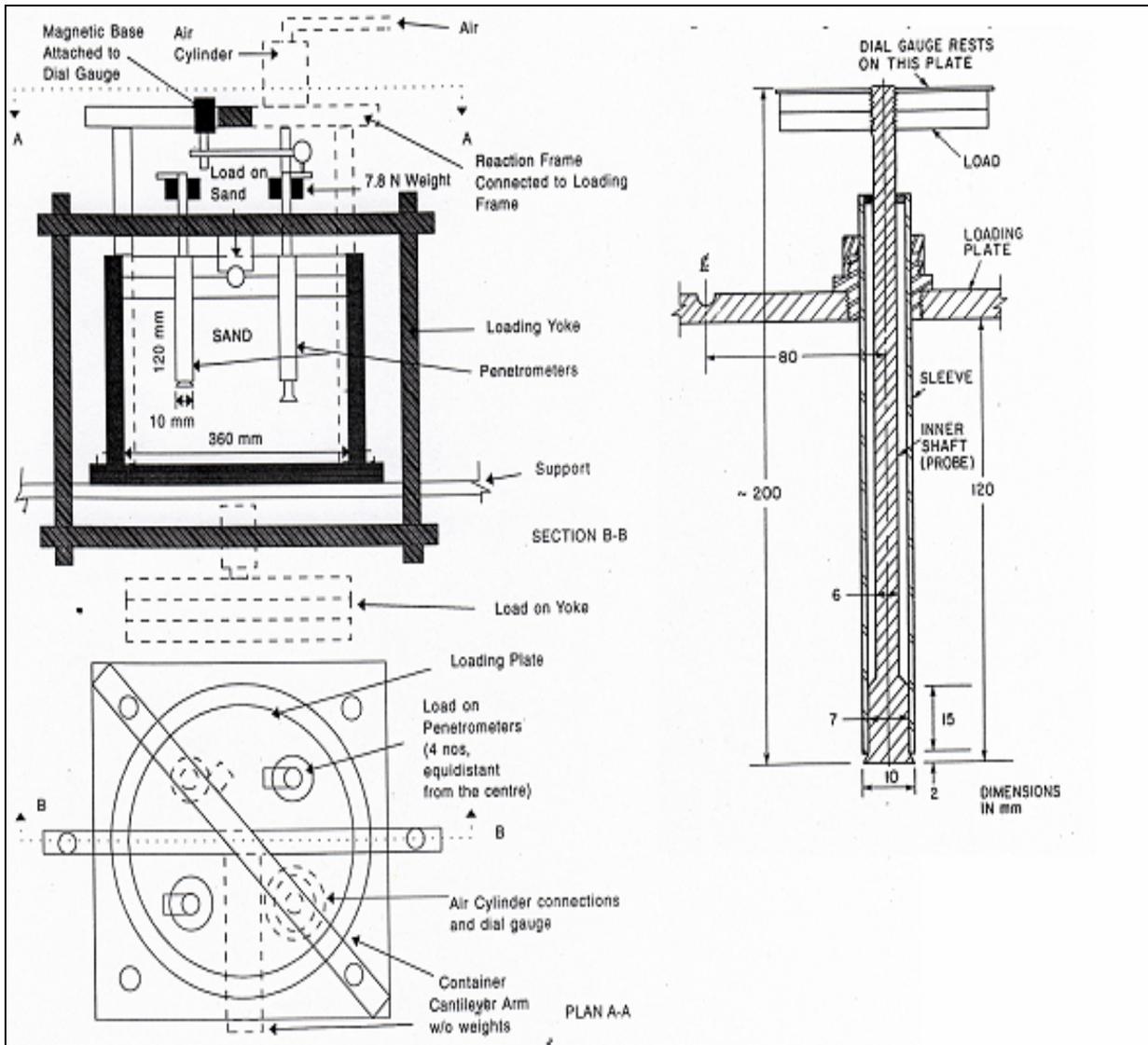


Fig.2. 5: Diagrama del equipo de corte y del tubo de penetración (Ref. 15).

2.3.- Efecto envejecimiento en la resistencia al corte cíclico de materiales de relaves.

Troncoso et al (Ref. 39) en el año 1988, realizaron un estudio del efecto envejecimiento a través del análisis de muestras inalteradas extraídas de dos muros de arena de relave. Para esto se realizaron ensayos triaxiales cíclicos en las muestras inalteradas extraídas con diferentes periodos de depositación. Estos resultados fueron comparados con los obtenidos a través del ensayo de muestras reconstituidas en laboratorio.

En esta experiencia se obtuvo el número de ciclos para alcanzar una deformación del 5% en doble amplitud con distintas razones de tensión cíclica, R_c . Las muestras analizadas fueron extraídas del muro y tenían 1, 5 y 30 años de depositación, por lo que se trata de arena relativamente cementada.

Los resultados obtenidos se aprecian en la Fig. 2.6.

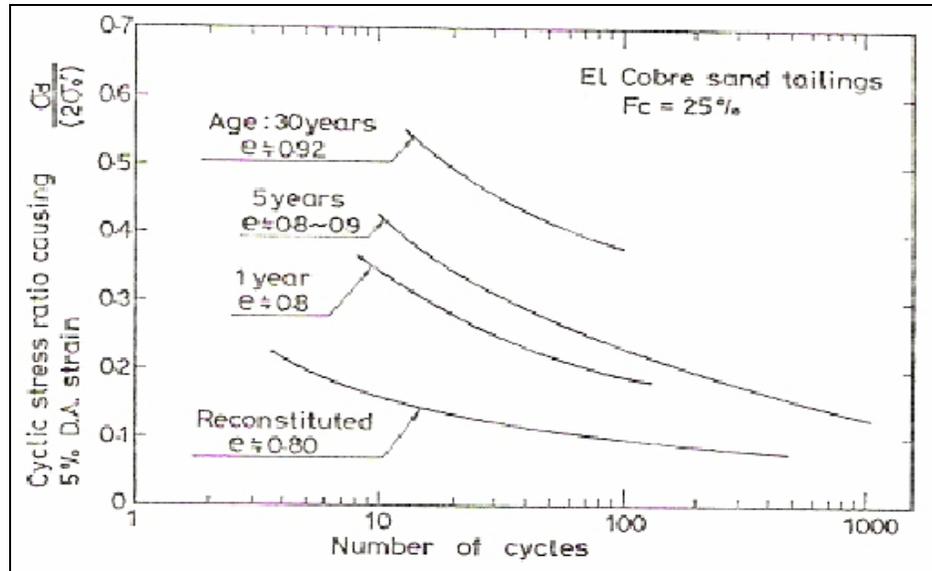


Fig.2. 6: Curvas obtenidas de ensayos en muestras inalteradas y remoldeadas (Ref. 39).

De los resultados obtenidos fue posible visualizar la influencia del periodo de depositación, al graficar la razón de esfuerzo cíclico para generar una deformación del 5% en doble amplitud a los 20 ciclos de aplicación de carga, y normalizarla con respecto a muestras constituidas en laboratorio con arena que había sido depositada recientemente. (Fig. 2.7).

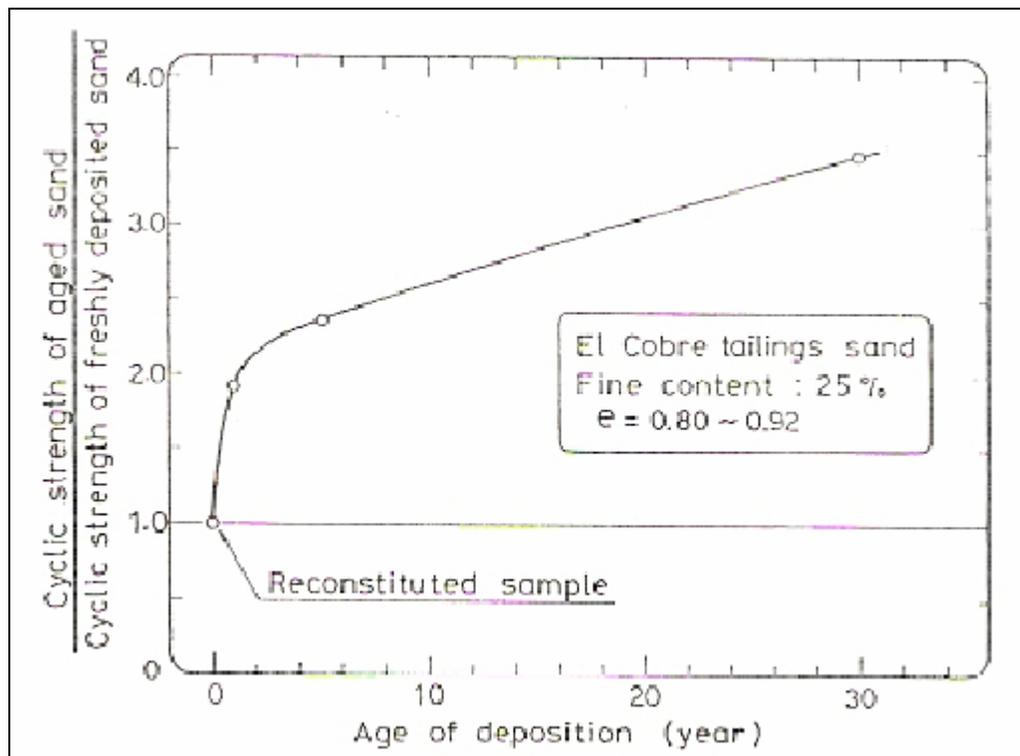


Fig.2. 7: Incremento en la resistencia cíclica de muestras inalteradas envejecidas normalizadas con respecto a muestras reconstituidas en laboratorio (Ref. 39).

2.4.- Movilidad cíclica y falla de flujo.

Considerando el estado de deformación continua, o steady state, se han presentado resultados experimentales de laboratorio que muestran la respuesta no-drenada tanto bajo sollicitaciones cíclicas como monótonas.

En relación a lo anterior es posible distinguir la potencial existencia de una falla fluida asociada con una pérdida de resistencia del material y en consecuencia con una falla catastrófica donde el suelo fluye asemejándose a un fluido viscoso. Asimismo permite entender el fenómeno llamado movilidad cíclica, el cuál, consiste en un progresivo aumento del nivel de deformaciones producto de la sollicitación cíclica, pero sin revestimiento de pérdida de resistencia.

La posibilidad de ocurrencia de que una masa de suelo presente uno u otro fenómeno depende de las condiciones iniciales de densidad, esfuerzo cortante estático o permanente y nivel de presión efectiva confinante. Por lo que si situamos una combinación inicial de densidad y presión de confinamiento por debajo de la línea steady state, una carga de naturaleza cíclica sólo puede inducir el fenómeno de movilidad cíclica, en cambio, cuando el estado inicial de densidad y presión de confinamiento se sitúa bien sobre la línea steady state, una masa de suelo frente a una carga cíclica es susceptible a sufrir una falla fluida o licuación verdadera.

Del mismo modo que lo presenta Verdugo (Ref. 47) podemos analizar en la Fig. 2.8, una curva tensión-deformación para carga drenada y tres distintas posibles curvas tensión-deformación para una sollicitud no-drenada para un elemento de suelo ubicado al interior de un talud. Donde inicialmente el elemento de suelo está sometido a un esfuerzo de corte permanente, τ_a , el que puede ser alcanzado bajo una condición drenada de carga.

Luego si el esfuerzo cortante continúa su evolución movilizará la resistencia drenada del material dada por el nivel de esfuerzo cortante, S_{dr} . Por lo tanto, bajo un

régimen de carga drenado el factor de seguridad frente a una falla por corte estará dado por:

$$FS = \frac{S_{dr}}{\tau_a}$$

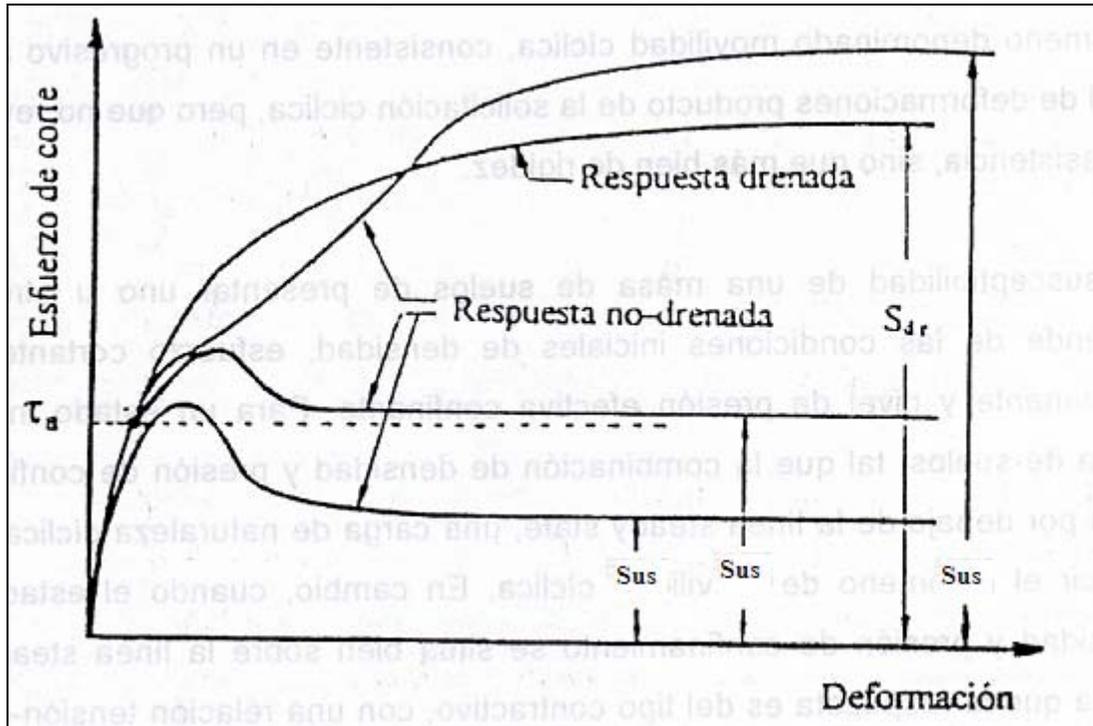


Fig.2. 8: Respuesta drenada y tres posibles respuestas no-drenada bajo cargas monótonas (Ref. 47).

Asimismo para la situación ilustrada en la Fig. 2.9 de producirse una sollicitación adicional muy rápida que movilizara la respuesta no-drenada del material, existen tres posibles situaciones a ser desarrolladas para el nivel de resistencia no-drenado, S_{us} , las cuáles se detallan y se explican claramente en el trabajo realizado Retamal (Ref. 30) en el año 2005.

a.- Resistencia no-drenada mayor que la resistencia drenada, $S_{us} > S_{dr}$: Ocurre en combinaciones iniciales de densidad y presión confinante situadas por debajo de la línea de deformación continua.

b.- Resistencia no-drenada menor que la resistencia drenada y corte estático solicitante menor que la resistencia no-drenada, $S_{us} < S_{dr}$ y $S_{us} > \tau_a$: Ocurre cuando las combinaciones iniciales de densidad y presión confinante se sitúan por sobre la línea de deformación continua.

c.- Resistencia no-drenada menor que la resistencia drenada y corte estático solicitante mayor que la resistencia no-drenada, $S_{us} < S_{dr}$ y $S_{us} < \tau_a$: Esta situación depende de la amplitud y duración de la perturbación rápida que induce la respuesta no-drenada de la masa de suelos. Así como lo ilustra Poulos (Ref. 29) en el año 1988 se muestra en la Fig. 2.9 una sollicitación cíclica que puede provocar una falla de flujo aún cuando el corte total solicitante no excede la resistencia peak no-drenada.

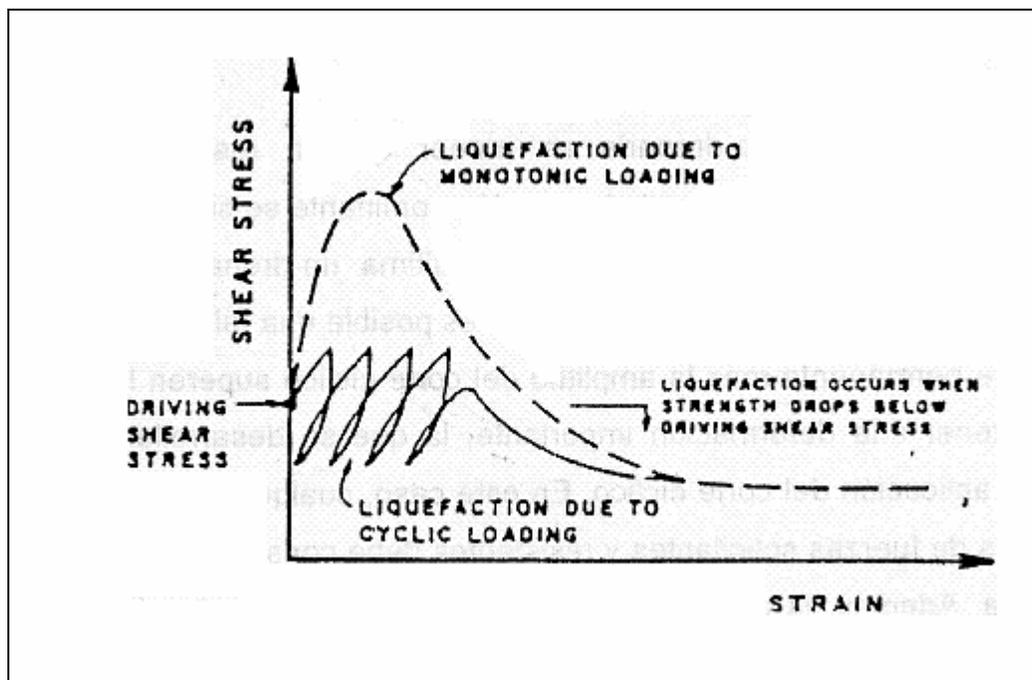


Fig.2. 9: Carga cíclica que provoca resistencia última (Ref. 29).

2.5.- Respuesta no drenada en suelos granulares finos.

2.5.1.- Respuesta cíclica no drenada.

Observando las Figs. 2.10(a) y 2.11(a) podemos distinguir las curvas de tensión-deformación obtenidas de ensayos de carga cíclica sobre muestras de arena suelta y densa respectivamente (Ref. 12), asimismo de las Figs. 2.10(b) y 2.11(b) tenemos las trayectorias de tensiones efectivas para la misma situación detallada anteriormente.

Puede verse en ambos casos, tanto para suelos sueltos como densos, que un aumento en la progresión de ciclos de carga y descarga provoca un aumento de presión de poros y además esto se presenta acompañado de un aumento de la deformación de las probetas. Por lo que la presión de poros aumenta hasta igualar la presión de confinamiento inicial, generando en ese instante un estado de tensión efectiva nula. Este estado se usa para definir la condición de licuación, según los trabajos de Seed y Lee (Ref.19 y 33).

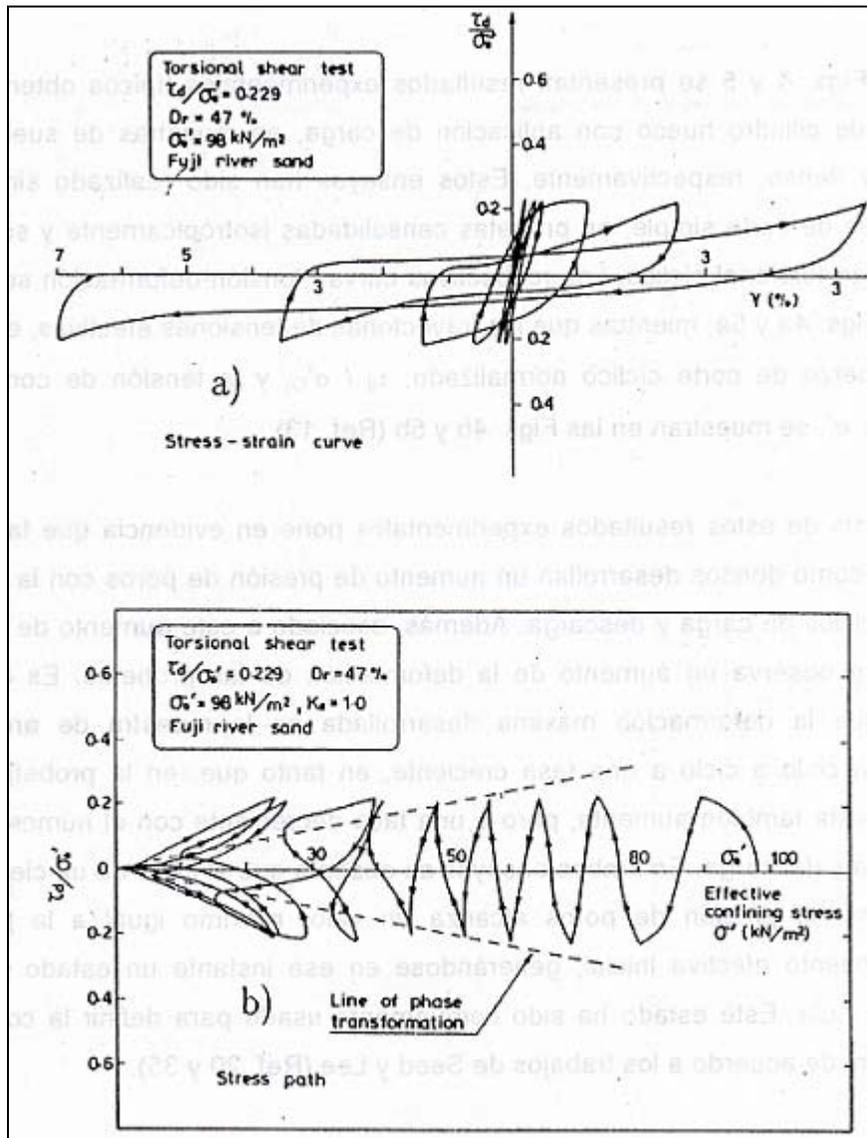


Fig.2. 10: a) Curvas de tensión-deformación y b) Trayectorias de tensiones efectivas en arena suelta (Ref. 12).

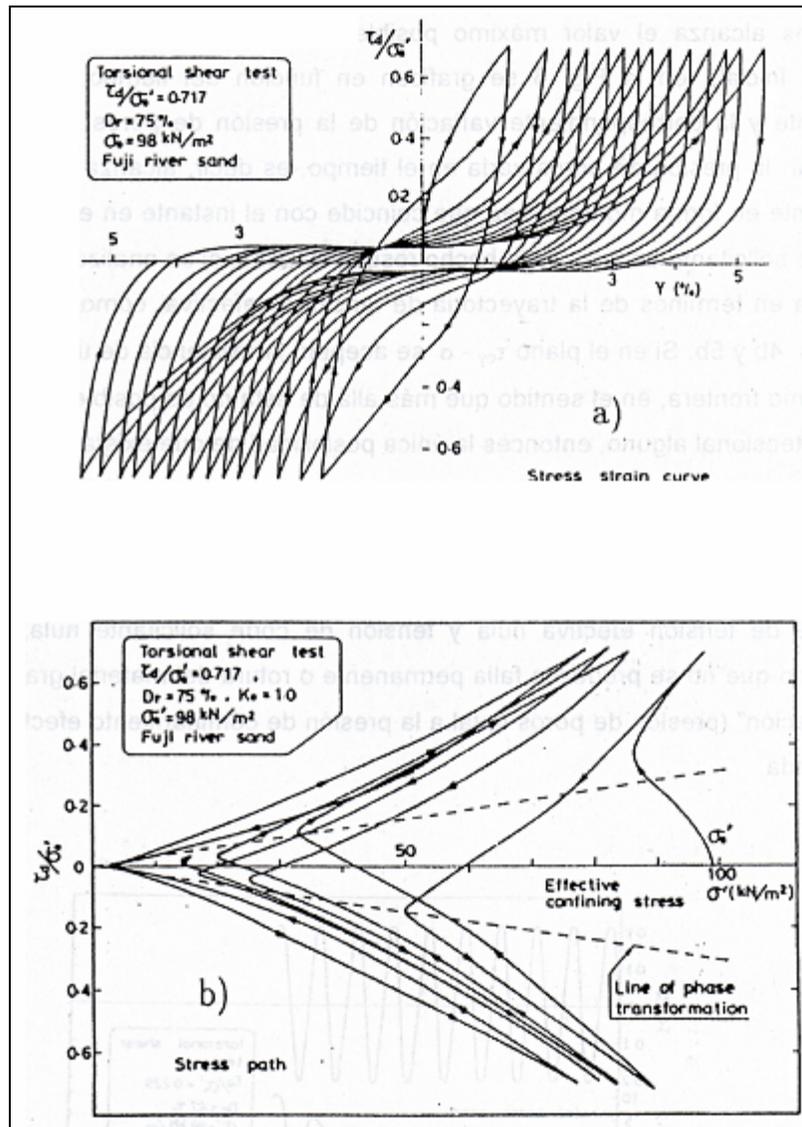


Fig.2. 11: a) Curvas de tensión-deformación y b) Trayectorias de tensiones efectivas en arena densa (Ref. 12).

Analizando la Fig. 2.12, donde se gráfica la carga cíclica y la presión de poros en función del tiempo, se puede observar que la presión de poros varía en el tiempo, es decir, alcanza un valor máximo cuando la carga solicitante es nula. Asimismo esta situación puede verse más detalladamente en las Fig. 2.10(b) y 2.11(b) para la trayectoria de tensiones efectivas. Y además considerando que la línea de estado último es una frontera más allá de la cual no puede existir estado tensional alguno, la

única forma de que exista una condición de tensión efectiva nula es que, al mismo tiempo, el corte solicitante también lo sea.

Asimismo se observa de la Fig. 2.12, el fenómeno denominado por Casagrande en el año 1975 como movilidad cíclica, el cuál, consiste en que el suelo al ser solicitado después de haber alcanzado la condición de tensión nula, disminuye la presión de poros, generándose una tensión efectiva distinta de cero y desarrollando nuevamente resistencia al corte.

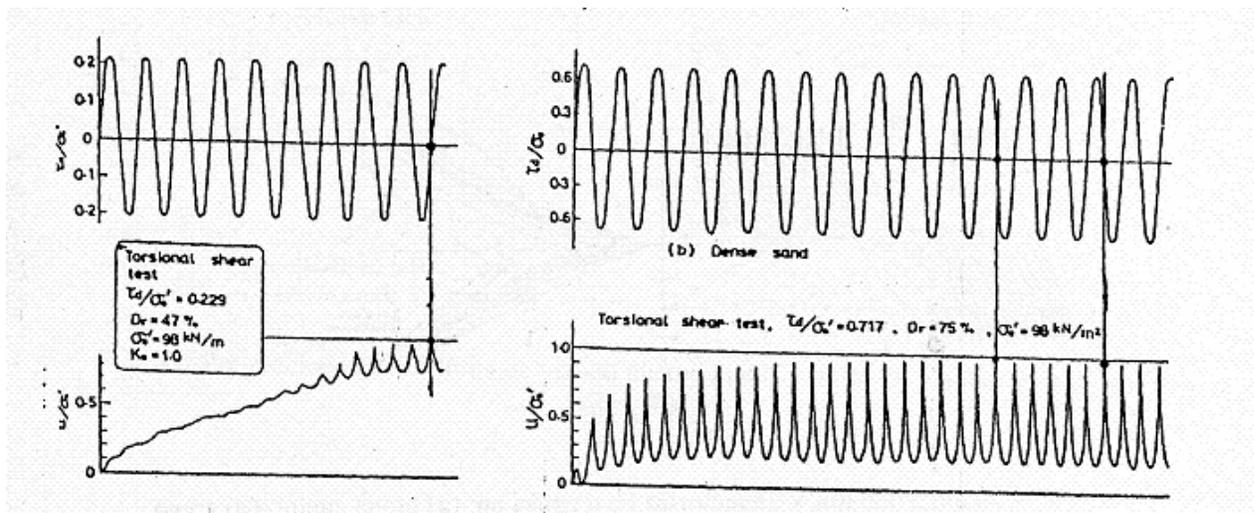


Fig.2. 12: Variación de la presión de poros en arena suelta y densa (Ref. 12).

2.5.2.- Respuesta monótona no drenada.

Con el fin de entender el concepto de steady state se debe comprender el comportamiento monótono no-drenado de los suelos y, para ello, se puede analizar los ensayos realizados por Verdugo (1992), Ishihara (1993) y Verdugo et al. en el año 1996 sobre arena de Toyoura.

Luego en la Fig. 2.13 se observan los resultados de una serie de ensayos no-drenados de probetas compactadas a diferentes densidades y consolidadas isotrópicamente bajo una misma presión efectiva. Asimismo las curvas tensión-deformación como las trayectorias de tensiones efectivas son fuertemente dependientes

del grado de densificación de las muestras. De forma similar, la resistencia última varía desde 0 a 40 Kg/cm² para densidades relativas de 12 a 66%, respectivamente.

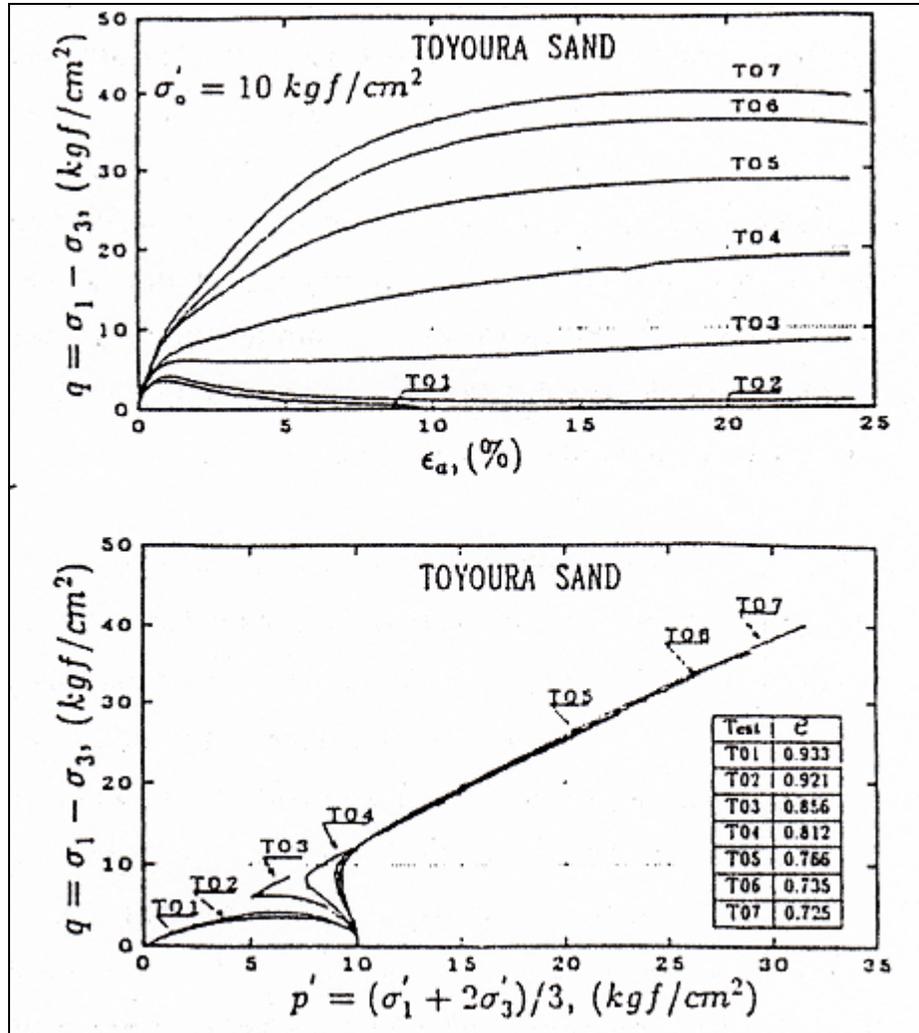


Fig.2. 13: Respuesta no-drenada para $\sigma'_0 = 10$ [Kg/cm²]. Curvas de tensión-deformación y trayectoria de tensiones (Ref. 45).

En las Figs. 2.14 y 2.15 se muestran dos series de ensayos triaxiales realizados sobre probetas a índices de vacíos constantes después de la consolidación. Además la presión de confinamiento fue variada para cada índice de vacíos. Luego de cada serie se puede observar que la resistencia última no varía con la presión de confinamiento, sin embargo, el tipo de respuesta es controlada por ésta.

En el mismo caso, por ejemplo, en la Fig. 2.12 la respuesta de todas las probetas es dilatante, en cambio en la Fig. 2.13 solo para las dos presiones mas bajas se tiene una respuesta dilatante.

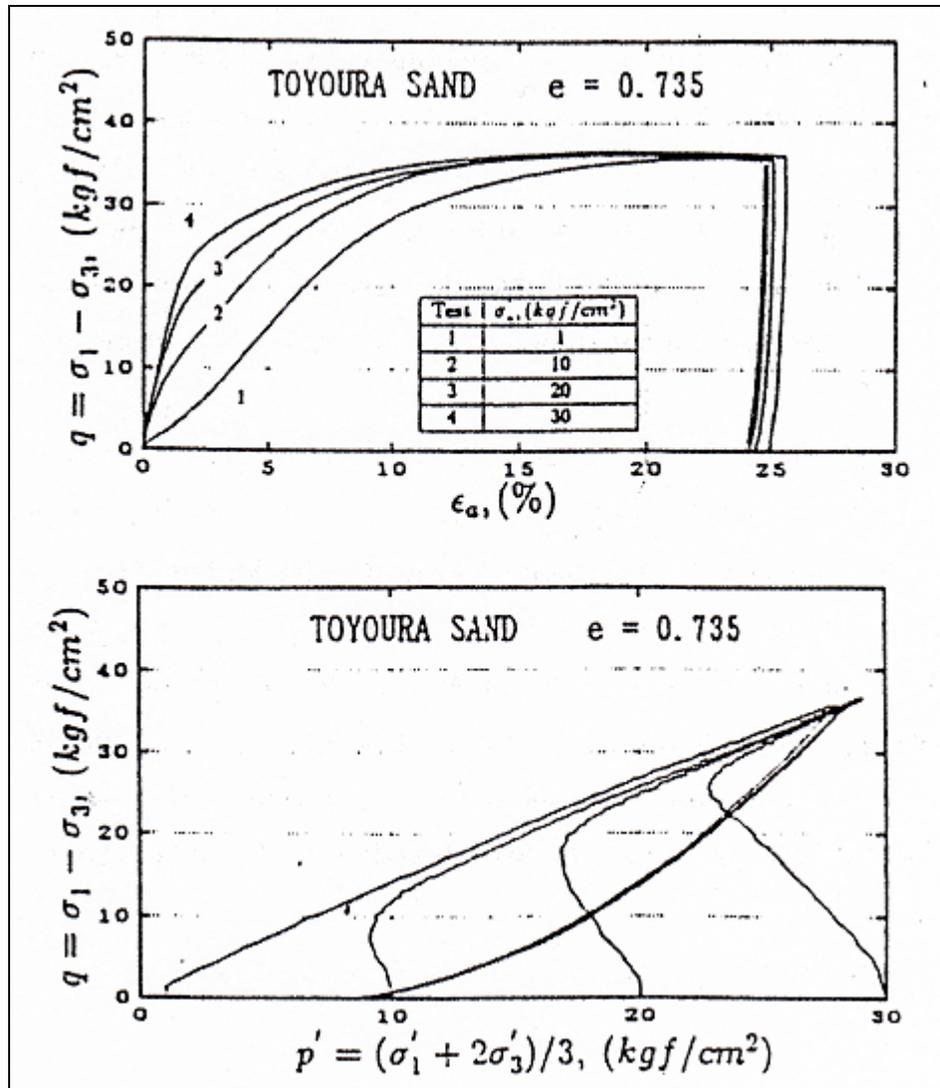


Fig.2. 14: Respuesta no drenada para e=0.735 (Ref. 45).

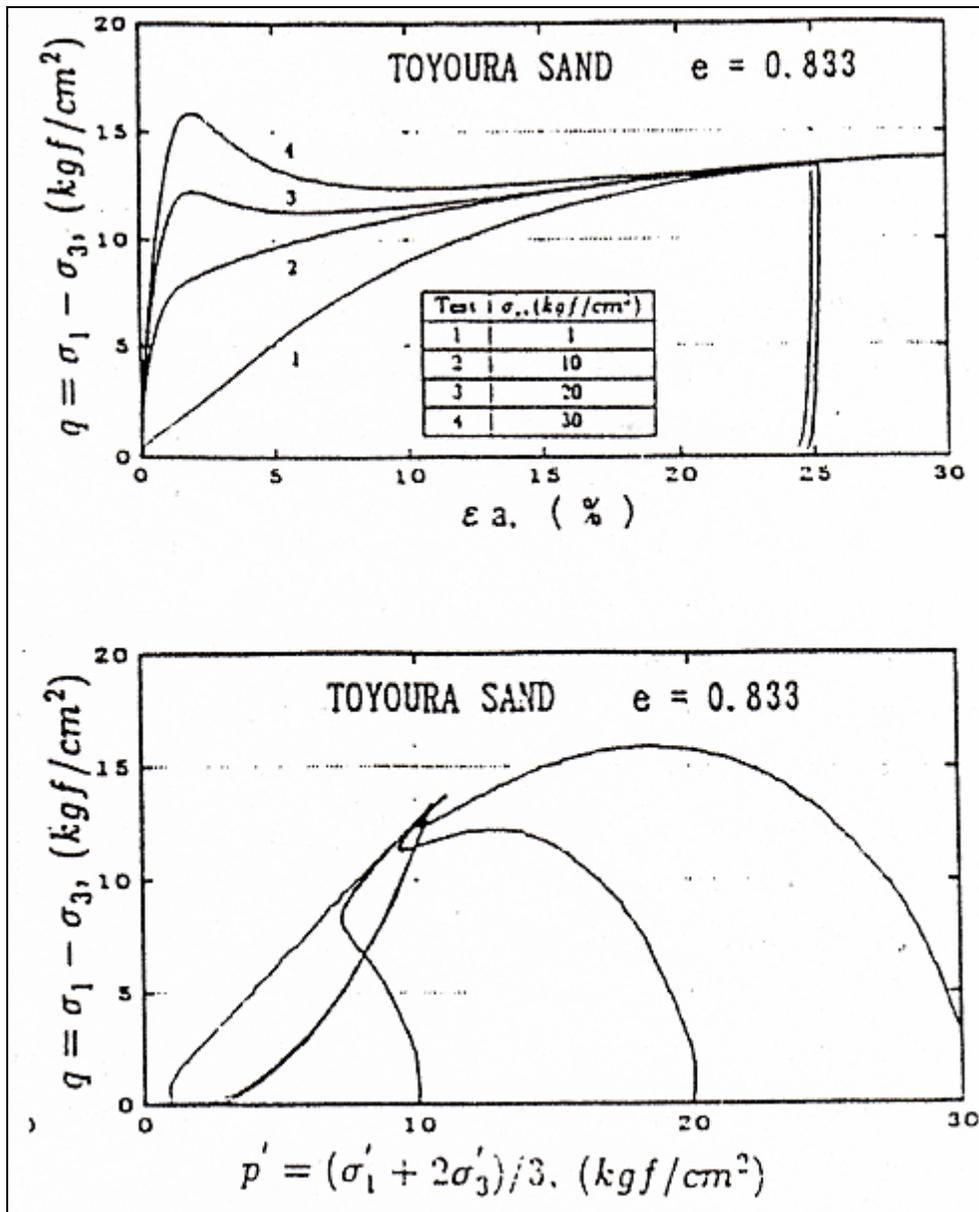


Fig.2. 15: Respuesta no drenada para $e=0.833$ (Ref. 45).

2.6.- Factores que afectan la resistencia cíclica.

Existen numerosos factores que afectan la resistencia cíclica, entre ellos se encuentran el tamaño medio de grano, el nivel de presión confinante, la densidad relativa o índice de vacíos, el tamaño de la probeta, al razón de tensiones principales que actúan sobre la muestra durante la consolidación, la forma de la función de carga, la frecuencia de la carga y el grado de saturación. Dichos factores pueden ser divididos en aquellos que dependen de la metodología de ensaye y aquellos que no lo son.

Townsend (Ref. 37), determinó que los factores que más afectan a la resistencia cíclica son el tipo de probeta utilizada (inalterada o remodelada), la densidad y la predeformación. Con un efecto intermedio, pero significativo, están la presión de confinamiento, la forma de la onda de carga, el tamaño medio de grano (D_{50}) y los efectos son el congelamiento de muestras inalteradas, frecuencia de carga, tamaño de la muestra y fricción de los cabezales y bases de la celda triaxial.

2.6.1.- Factores de ensayos que afectan la resistencia cíclica.

a) Preparación de la muestra:

En el trabajo realizado por Ladd (Ref. 17) se puso atención en los efectos que los procedimientos para la preparación de probetas tenían en la resistencia cíclica triaxial de las arenas. Él realizó ensayos triaxiales cíclicos en muestras saturadas de tres diferentes arenas usando dos métodos de preparación de probetas: vibración seca y apisonado húmedo. Sus resultados mostraron que las probetas compactadas a una misma densidad, podían presentar diferencias en el potencial de licuación sobre un 100% siendo siempre mayor la resistencia de las muestras realizadas con el método de apisonado húmedo.

Del mismo modo Mulilis et al. (Ref. 24) en el año 1977 realizó un estudio, donde evaluó 11 diferentes métodos de preparación de probetas. Estos resultados de muestras de arena Monterrey No. 0 consolidadas isotropicamente y preparadas a una

densidad relativa de 50% son presentados en la Fig. 2.16. La máxima diferencia en la razón de tensión para causar licuación fue cercana de un 110% a 10 ciclos.

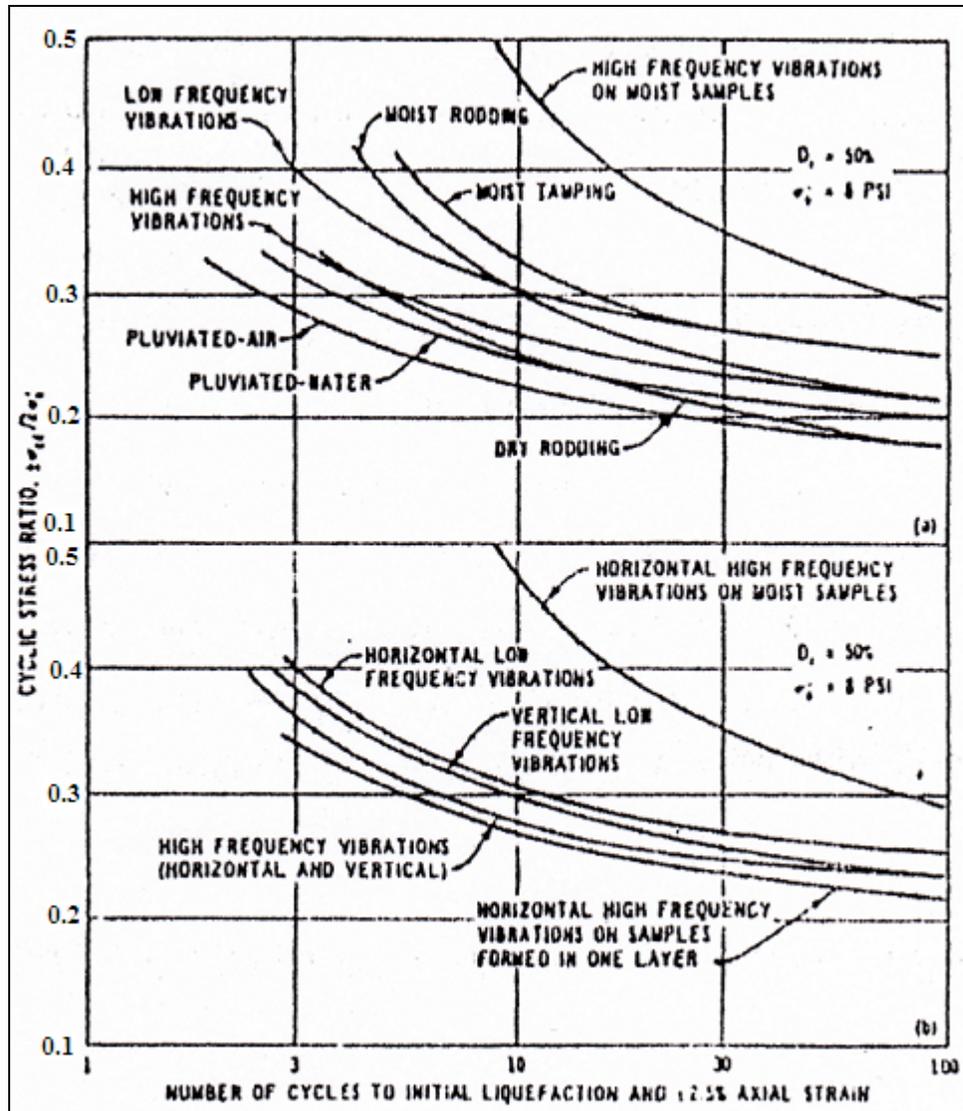


Fig.2. 16: Razón de tensión cíclica versus número de ciclos para: (a) método de compactación por vibración, (b) métodos de compactación (Ref. 24).

b) Efecto de la presión de confinamiento:

En la investigación realizada por Seed y Leed en el año 1966 informaron que el número de ciclos necesarios para producir licuación aumenta en la medida que la presión de confinamiento también aumenta, para muestras que tienen igual índice de vacíos después de la consolidación. La importancia de estos resultados radica en que fueron contrarios a los resultados esperados a partir de los resultados obtenidos de ensayos estáticos.

En la Fig. 2.17 se muestra que la razón de tensiones decrece con el aumento de la presión de confinamiento, para diferentes métodos de preparación de muestras a partir del trabajo realizado por Mulilis en el año 1975.

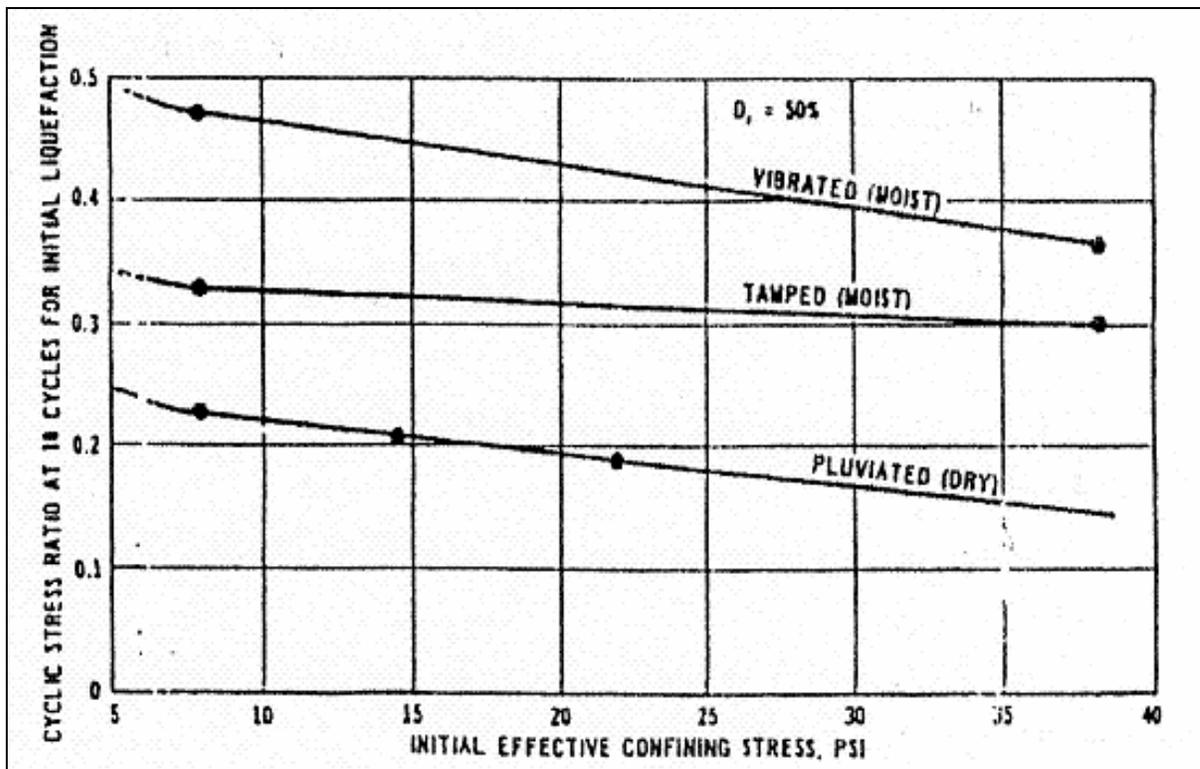


Fig.2. 17: Razón de tensión cíclica a 10 Hz para licuación inicial versus presión de confinamiento inicial.

c) Efecto de la densidad relativa:

En 1967, Lee y Seed (Ref. 19) informaron que el esfuerzo cíclico aumenta linealmente hasta aproximadamente 60% de la densidad relativa. A densidades relativas menores que 50%, el fenómeno de licuefacción ocurre casi instantáneamente y para prevenir grandes deformaciones se recomendó el uso de densidades relativas mayores a 70%. Mulilis (Ref. 23) también obtuvo una relación lineal entre la razón de tensión para causar licuefacción en 10 ciclos y la densidad relativa, que se mantendría hasta aproximadamente un 70% de la densidad relativa. La Fig. 2.18 señala que dicha relación lineal es también una función de la presión de confinamiento.

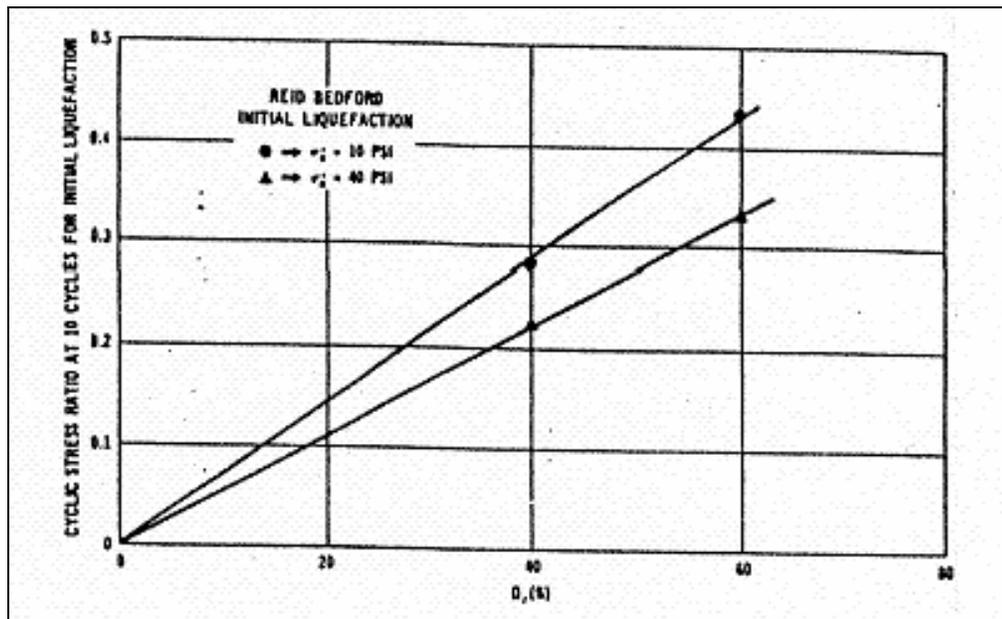


Fig.2. 18: Razón de tensión cíclica a 10 Hz para licuefacción inicial versus densidad relativa.

2.7.- Efecto del contenido de finos y plasticidad en la resistencia a la licuefacción.

Ishihara et al. (Ref. 11) en el año 1980, realizaron un estudio de la resistencia cíclica sobre diferentes suelos de relaves. Sus resultados expuestos en la Fig. 2.19 señalan que las lamas de alta plasticidad (IP=12-18) tienen resistencias bastante más altas que las de baja plasticidad (IP=1-11), a pesar de tener índices de huecos el doble más altos.

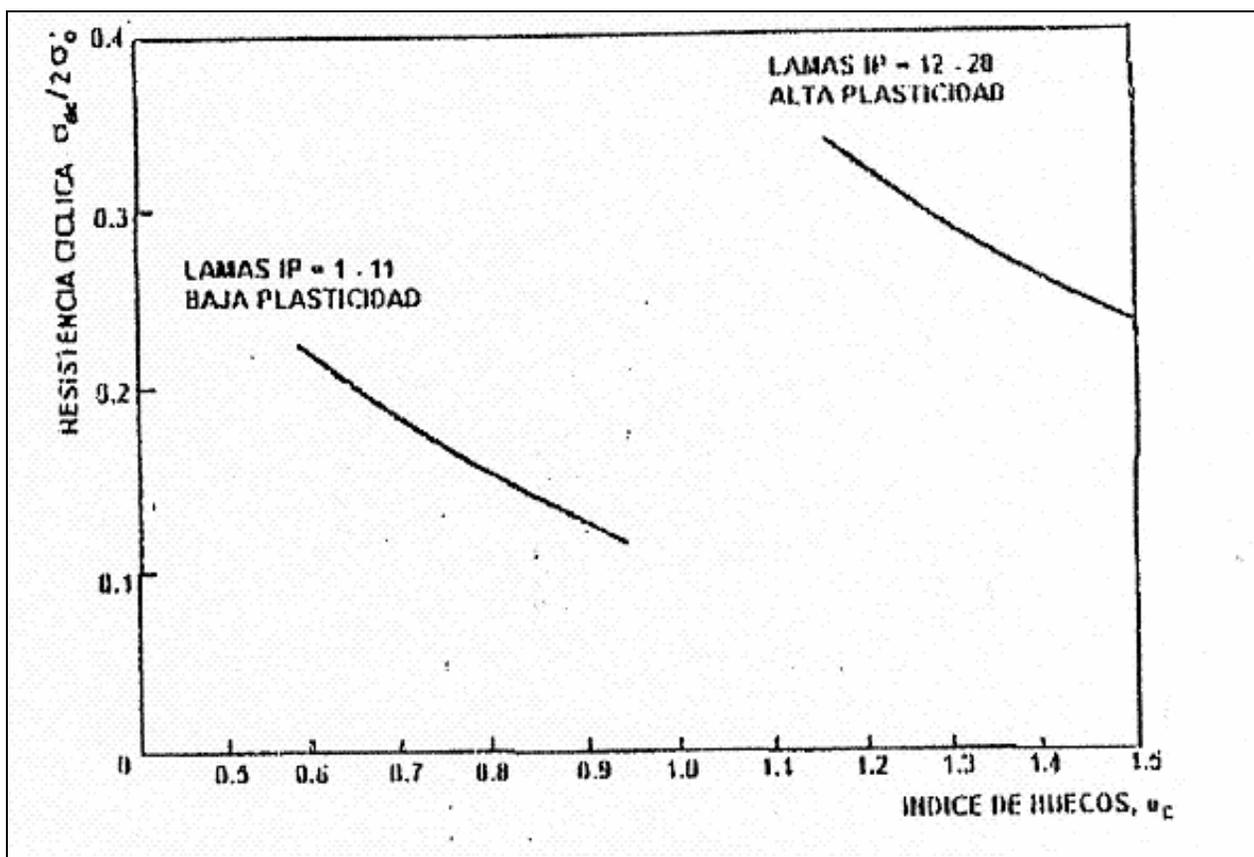


Fig.2. 19: Influencia de la plasticidad en la resistencia cíclica de finos de relaves (Ref. 41).

2.7.1.- Efecto de los finos no plásticos.

La evidencia en el campo, basada en terremotos, ha producido resultados contradictorios con respecto al efecto del contenido de limos sobre la resistencia a la licuefacción de arenas. Okashi (Ref. 25) observó que durante el terremoto de Nigata en Japón (1964), las arenas que poseían contenidos de finos menores a 10% eran más propensas a licuar. Fei (Ref. 8) informó que el terremoto de Tangshan en China del año 1976, la resistencia a la licuefacción de suelos limosos aumentó con el contenido de finos. Finalmente, Tokimatsu y Yoshimi (Ref. 36) en un estudio realizado sobre 17 terremotos, que el 50% de los suelos que sufrieron licuefacción tenían contenidos de finos menores al 5%. Aquellas arenas con contenidos de finos mayores que 10% tenían una resistencia a la licuefacción más alta que las arenas limpias con el mismo número de golpes SPT.

En contraposición, Verdugo (Ref. 43) demostró que el incremento del contenido de finos en arenas de relave produce un decremento de la resistencia a la licuefacción, como se muestra en la Fig. 2.20. Dobry y Álvarez (Ref. 7) y Okusa, Anma y Maikuma (Ref. 26), reportaron casos de tranques que licuaron durante terremotos en Chile y Japón. En ambos casos, se observó la presencia de limos de baja plasticidad o limos no plásticos. Okusa, Anma y Maikuma además concluyeron, a partir de limos que no licuaron, que la presencia de partículas de arcilla que envolvían a los limos interrumpieron el contacto grano a grano de ellos y, a la vez, se comportaron como conectores.

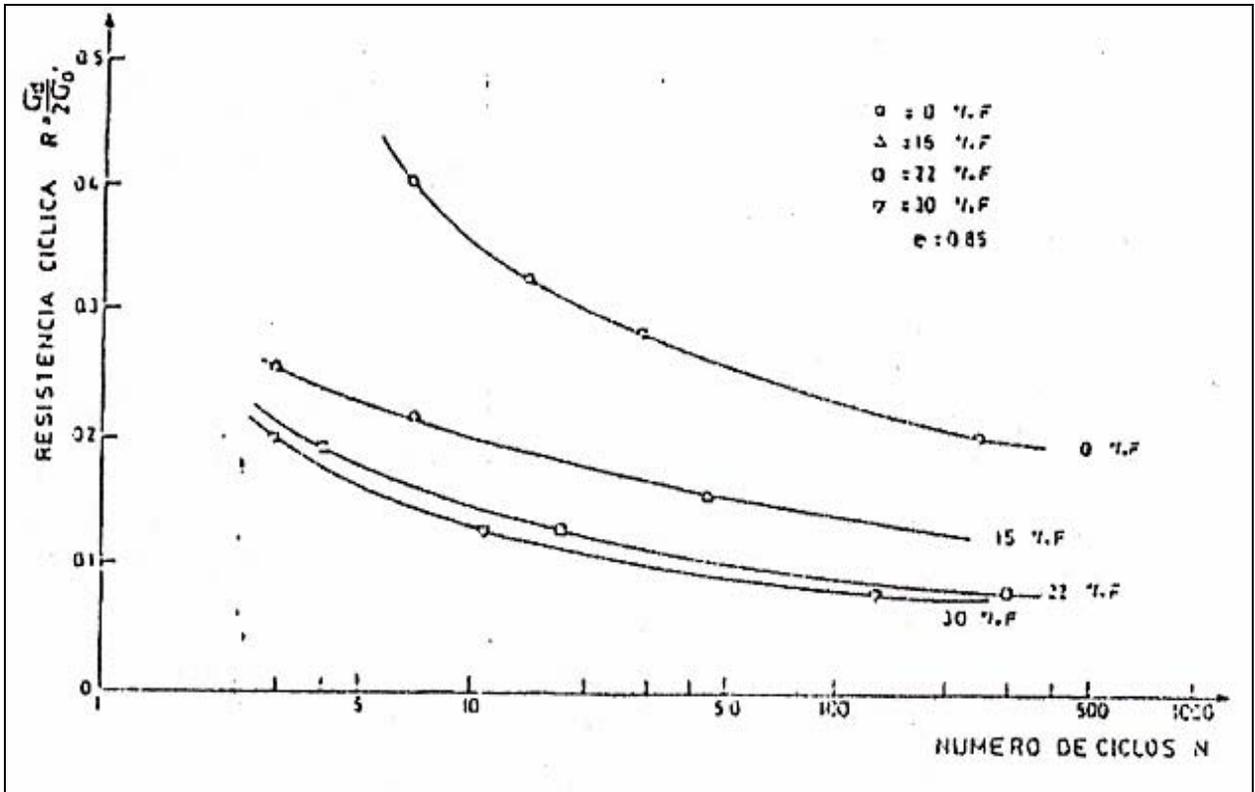


Fig.2. 20: Influencia del contenido de finos sobre la resistencia cíclica de una arena de relave (Ref. 43).

Adicionalmente, Chang et al. (Ref. 3) mostraron que después de una pequeña caída la resistencia cíclica aumenta con el contenido de finos (Fig. 2.21). El fino utilizado en este estudio correspondía a un limo con una baja plasticidad.

Cabe destacar el caso de Koester (Ref. 16) quien puso en evidencia que la resistencia a la licuefacción primero disminuye hasta el contenido de finos de 20% y luego, aumenta (Fig. 2.22).

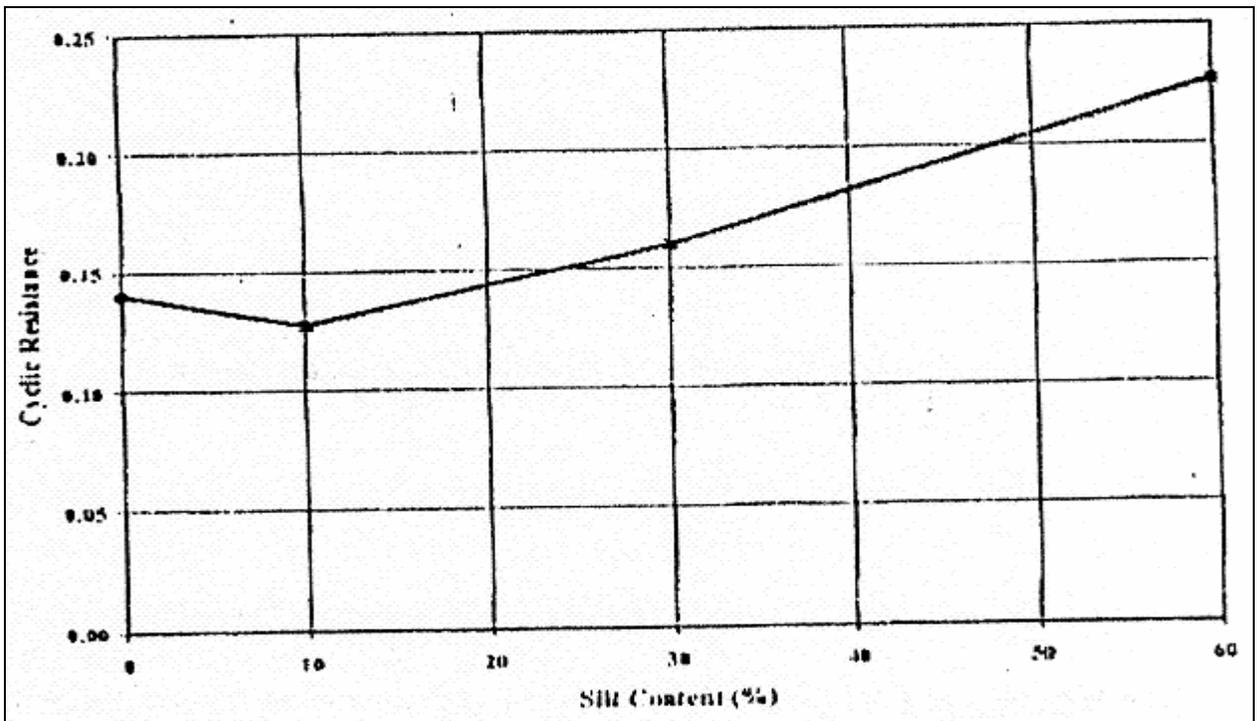


Fig.2. 21: Incremento de la resistencia cíclica con el incremento del contenido de limo (Ref. 3).

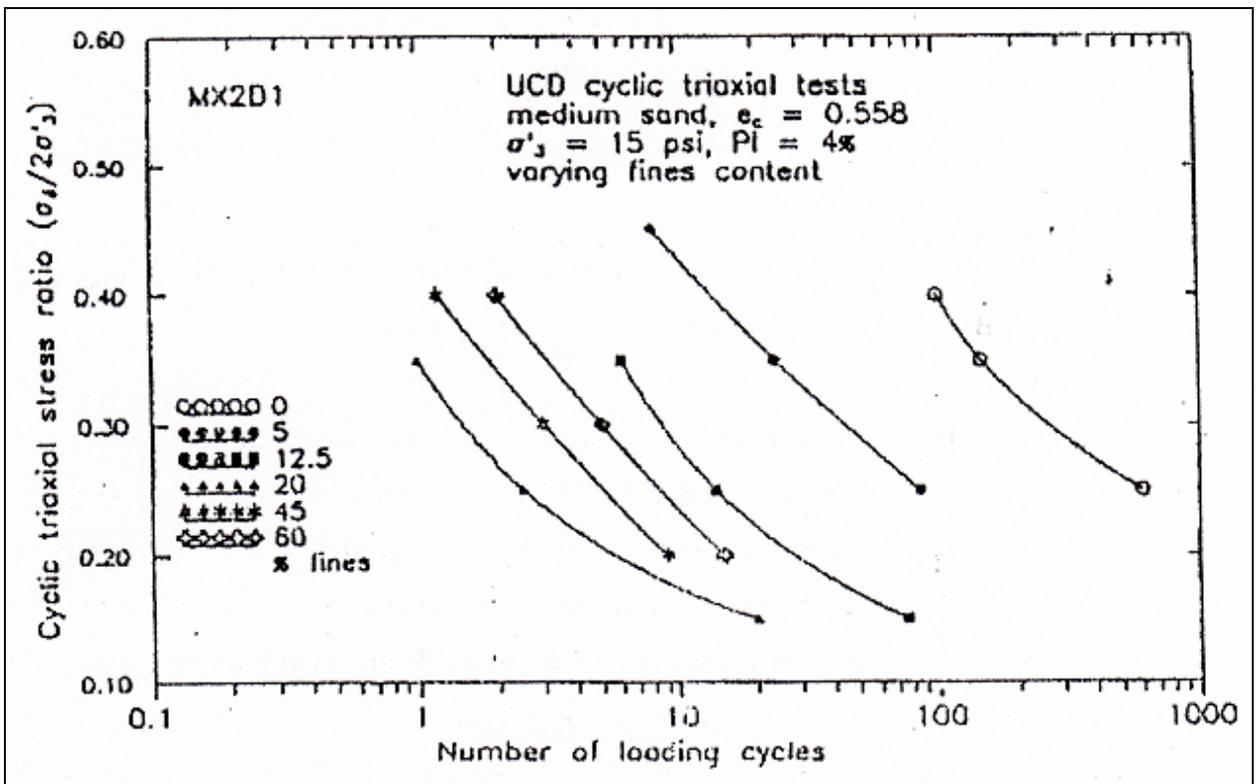


Fig.2. 22: Decremento y posterior decremento en la resistencia cíclica con el incremento del contenido de limo (Ref. 16).

Uno de los parámetros propuestos para explicar la caída de la resistencia cíclica con el aumento del contenido de finos en el índice de huecos del esqueleto del suelo. Este valor, representa el índice de huecos resultantes de extraer todas aquellas partículas que no forman parte del esqueleto resistente del suelo, o más bien, que no aportan resistencia a la estructura. En 1998, Thevanayagam (Ref. 35), propuso que una arena limosa está constituida por dos matrices, la primera formada por los granos más gruesos y, la otra, por las partículas más finas (con diámetros menores a 0.074 mm). El autor consideró que éstas últimas no participan activamente en la cadena resistente de la matriz global, por lo tanto, el índice de huecos del esqueleto del suelo así definido, corresponde a aquel en donde todas las partículas finas son extraídas. Matemáticamente, este valor queda expresado como:

$$e_{sk} = \frac{\left(e + \frac{CF}{100} \right)}{\left(1 + \frac{CF}{100} \right)}$$

Polito (Ref. 28), tomando la idea de Thevanayagam, realizó un extensivo programa de ensayos cíclicos sobre dos arenas bases, Monterrey y Yatesville, obteniendo que la resistencia cíclica para la primera de ellas se mantenía constante con el incremento del contenido de finos en probetas preparadas a un mismo índice de huecos del esqueleto; en cambio, para la arena de Yatesville la resistencia aumentó. En conclusión el índice de huecos del esqueleto de suelo antes definido, no es un parámetro útil para explicar la caída de la resistencia con el aumento del contenido de finos no plásticos.

Un estudio más reciente realizado por Chien et al (Ref. 4) sobre arenas obtenidas de suelos ganados al mar en el área de Yunlin en Taiwán confirmó que a una densidad relativa constante la resistencia a la licuefacción disminuye con un incremento del contenido de finos y el asentamiento inducido por la licuefacción aumenta.

2.7.2.- Efecto de los finos plásticos.

La mayoría de los estudios realizados sobre la influencia del contenido de finos plásticos tienden a establecer que incrementan la resistencia a la licuefacción de un suelo.

Seed, Idriss y Arango (Ref. 34) concluyeron que si el contenido de finos arcillosos es mayor que el 20%, el suelo no licuará. En el estudio realizado por Tokimatsu y Yoshimi (Ref. 36) obtuvieron la misma conclusión. El incremento en la resistencia cíclica que acompaña al incremento en el índice de plasticidad es expuesto en la Fig. 2.23.

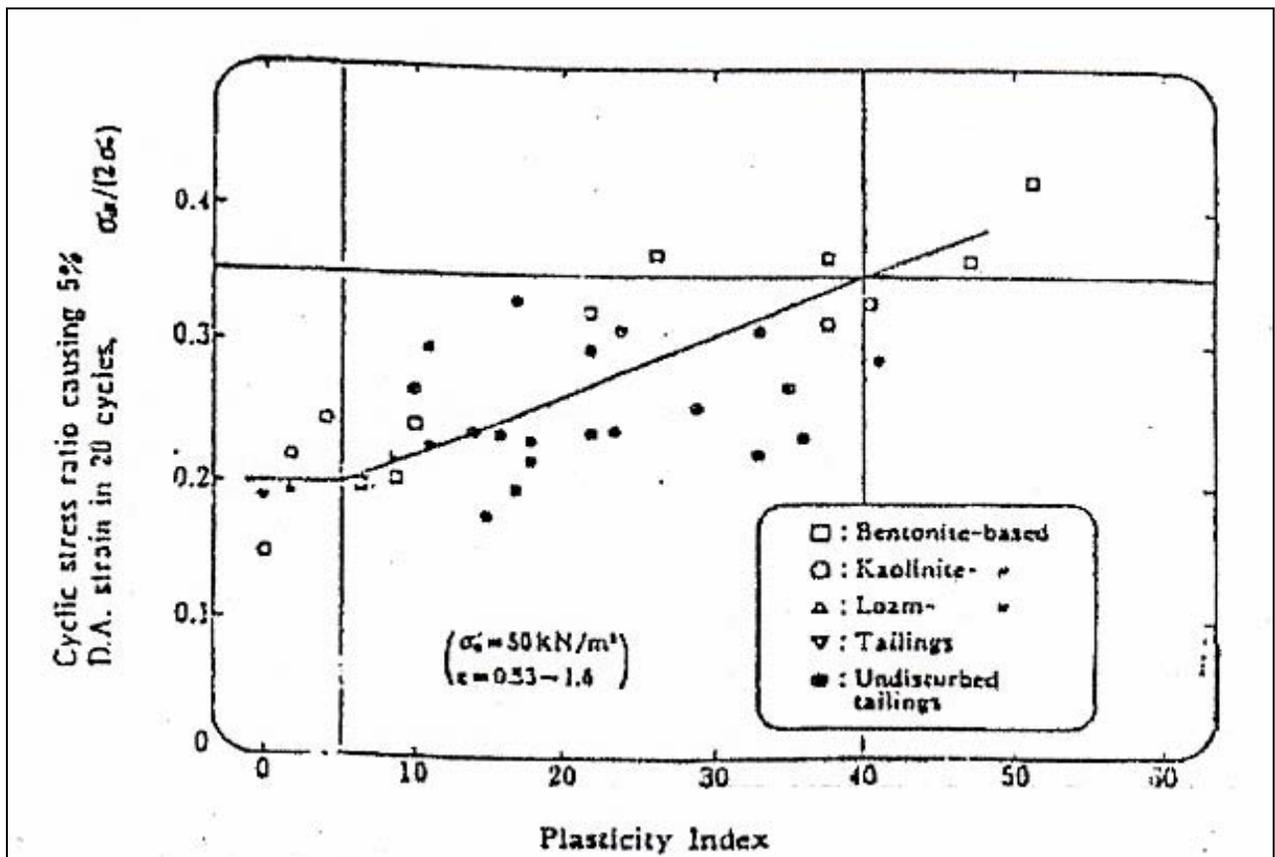


Fig.2. 23: Incremento en la resistencia cíclica con el incremento del índice de plasticidad (Ref. 13).

Varios estudios de laboratorio han puesto en evidencia una fuerte correlación entre el incremento del índice de plasticidad de la porción granular fina del suelo y el incremento de la resistencia a la licuefacción de éste. Ishihara y Koseki (Ref. 13) indicaron que a pesar de no existir una clara correlación entre el contenido de finos y la resistencia a la licuefacción, el incremento en el índice de plasticidad es consistente con el incremento de la resistencia a la licuefacción. Yasuda, Wakamutsu y Nagase (Ref. 50), demostraron que el incremento en el índice de plasticidad aumenta la resistencia a la licuefacción del suelo.

2.8.- Efecto de la razón de sobreconsolidación en la resistencia cíclica de arenas de relaves.

Troncoso y Jiménez, (Ref. 40) en el año 1991 determinaron, en base a ensayos de laboratorio, que el efecto de sobreconsolidación produce efectos positivos en arenas de relaves en cuanto aumenta significativamente la resistencia cíclica de estos suelos. Los aumentos de la resistencia son proporcionales a la razón de sobreconsolidación alcanzándose valores máximos de 50 por ciento para una razón igual a 5.

Asimismo en los depósitos de residuos minerales, o tranques de relaves se puede producir sobreconsolidación de un estrato de suelos por secamiento ó por descenso del nivel freático: en tales casos la razón de sobreconsolidación puede llegar a 2 y, en consecuencia, correspondería predecir aumentos de resistencia variables entre 10 y 30 por ciento, según sea el porcentaje de finos y la duración del evento cíclico.

En la Fig. 2.24 se pueden observar los resultados de la resistencia cíclica como función de la razón de sobreconsolidación obtenidos de los ensayos realizados en el estudio, para arena con un contenido de finos del 15%.

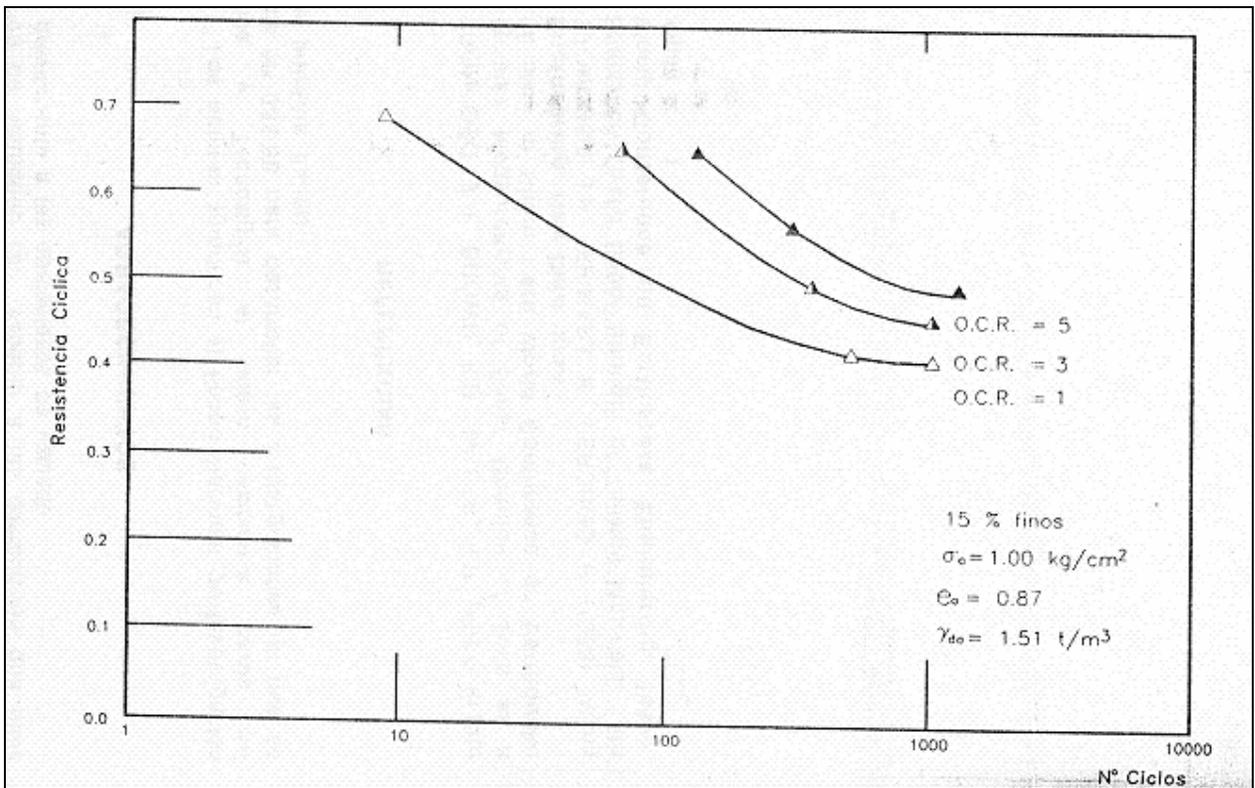


Fig.2. 24: Resistencia cíclica como función de la sobreconsolidación (Ref. 40).

CAPITULO 3: EQUIPOS DE LABORATORIO

3.1.- Introducción.

Ante la necesidad de realizar estudios para la determinación del comportamiento de suelos se utilizan equipos capaces de determinar los parámetros de resistencia de estos suelos.

Asimismo, los equipos utilizados permiten representar en laboratorio tanto condiciones drenadas como no drenadas. Para un ensayo drenado, a medida que se aplica la carga al espécimen de suelo, se puede permitir que el fluido de los poros escape abriendo la válvula apropiada. Un ensayo no drenado puede hacerse cerrando el sistema de suelo a la atmósfera de forma que nada del fluido de los poros pueda escapar durante el ensayo. Asimismo con estos equipos es posible determinar los cambios de volúmenes, dilatación o contracción, que se produce al espécimen de suelo estudiado.

Los equipos utilizados para poder representar las condiciones necesarias para el estudio fueron el Equipo triaxial estático y el Equipo triaxial cíclico.

3.2.- Equipo triaxial estático.

El equipo triaxial estático, que se muestra en la Figs. 3.1, consiste en una unidad de carga mecánica compuesta además por una mesa triaxial, una unidad eléctrica de medición y un panel de saturación (Ver Fig. 3.2) y presión de cámara, la cual tiene una capacidad de 7 [Kg/cm²].

Los ensayos triaxiales estáticos fueron realizados a deformación controlada. El sistema de carga es electromecánico. Para la saturación y confinamiento se utiliza un sistema de aire presurizado, que es generado por un compresor eléctrico y controlado por válvulas reguladoras.

Los sistemas de medición, que se muestra en la Fig. 3.3, son digitales e incluyen: celda de carga, transductor de presión de poros y dial de deformación. Todos estos instrumentos están conectados a un computador, que a través de una tarjeta de adquisición de datos, registra y almacena estos en su memoria.

Una descripción más detallada de un equipo similar, fue realizada por Pino (Ref. 27), Mora (Ref. 21), Sánchez (Ref. 31) y Díaz (Ref. 6). El modo de empleo de éste equipo fue descrito por Sánchez (Ref. 31).



Fig.3. 1: Equipo Triaxial Estático.

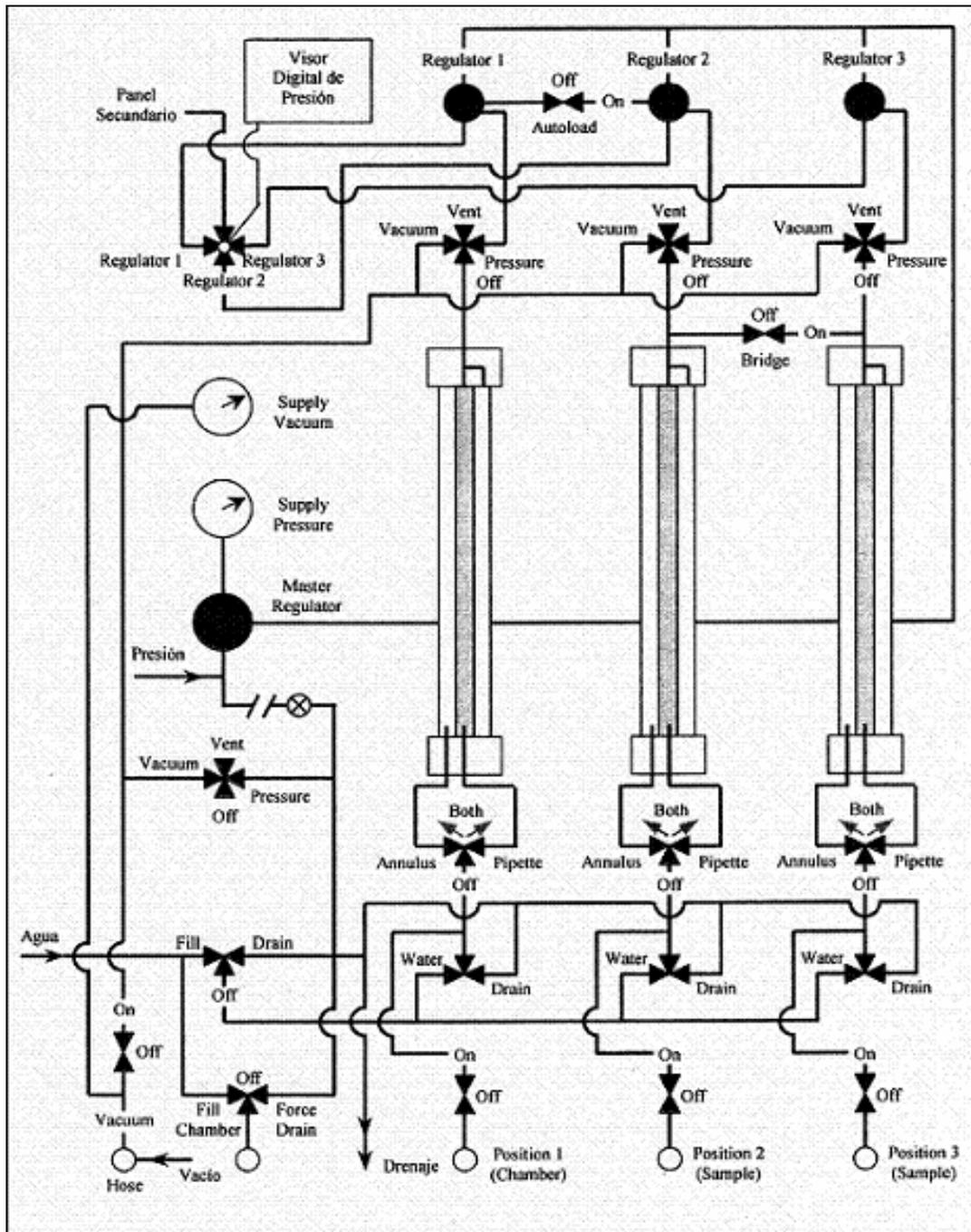


Fig.3. 2: Esquema de panel de equipo triaxial estático.

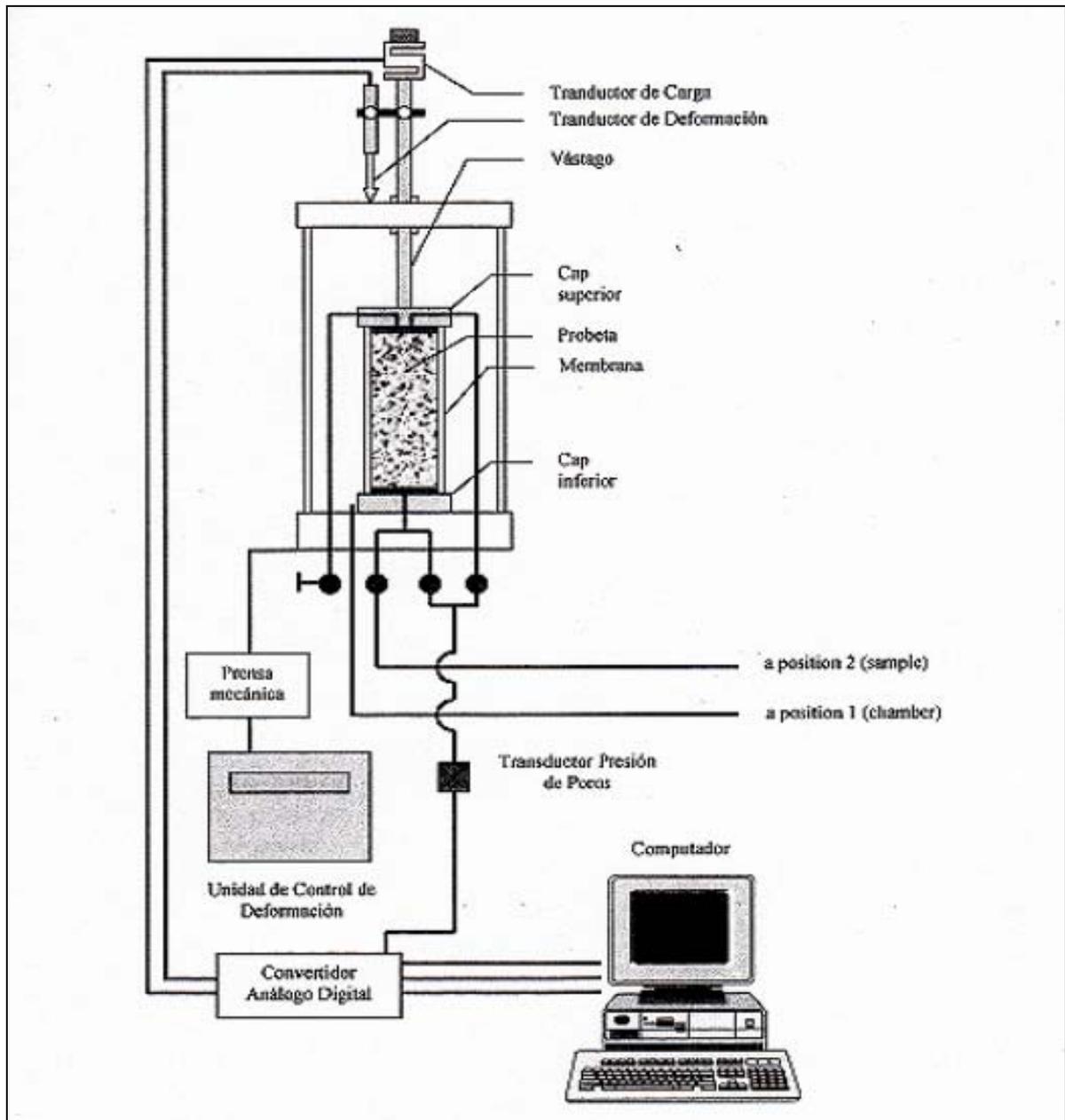


Fig.3. 3: Esquema de celda triaxial estática.

3.3.- Equipo triaxial cíclico.

El equipo triaxial cíclico que se muestra en la Fig. 3.4 y esquemáticamente en la Fig. 3.5 esta compuesto por un marco triaxial cíclico, una unidad eléctrica de medición, un panel de saturación y presión de cámara y un compresor eléctrico el cual permite confinar, saturar, consolidar y aplicar cargas cíclicas a las probetas ensayadas.

El grado de confinamiento y la saturación se logran a través de un sistema de aire presurizado, que es generado por un compresor eléctrico y a su vez es controlado por llaves reguladoras. Las cargas cíclicas son aplicadas manualmente por medio de un carro móvil.

El equipo cíclico (Ref. 30) dispone de una celda de carga, un dial de deformación y un transductor de presión de poros, los cuales están conectados a un computador que procesa la información que se mide en voltaje.

El sistema de carga lo constituye un marco y una viga por donde se desplaza el carro móvil que mueve una carga determinada y permite inducir el esfuerzo desviador cíclico. Al ubicar este carro en la parte central de la viga, se obtiene el equilibrio del sistema. Luego, producto del movimiento del carro hacia los extremos, induce la compresión y extensión sobre la probeta.



Fig.3. 4: Marco Triaxial Cíclico.

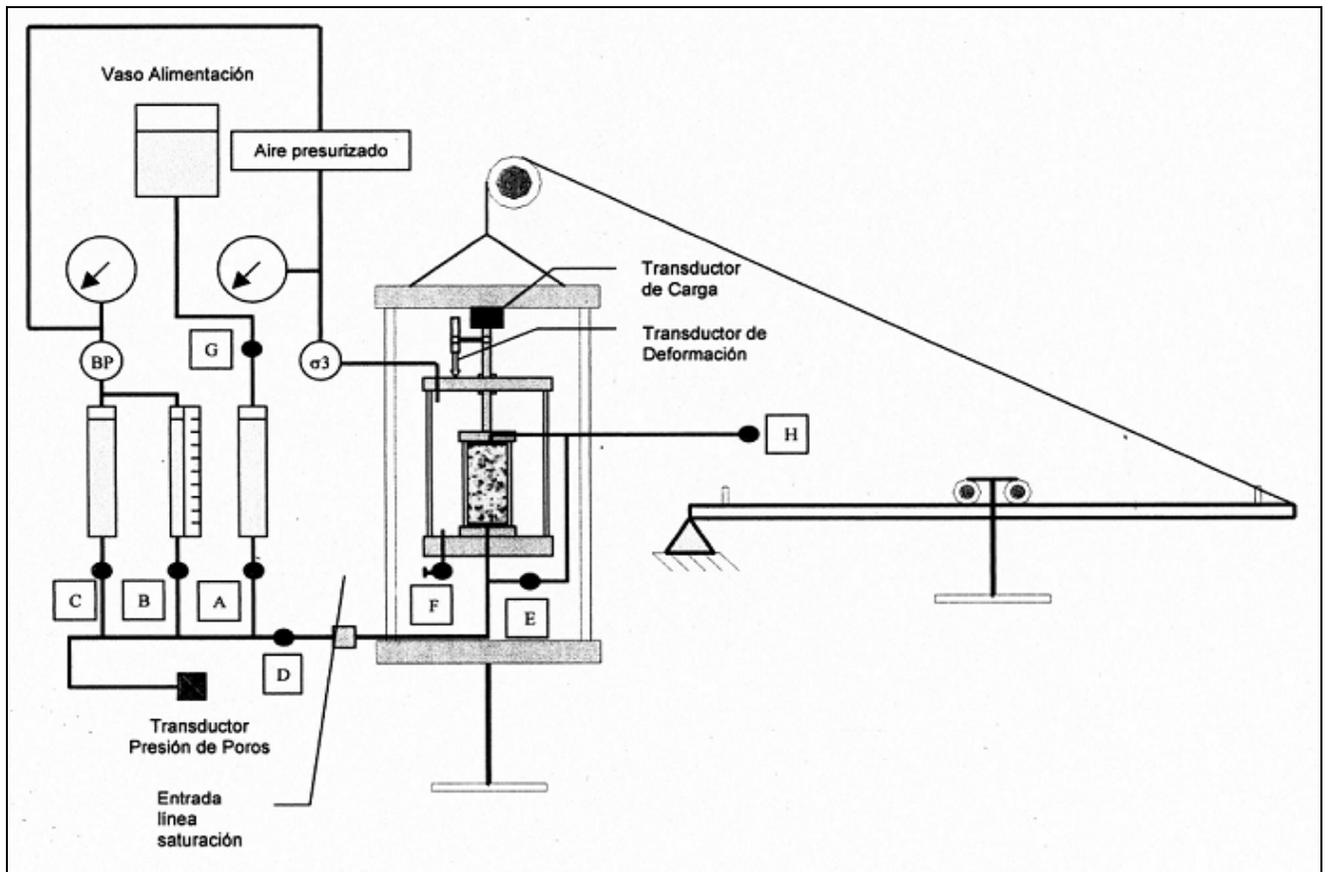


Fig.3. 5: Disposición equipo triaxial cíclico.

CAPITULO 4: METODOLOGÍA Y MATERIALES UTILIZADOS

4.1.- Materiales utilizados.

Para el desarrollo de la memoria se utiliza arena de relave del muro de contención del embalse de relave Ovejera, en el que se deposita el relave proveniente de la Mina Río Blanco, propiedad de la División Andina de Codelco.

La arena fue extraída de la zona del muro denominada primer tercio, la cual se muestra en la Figs. 4.1 y 4.2.



Fig.4. 1: Zona de extracción del material utilizado.



Fig.4. 2: Vista satelital de zona de extracción.

4.1.1.- Toma de muestras envejecidas in-situ.

De la zona de extracción, la cual fue establecida de acuerdo a criterios de períodos de depositación, fueron extraídos bloques de arena de 30 x 30 x 30 para la obtención de muestras inalteradas, y muestras a granel para el confeccionamiento de probetas remoldeadas en laboratorio.

Para determinar los períodos de depositación de la arena, se realizó un seguimiento a los registros topográficos de la empresa Minería y Montajes Con-Pax S.A. a cargo la operación del Tranque de Relave Ovejería. Según lo registrado, se acordó que el punto 113 del Nudo 8, ubicado en el kilómetro 2.8 del tranque, es el punto más representativo para desarrollar el estudio de envejecimiento, pues posee depositaciones continuas entre 1 y 5 meses como se muestra en la Fig. 4.2.

La extracción de muestras se desarrolló entre las cotas 613.24 [m] y la 615.80 [m] lo que entrega una profundidad de 2.56 [m], considerada adecuada para realizar una calicata sin arriesgar la seguridad de las personas que operaron dentro de ella.

En el anexo A se encuentran los registros topográficos controlados por fechas de depositación de arena y la respectiva aprobación de los encargados del área. En la Tabla 4.1 se muestra el resumen de las cotas de depositación.

Tabla 4. 1: Cota de extracción de muestras envejecidas in-situ.

SUPERFICIE ANTERIOR						SUPERFICIE ACTUAL				
Nº Pto.	Fecha	Norte	Este	Cota	Descriptor	Nº Pto.	Norte	Este	Cota	Descriptor
113	20-12-2006	41,765.66	31,888.45	612.49	N8	113	41,765.67	31,888.41	613.02	N8
113	09-02-2007	41,765.65	31,888.44	613.24	N8	113	41,765.65	31,888.44	613.24	N8
113	08-03-2007	41,765.65	31,888.44	613.24	N8	113	41,765.67	31,888.38	613.77	N8
113	18-03-2007	41,765.66	31,888.45	613.90	N8	113	41,765.60	31,888.41	614.37	N8
113	27-04-2007	41,765.60	31,888.41	614.37	N8	113	41,765.66	31,888.44	614.70	N8
113	06-06-2007	41,765.65	31,888.50	615.06	N8	113	41,765.65	31,888.47	615.53	N8
113	04-07-2007	41,765.65	31,888.47	615.53	N8	113	41,765.74	31,888.48	615.80	N8

Asimismo en la Fig. 4.3 se muestra la zona de extracción y la demarcación de los distintos estratos (cotas) de donde fueron extraídas las muestras.



Fig.4. 3: Zona de extracción y períodos de depositación de muestras in-situ.

4.1.2.- Preparación probetas envejecidas en laboratorio.

Para las probetas envejecidas en laboratorio se confeccionó una caja de material acrílico donde se compactó arena de relave correspondiente a los distintos períodos de extracción (ver Fig. 4.4). Estas probetas se dejaron envejecer en una cámara húmeda para así evitar pérdidas de humedad.

La construcción de la caja acrílica busca simular condiciones de confinamiento que se presenta en terreno. Además la transparencia del material ayuda a visualizar lo que sucede con las probetas.

Se procedió a la creación de la caja separando el interior en celdas más pequeñas de 20 x 10 x 25 de forma que al momento de sacar las probetas se puedan tallar fácilmente (ver Fig. 4.4).



Fig.4. 4: Caja Acrílica: Para envejecer probetas de arena de relave.

La compactación de probetas con la arena se realiza de acuerdo al siguiente procedimiento:

1.- Se utilizan 7 capas de compactación, cada una de 3.6 [cm] de altura. Según el trabajo preparado por Ladd en 1978 (Ref. 18) no es recomendable usar espesores de capas superiores a 2.5 [cm] para probetas que tengan diámetros menores a 10.2 [cm], es decir, probetas que tengan una sección menor a 81.7 [cm²]. Luego, según este criterio, no se pueden usar capas superiores a 6.1 [cm] para probetas que tengan una sección menor a 200 [cm²].

2.- Las capas aumentan gradualmente la densidad relativa en altura con una diferencia de 3% de densidad relativa entre capas sucesivas. La densidad de compactación se muestra en la Tabla 4.2, donde la capa inferior se formó con un 66% de densidad relativa y la superior con un 84%, dejando la capa central como óptima. Este procedimiento sigue lo mostrado por J.D. Frost en el año 2003 (Ref. 9) donde se busca lograr una probeta final de densidad uniforme.

Tabla 4. 2: Densidad de compactación por capa, para probetas remoldeadas.

DR [%]	γ_d [gr./cm ³]	γ_w [gr./cm ³]	Área [cm ²]	Hm [cm]	Vol [cm ³]	Mh [gr.]	Mc [gr.]
66	1.601	1.752	200	25	5000	8759.91	1251.42
69	1.618	1.771	200	25	5000	8853.72	1264.82
72	1.635	1.790	200	25	5000	8949.56	1278.51
75	1.653	1.810	200	25	5000	9047.50	1292.50
78	1.671	1.830	200	25	5000	9147.61	1306.80
81	1.690	1.850	200	25	5000	9249.95	1321.42
84	1.709	1.871	200	25	5000	9354.62	1336.37

3.- Una vez compactada la muestra de suelo en la caja acrílica que contiene todas las probetas, (ver Fig. 4.5) es guardada en la cámara húmeda, para luego ir ensayando las muestras de acuerdo a los períodos de depositación establecidos en el programa de ensayos.

4.- Cumplido el tiempo de envejecimiento, los bloques son retirados de la caja y tallados verticalmente, es decir, en el sentido de compactación. Como resultado, de cada bloque fueron extraídas 4 probetas.

5.- Finalmente, tallada cada probeta, se calcula la densidad relativa y se compara con la densidad óptima de compactación, para analizar la variación de ésta (ver Tabla 4.2).



Fig.4. 5: Probetas compactadas en Laboratorio.

4.1.3.- Características de la arena ensayada.

Se ha utilizado arena de relave proveniente de la División Andina, y que se deposita en el tranque de Relaves Ovejería. El material fue extraído, desde el primer tercio (Zona Superior) del muro principal del embalse, como muestras alteradas e inalteradas.

La arena es roca triturada que proviene de la molienda convencional y SAG, producida en la planta concentradora, por lo que presenta granos de forma angulosa debido a la trituración. Retamal (Ref. 30), en el año 2005, describe las características de la arena en su estado natural, donde muestra que el contenido de finos es de un 17%, pero actualmente la arena en estado natural depositada en el muro no puede exceder el 15% de finos, esto debido al criterio de diseño establecido en la etapa de Ingeniería básica y de detalle para este tranque de relave.

La arena en su estado natural de depositación posee un contenido de finos cercano al 15%, pero se cree que debido a la estratificación y al paso de aguas a través de las capas se descubrió que para distintos niveles de profundidad la arena presenta distintos contenidos de fino. La granulometría se muestra en la Tabla N° 4.3 y Fig. 4.6.

Tabla 4. 3: Granulometría de la arena para diferentes tiempos.

Periodo Depositación [meses]	1	3	5
Abertura [mm]	% que pasa	% que pasa	% que pasa
0.600	95.78	96.32	96.84
0.425	88.22	89.00	91.06
0.300	73.06	73.68	77.68
0.250	63.76	64.62	68.72
0.150	30.54	33.24	36.66
0.106	18.68	19.32	22.88
0.075	15.24	15.30	18.20

De los datos entregados en la tabla anterior y del ensayo Hidrométrico (Ref. 1) se obtienen las propiedades de la gradación de la arena y la forma de la curva granulométrica, que se muestran en la Tabla 4.4 y Fig. 4.6, respectivamente.

Tabla 4. 4: Propiedades de gradación de la arena de relave según envejecimiento.

Envejecimiento [meses]	CF [%]	D ₁₀ [mm]	D ₃₀ [mm]	D ₆₀ [mm]	Cu	Cc
1	15	0.0393	0.149	0.24	6.1	2.4
3	15	0.03	0.145	0.238	7.9	2.9
5	18	0.029	0.139	0.23	7.9	2.9
Coefficiente de Uniformidad		$Cu = \frac{D_{60}}{D_{10}}$				
Coefficiente de Concavidad		$Cc = \frac{D_{30}^2}{D_{10} \cdot D_{60}}$				

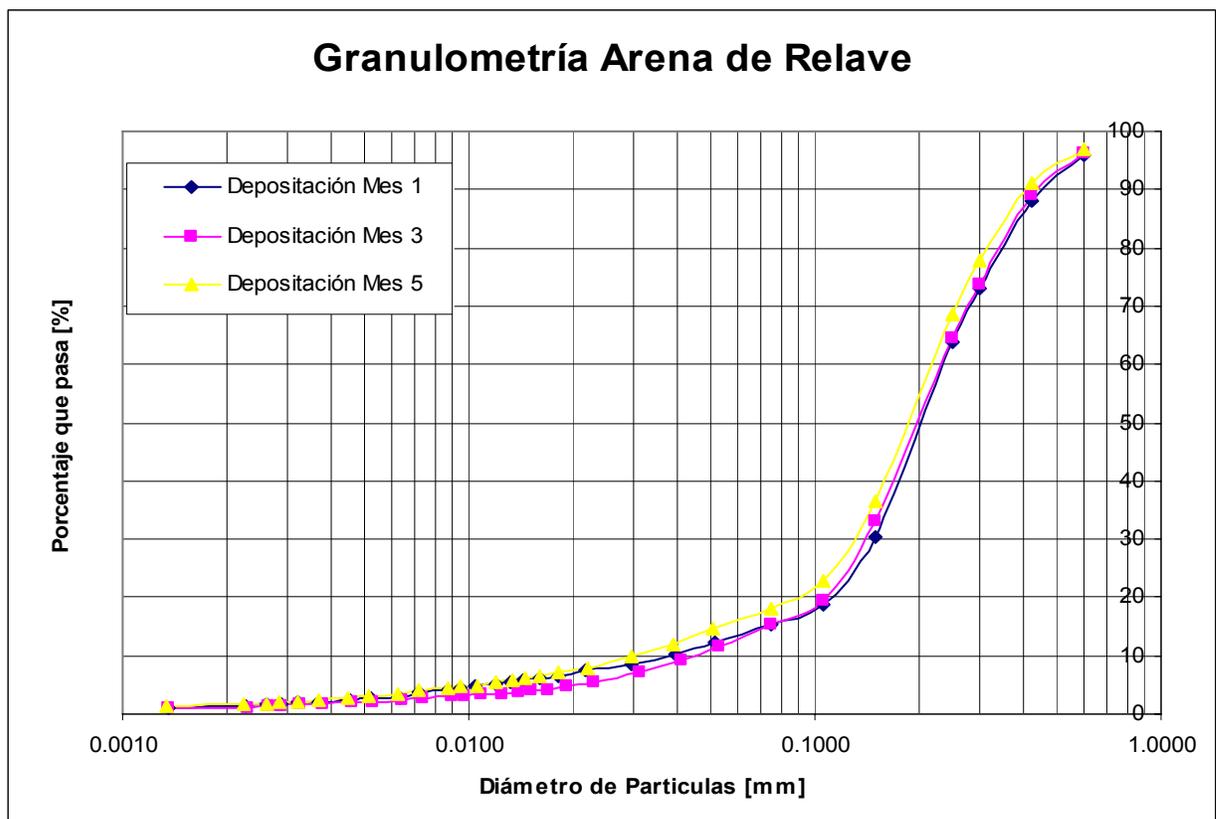


Fig.4. 6: Granulometría de la Arena del Embalse Ovejera para diferentes tiempos de deposición.

Los Límites de Atterberg, tanto para la arena del muro como para el fino extraído desde el muro de la cota del primer mes de deposición, se presentan en la Tabla 4.5, donde se puede apreciar que los finos del muro son no plásticos.

Tabla 4. 5: Límites de Atterberg para arena y finos extraídos del muro.

		Arena Muro	Fino del muro
Límite Líquido	[%]	21.4	-
Límite Plástico	[%]	18.9	-
Índice Plasticidad	[%]	NP	NP

Con la finalidad de obtener las densidades máximas y mínimas, se prepararon tres muestras naturales con tres diferentes períodos de depositación. Luego se realizaron los ensayos de densidades máximas y mínimas, la primera por el método japonés y la segunda por depositación seca. Para el caso de la depositación del primer y tercer mes se promedió la información por ser arenas con igual contenido de finos. Los resultados de estos ensayos de densidad se grafican en la Fig. 4.7.

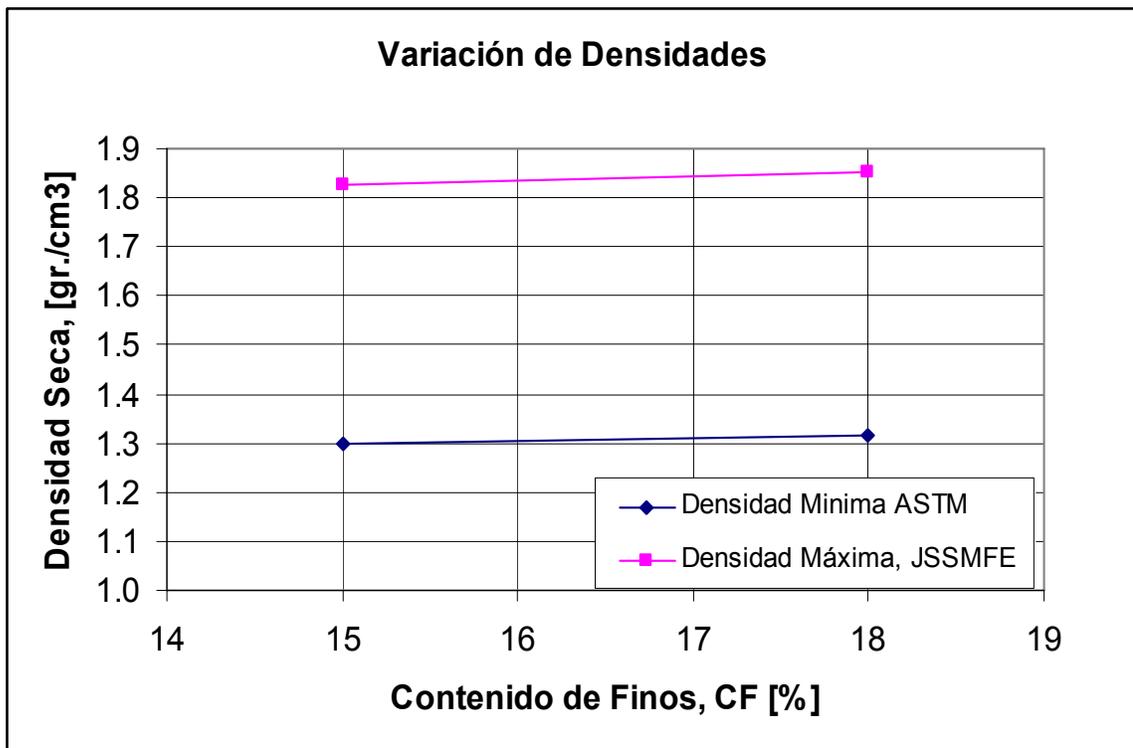


Fig.4. 7: Variación de las densidades máximas y mínimas con el contenido de finos.

Para determinar la densidad mínima, se realiza con un embudo de papel donde el material se deja caer sobre un recipiente de volumen conocido desde una altura cero, como se muestra en la Fig. 4.8.

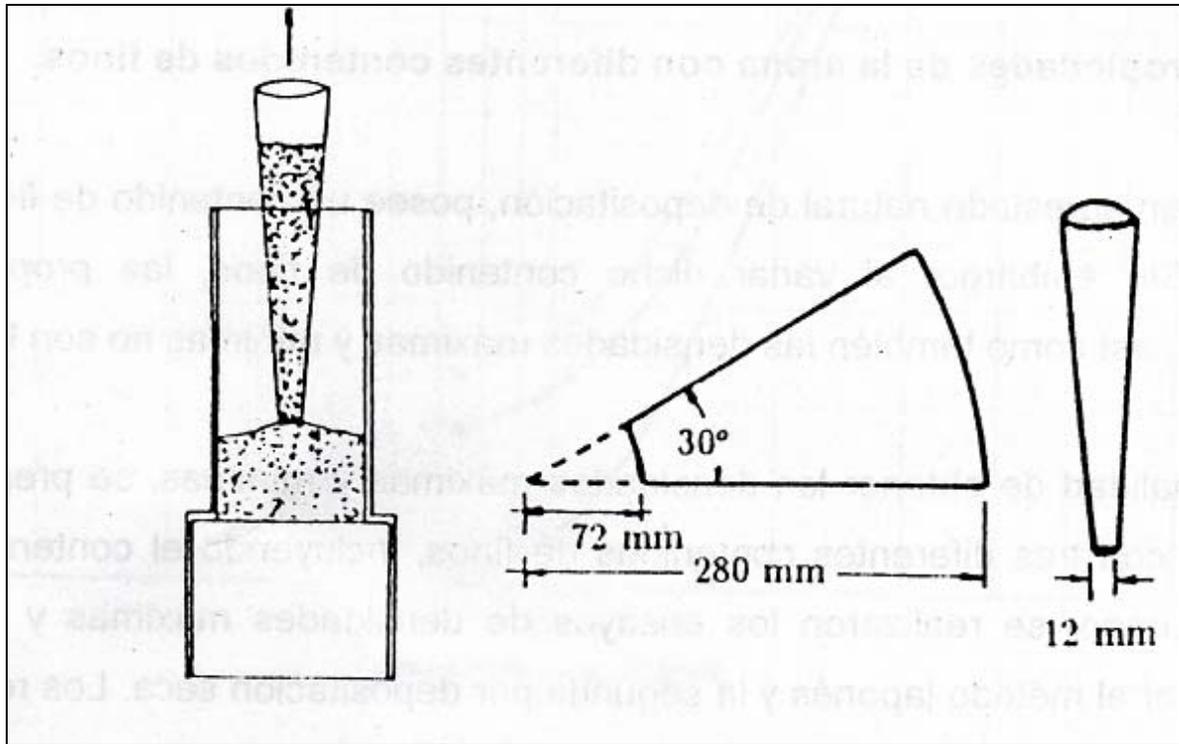


Fig.4. 8: Ensayo para determinar densidad mínima (ASTM) (Ref. 44).

Los resultados obtenidos para los ensayos de densidad máxima, mínima, peso específico e índices de vacío máximo y mínimo, para los distintos períodos de depositación se resumen en la Tabla 4.6:

Tabla 4. 6: Densidades máximas (JSSMFE) y mínimas (ASTM) para distintos períodos de depositación.

Envejecimiento [meses]	Extracción [m]	C.F [%]	Gs	γ_{dmin} [gr./cm ³]	γ_{dmax} [gr./cm ³]	e_{max}	e_{min}
1	0.3	15	2.75	1.298	1.824	1.118	0.507
3	1.4	15	2.75	1.300	1.826	1.115	0.506
5	2.5	18	2.80	1.318	1.851	1.125	0.513

4.1.4.- Composición química de relaves frescos.

En el proceso de molienda se realiza una mezcla entre el material extraído (roca) y una serie de compuestos químicos que permiten la limpieza y la separación del cobre del desecho (relave) que es el producto final que se desea en el proceso minero ligado al Embalse de Relaves Ovejera.

La composición química de la arena que conforma este muro genera reacciones físico-químicas que por ejemplo a simple vista se pueden observar, como es el efecto de lixiviación. En la Tabla 4.7 se muestra la composición química de relaves frescos.

Tabla 4. 7: Composición química de relaves frescos.

Relaves Frescos			
Resultados		Muestra	
Contenidos	Unidad	1	2
Humedad	%	43.2	52.1
Ca	%	0.35	0.34
Na	%	1.2	1.1
K	%	4.1	4
Al	%	7.37	7.97
Be	%	< 0.03	< 0.03
Cd	g/T	< 1	< 1
Co	%	< 0.002	< 0.002
Cu	%	0.15	0.13
Fe	%	4.5	4.46
Mn	%	0.051	0.047
Mg	%	0.87	0.85
Mo	%	0.008	0.007
Ni	%	0.003	0.003
Ag	g/T	< 0.5	< 0.5
Pb	%	0.002	< 0.002
Zn	%	0.013	0.011
Li	%	< 0.002	< 0.002
Cr	%	< 0.01	< 0.01
As	%	0.002	< 0.002
Se	%	< 0.002	< 0.002
V (ICP)	g/T	57	64
Hg	g/T	< 0.1	0.1
SO ₄	%	0.21	0.18

4.2.- Preparación y montaje de probetas. Metodología de ensayos.

4.2.1.- Preparación y confección de probetas.

En el caso de la probetas remoldeadas sin envejecimiento se utilizó el método de compactación húmeda establecido por Frost (Ref. 9), donde cada muestra fue compactada según su humedad natural. La compactación se hizo en 5 capas. Después de la densidad inicial se define el volumen del molde, y por lo tanto su peso puede ser calculado. Cada capa es cuidadosamente compactada con idéntico espesor pero distintos pesos, de acuerdo a la densidad que se determinó según el método utilizado. Los ensayos estáticos y cíclicos se realizaron en probetas cilíndricas de 5 [cm] de diámetro y 10 [cm] de altura.

La compactación se realiza en un molde fuera de la celda de ensayo y una vez terminada la confección de la probeta, ésta se traslada a la celda protegida por una mica que la rodea. Las dimensiones y forma de las probetas se mantienen gracias a la cohesión aparente que permite la humedad del material.

En el caso de las probetas envejecidas, éstas son talladas a partir de los bloques extraídos de la caja acrílica antes mencionada.

Asimismo para las probetas inalteradas, estas son talladas a partir de bloques no perturbados extraídos desde distintos niveles de profundidad del talud del tranque. Estos tienen dimensiones iniciales de 30 x 30 x 30 cms. Las probetas talladas se obtuvieron según el plano de depositación (tallado vertical). Las dimensiones iniciales de las probetas talladas son las mismas que las probetas remoldeadas.

4.2.2.- Montaje de probetas.

Los cabezales sobre y bajo la probeta en el ensayo estático son de mayor diámetro (5.5 cm) que la probeta, con el fin de que ésta pueda deformarse horizontalmente de forma más uniforme. Los cabezales de la probeta en el ensayo cíclico tienen igual diámetro que las probetas ensayadas.

Una vez finalizada la preparación de la probeta (remoldeada o inalterada), ésta es colocada entre los cabezales y cubierta con una membrana de látex. La membrana que envuelve la probeta se fija por medio de dos o'rings en cada cabezal.

En el caso de las probetas confeccionadas con densidad relativa alta, o para las muestras inalteradas que luego de la consolidación presentan densidad relativa cercana a 65 -70%, se ocuparan 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 (Ref. 30).

Una vez que la probeta es montada y la membrana es fijada a los cabezales por los O'rings, se le da un pequeño vacío a la probeta y se coloca la cubierta acrílica de la celda. Luego, la cámara es llenada con agua y la probeta es sometida a una presión de confinamiento de 0.15 Kg/cm².

4.2.3.- Saturación.

El Proceso de saturación tiene una etapa preliminar de aplicación de CO₂, en la cual este gas reemplaza al aire existente en los huecos de la probeta. El CO₂, facilita la saturación al percolar la probeta con agua destilada desaireada. Este proceso se lleva a cabo hasta que se pase a través de la probeta al menos 200 ml de agua. Luego, se aplica contrapresión y presión de cámara. Con este procedimiento es posible la verificación de saturación por medio del uso del parámetro B de Skempton, cuyo valor mínimo debe ser 0.95.

4.2.4.- Consolidación.

Los ensayos triaxiales estáticos y cíclicos fueron realizados a distintas presiones de cámara efectiva. En el caso de las probetas inalteradas y remoldeadas se utilizaron presiones de 1, 3 y 5 Kg/cm². En todos los casos, la consolidación estaba finalizada cuando la lectura del cambio de volumen se estabilizaba.

4.2.5.- Evaluación índice de huecos.

Para la determinación del índice de huecos, se utilizó el método de contenido de agua en la probeta una vez terminado el ensayo. Este método consiste en la evaluación directa del contenido de agua de la probeta después de que ésta ha sido ensayada. El procedimiento usual para la evaluación del contenido de agua es mediante el congelamiento de la muestra. Sin embargo, Verdugo (1992) propone un método más simple, que es utilizado en éste y anteriores trabajos de investigación, como por ejemplo Retamal (Ref. 30). El método consiste en los siguientes pasos:

1. Se cierran las válvulas de drenaje de la celda triaxial para así tener a la probeta en condición no drenada.
2. Se libera la contrapresión. Esto se hace para evitar posibles errores originados por la expansión o contracción de las mangueras que conectan a la probeta con la bureta de medición de cambio de volumen.
3. 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 .
4. Se abre la válvula de drenaje de la base del triaxial.
5. Se incrementa la presión de confinamiento a un valor máximo admisible, dependiendo de lo que resista la celda triaxial.
6. 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 contenido aparente de agua bajo y sea fácil de manipular a la hora de sacar el suelo de la membrana de látex.

7. 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 .
8. 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.
9. Se saca el 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.
10. 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.
11. 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 está seco, se registra su peso como W_d .
12. El índice de huecos de la probeta se calculó como sigue:

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

4.3.- Programas de ensayos.

La etapa preliminar consistió en ensayos índices y de clasificación, como: granulometría, gravedad específica, densidad natural y densidades máximas y mínimas. La curva granulométrica se obtuvo por sobre y bajo la malla #200 (Método Hidrómetro) para las muestras de arenas depositadas, con distintos tiempos, en el muro. Los ensayos de densidad máxima y mínima, al igual que ensayos de gravedad específica, fueron realizados para la arena del muro diferenciando los distintos tiempos de depositación.

Posterior a la etapa preliminar se procedió con la etapa principal que consiste en ensayos triaxiales estáticos (Tabla 4.8) y cíclicos (Tabla 4.9) en condición no drenada sobre arena de relave natural del muro y sobre arena envejecida en laboratorio. En el caso del relave natural del muro (Muestras Inalteradas) se realizaron ensayos estáticos ocupando una presión de cámara de 1, 3 y 5 kg/cm² y ensayos cíclicos utilizando presiones de cámara de 1 y 2 kg/cm². En las probetas remoldeadas, se realizaron ensayos estáticos y cíclicos las cuales fueron preparadas con densidades relativas del 75% y utilizando las mismas presiones de cámaras utilizadas en muestras inalteradas.

Por otra parte para las muestras remoldeadas envejecidas en laboratorio en períodos de 1, 3 y 5 meses, se realizaron ensayos triaxiales estáticos y cíclicos utilizando presiones de cámara iguales a las mencionadas en el párrafo anterior. Las muestras que fueron envejecidas fueron preparadas con una densidad relativa del 75%.

Los ensayos estáticos se realizaron a deformación controlada y se sometieron a una velocidad de deformación de 0.20 mm/min hasta llegar a una deformación de 20%. Asimismo para los ensayos cíclicos se utilizó como criterio de falla la generación de una deformación de 5% en doble amplitud a los ciclos de aplicación de carga.

Tabla 4. 8: Programa de ensayos triaxiales estáticos.

Código ensayo	Muestra	Aging [meses]	Tipo Triaxial	Extracción [m]	P.C [kg/cm²]	Finos [%]
I-1-E-1-15	Inalterada	1	Estático	0.3	1	15
I-1-E-3-15	Inalterada	1	Estático	0.3	3	15
I-1-E-5-15	Inalterada	1	Estático	0.3	5	15
I-3-E-1-15	Inalterada	3	Estático	1.4	1	15
I-3-E-3-15	Inalterada	3	Estático	1.4	3	15
I-3-E-5-15	Inalterada	3	Estático	1.4	5	15
I-5-E-1-18	Inalterada	5	Estático	2.5	1	18
I-5-E-3-18	Inalterada	5	Estático	2.5	3	18
I-5-E-5-18	Inalterada	5	Estático	2.5	5	18
R-0-E-1-15*	Remoldeada	0	Estático	0.3	1	15
R-0-E-3-15*	Remoldeada	0	Estático	0.3	3	15
R-0-E-5-15*	Remoldeada	0	Estático	0.3	5	15
R-0-E-1-15**	Remoldeada	0	Estático	1.4	1	15
R-0-E-3-15**	Remoldeada	0	Estático	1.4	3	15
R-0-E-5-15**	Remoldeada	0	Estático	1.4	5	15
R-0-E-1-18	Remoldeada	0	Estático	2.5	1	18
R-0-E-3-18	Remoldeada	0	Estático	2.5	3	18
R-0-E-5-18	Remoldeada	0	Estático	2.5	5	18
R-1-E-1-15	Remoldeada	1	Estático	0.3	1	15
R-1-E-3-15	Remoldeada	1	Estático	0.3	3	15
R-1-E-5-15	Remoldeada	1	Estático	0.3	5	15
R-3-E-1-15**	Remoldeada	3	Estático	1.4	1	15
R-3-E-3-15**	Remoldeada	3	Estático	1.4	3	15
R-3-E-5-15**	Remoldeada	3	Estático	1.4	5	15
R-5-E-1-18	Remoldeada	5	Estático	2.5	1	18
R-5-E-3-18	Remoldeada	5	Estático	2.5	3	18
R-5-E-5-18	Remoldeada	5	Estático	2.5	5	18
R-3-E-1-15*	Remoldeada	3	Estático	0.3	1	15
R-3-E-3-15*	Remoldeada	3	Estático	0.3	3	15
R-3-E-5-15*	Remoldeada	3	Estático	0.3	5	15
R-5-E-1-15	Remoldeada	5	Estático	0.3	1	15
R-5-E-3-15	Remoldeada	5	Estático	0.3	3	15
R-5-E-5-15	Remoldeada	5	Estático	0.3	5	15

(*) Ensayos con arena extraída del muro a una cota de 0.3 [m].

() Ensayos con arena extraída del muro a una cota de 1.4 [m].**

Tabla 4. 9: Programa de ensayos triaxiales cíclicos.

Código ensayo	Muestra	Aging [meses]	Tipo Triaxial	Z [m]	P.C [kg/cm ²]	Finos [%]	Rc
I-1-C-1-15-0.4	Inalterada	1	Cíclico	0.3	1	15	0.4
I-1-C-1-15-0.45	Inalterada	1	Cíclico	0.3	1	15	0.45
I-1-C-1-15-0.5	Inalterada	1	Cíclico	0.3	1	15	0.5
I-1-C-1-15-0.6	Inalterada	1	Cíclico	0.3	1	15	0.6
I-1-C-1-15-0.7	Inalterada	1	Cíclico	0.3	1	15	0.7
I-5-C-1-18-0.6	Inalterada	5	Cíclico	2.5	1	18	0.6
I-5-C-1-18-0.5	Inalterada	5	Cíclico	2.5	1	18	0.5
I-5-C-1-18-0.35	Inalterada	5	Cíclico	2.5	1	18	0.35
I-5-C-1-18-0.3	Inalterada	5	Cíclico	2.5	1	18	0.3
I-5-C-1-18-0.25	Inalterada	5	Cíclico	2.5	1	18	0.25
R-0-C-1-15-0.25	Remoldeada	0	Cíclico	0.3	1	15	0.25
R-0-C-1-15-0.3	Remoldeada	0	Cíclico	0.3	1	15	0.3
R-0-C-1-15-0.35	Remoldeada	0	Cíclico	0.3	1	15	0.35
R-0-C-1-15-0.4	Remoldeada	0	Cíclico	0.3	1	15	0.4
R-0-C-1-15-0.5	Remoldeada	0	Cíclico	0.3	1	15	0.5
R-0-C-1-18-0.5	Remoldeada	0	Cíclico	2.5	1	18	0.5
R-0-C-1-18-0.6	Remoldeada	0	Cíclico	2.5	1	18	0.6
R-0-C-1-18-0.7	Remoldeada	0	Cíclico	2.5	1	18	0.7
R-0-C-1-18-0.4	Remoldeada	0	Cíclico	2.5	1	18	0.4
R-0-C-1-18-0.65	Remoldeada	0	Cíclico	2.5	1	18	0.65
R-1-C-1-15-0.65	Remoldeada	1	Cíclico	0.3	1	15	0.65
R-1-C-1-15-0.5	Remoldeada	1	Cíclico	0.3	1	15	0.5
R-1-C-1-15-0.4	Remoldeada	1	Cíclico	0.3	1	15	0.4
R-1-C-1-15-0.32	Remoldeada	1	Cíclico	0.3	1	15	0.32
R-1-C-1-15-0.55	Remoldeada	1	Cíclico	0.3	1	15	0.55
R-5-C-1-18-0.55	Remoldeada	5	Cíclico	2.5	1	18	0.55
R-5-C-1-18-0.6	Remoldeada	5	Cíclico	2.5	1	18	0.6
R-5-C-1-18-0.7	Remoldeada	5	Cíclico	2.5	1	18	0.7
R-5-C-1-18-0.4	Remoldeada	5	Cíclico	2.5	1	18	0.4
R-5-C-1-18-0.45	Remoldeada	5	Cíclico	2.5	1	18	0.45
R-5-C-1-15-0.5	Remoldeada	5	Cíclico	0.3	1	15	0.5
R-5-C-1-15-0.6	Remoldeada	5	Cíclico	0.3	1	15	0.6
R-5-C-1-15-0.45	Remoldeada	5	Cíclico	0.3	1	15	0.45
R-5-C-1-15-0.4	Remoldeada	5	Cíclico	0.3	1	15	0.4
R-5-C-1-15-0.45	Remoldeada	5	Cíclico	0.3	1	15	0.45
I-1-C-2-15-0.3	Inalterada	1	Cíclico	0.3	2	15	0.3
I-1-C-2-15-0.4	Inalterada	1	Cíclico	0.3	2	15	0.4
I-1-C-2-15-0.5	Inalterada	1	Cíclico	0.3	2	15	0.5
I-1-C-2-15-0.6	Inalterada	1	Cíclico	0.3	2	15	0.6
I-5-C-2-18-0.6	Inalterada	5	Cíclico	2.5	2	18	0.6
I-5-C-2-18-0.5	Inalterada	5	Cíclico	2.5	2	18	0.5
I-5-C-2-18-0.4	Inalterada	5	Cíclico	2.5	2	18	0.4
I-5-C-2-18-0.3	Inalterada	5	Cíclico	2.5	2	18	0.3

CAPITULO 5: RESULTADOS

5.1.- Ensayos triaxiales estáticos.

Se realizaron 33 ensayos estáticos del tipo CIU para obtener las líneas de estado último para la arena natural del muro, diferenciando distintos estratos de depositación o envejecimiento y para probetas remoldeadas preparadas en laboratorio tal como se muestra en la Tabla 4.8.

Con el análisis de estos ensayos se desea determinar la influencia del tiempo en el comportamiento esfuerzo-deformación de las arenas ensayadas. En los ensayos triaxiales cíclicos se analizará la influencia en el tiempo de depositación en el comportamiento en la resistencia dinámica.

5.1.1.- Ensayos muestras inalteradas.

Los resultados de la resistencia última no-drenada, en ensayos CIU, de las muestras inalteradas se observan en la Tabla 5.1.

Tabla 5. 1: Ensayos CIU en muestras inalterada.

Código ensayo	Aging [meses]	e_{cons}	e_c	DR_{final} [%]	p' [kg/cm^2]	q [kg/cm^2]
I-1-E-1-15	1	0.482	0.527	96.80	6.26	5.36
I-1-E-3-15	1	0.520	0.576	88.68	8.92	6.68
I-1-E-5-15	1	0.542	0.584	87.37	11.96	8.98
I-3-E-1-15	3	0.679	0.706	67.07	5.22	3.81
I-3-E-3-15	3	0.651	0.695	68.99	6.15	4.63
I-3-E-5-15	3	0.606	0.664	74.05	8.63	6.4
I-5-E-1-18	5	0.642	0.674	73.56	3.12	2.31
I-5-E-3-18	5	0.634	0.709	68.09	4.05	2.91
I-5-E-5-18	5	0.612	0.684	72.05	5.79	4.16

De estos resultados es posible obtener el promedio de densidad relativa que presenta la arena para los distintos tiempos de envejecimiento (Aging) en terreno, la cual se presenta en la Tabla 5.2. Donde DR_{final} representa el grado de compacidad de la muestra de suelo referido a los estados más suelto y más denso, una vez finalizado el ensayo (ver acápite 4).

Asimismo e_{cons} representa el índice de vacíos de la muestra una vez finalizada la consolidación y e_c corresponde al índice de huecos una vez finalizado el ensayo (Acápito 4.2.5).

Tabla 5. 2: Densidad relativa promedio en muestras inalteradas para distintos períodos de depositación.

Aging [meses]	Cota [m]	DR_{inicial} [%]	DR_{final} [%]	Δ DR_{final} [%]
1	0.27	94.11	90.94	5.11
3	1.43	71.23	70.03	3.61
5	2.56	74.73	71.23	2.82

De la Tabla 5.2 se observa una variación de la densidad relativa entre las muestras con 1, 3 y 5 meses de depositación, pero dichas densidades cumplen con el requerimiento de compactación, pues en el Tranque de relaves Ovejería se considera la densidad seca máxima como 1.691 [gr./cm³]. Luego, analizando los datos obtenidos de los ensayos para los 3 períodos de depositación estudiados se cumple con la exigencia de un 95% del Proctor Modificado de compactación. Sin embargo durante el desarrollo de este trabajo deduce una densidad seca máxima de 1.824 [gr./cm³], obtenida de ensayos en laboratorio. Esto explica las diferencias de las densidades obtenidas en terreno.

Los resultados de los ensayos (Ver Tabla 5.1) se muestran gráficamente en el formato q versus p' en las Figs. 5.1, 5.2 y 5.3. De estas figuras se deduce la LEU y parámetros de resistencia c y Φ para el estado último para cada período de depositación (Más detalles ver Anexo B).

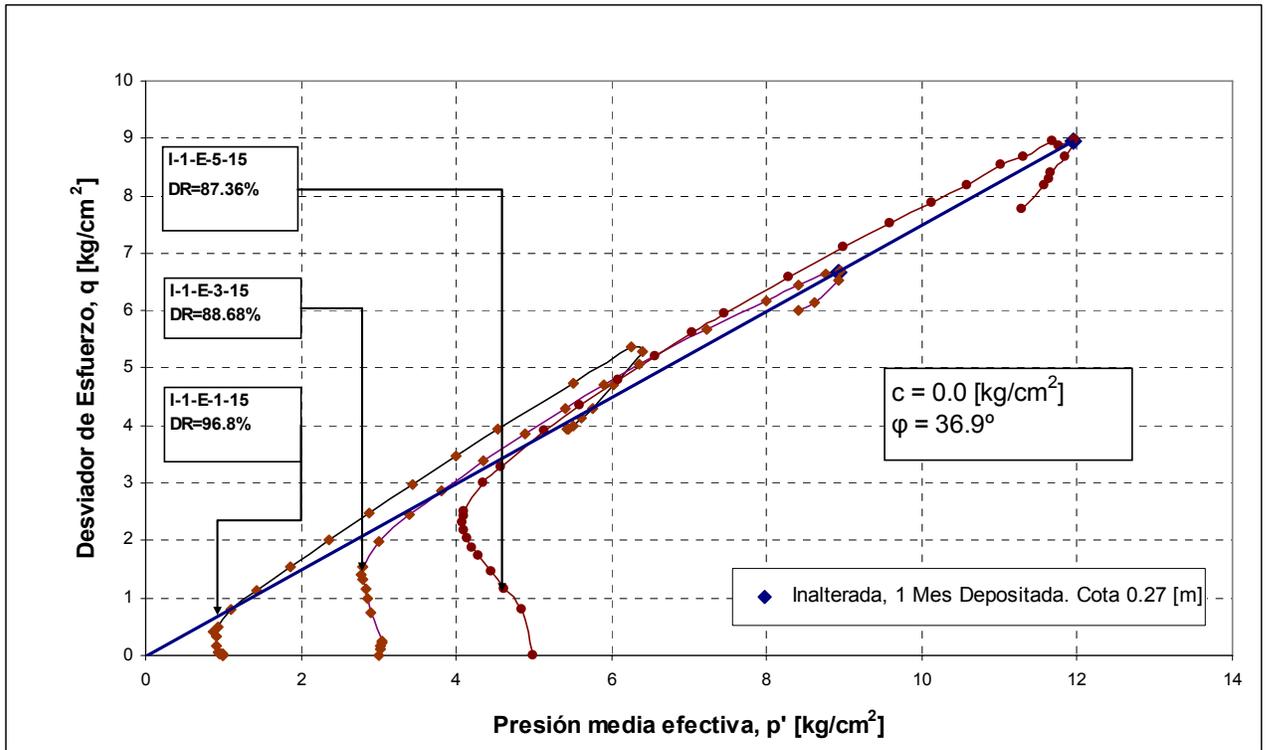


Fig.5. 1: LEU q vs p' (muestras inalteradas con 1 mes de depositación).

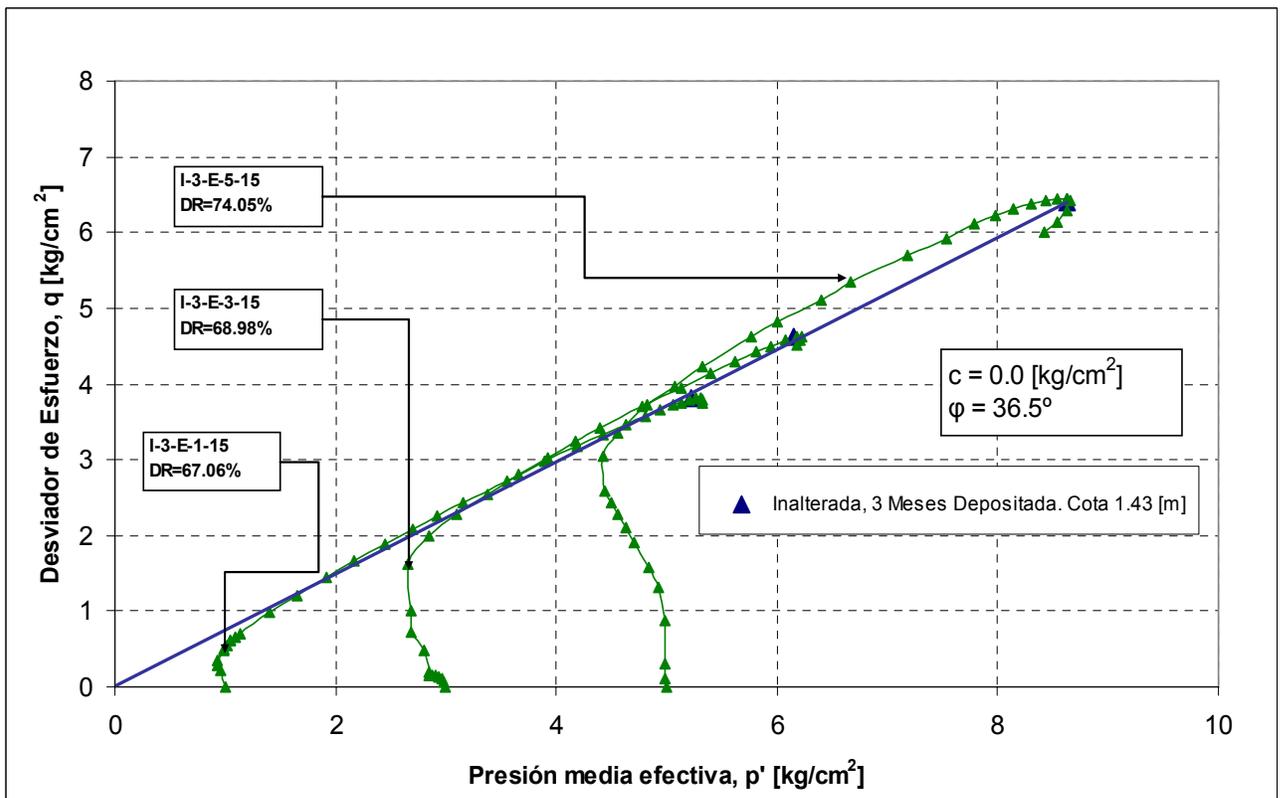


Fig.5. 2: LEU q vs p' (muestras inalteradas con 3 mes de depositación).

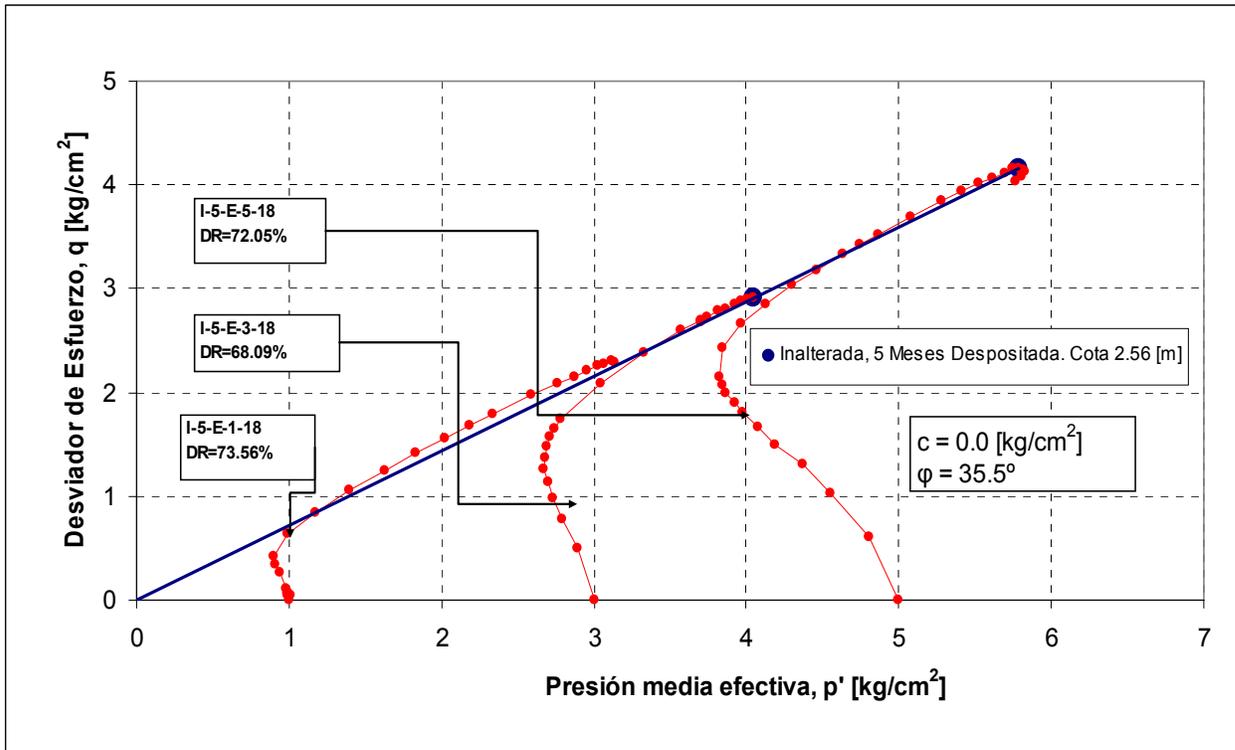


Fig.5. 3: LEU q vs p' (muestras inalteradas con 5 mes de depositación).

Otro resultado importante de analizar es el gráfico Desviador de Esfuerzo versus Deformación, como se indica en las Figs. 5.4, 5.5 y 5.6. En dichos gráficos es posible apreciar que para grandes deformaciones las muestras con menor envejecimiento presentan una mayor resistencia no-drenada que las muestras con mayor envejecimiento lo que se debe en parte a que las muestras con 1 mes de depositación presentan una mayor densidad relativa. Asimismo las muestras con 3 y 5 meses de envejecimiento presentan similar densidad relativa pero de los resultados de las muestras con 3 meses de depositación se obtiene una mayor resistencia no-drenada lo que se debe en parte a la diferencia del contenido de finos.

Luego de los resultados en las Figs. 5.4, 5.5 y 5.6 se obtiene el modulo de deformación (E), el cuál, determina la rigidez de las muestras inalteradas para los distintos períodos de depositación, donde las muestras con mayor período de depositación presentan una mayor rigidez producto del efecto envejecimiento.

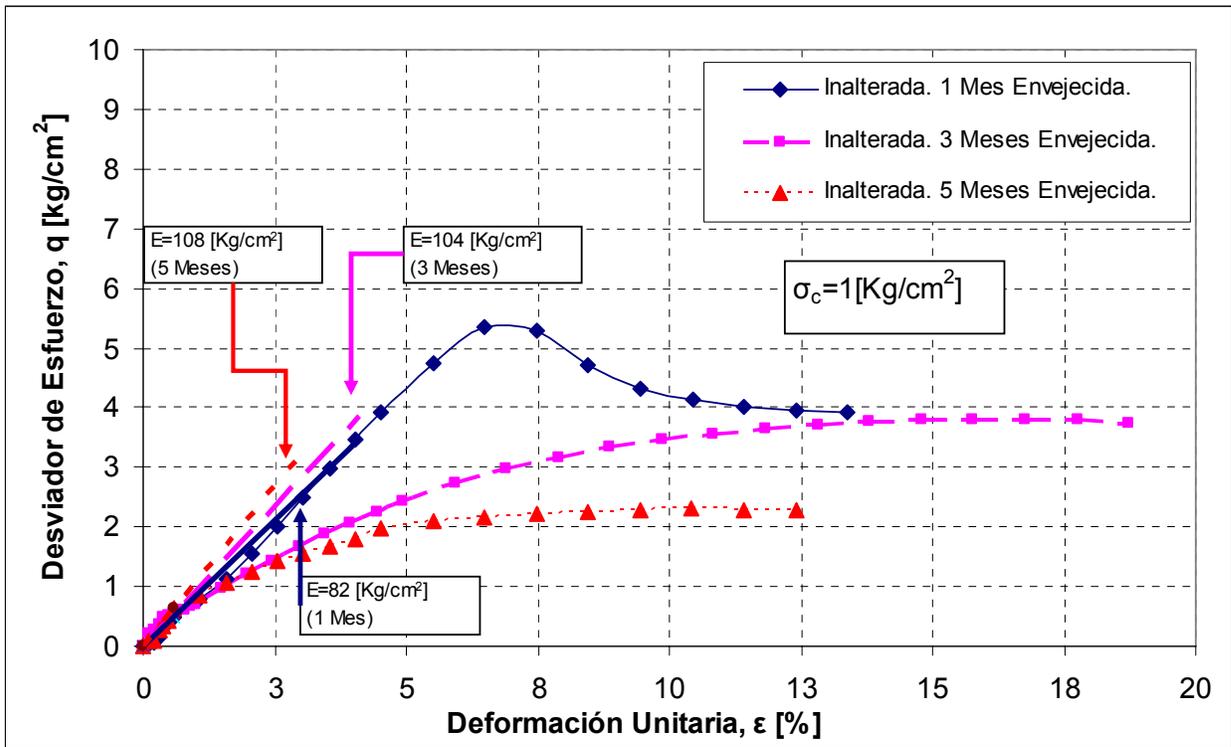


Fig.5. 4: Gráfico Desviador de Esfuerzo versus Deformación para muestras inalteradas con $\sigma_c = 1 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$.

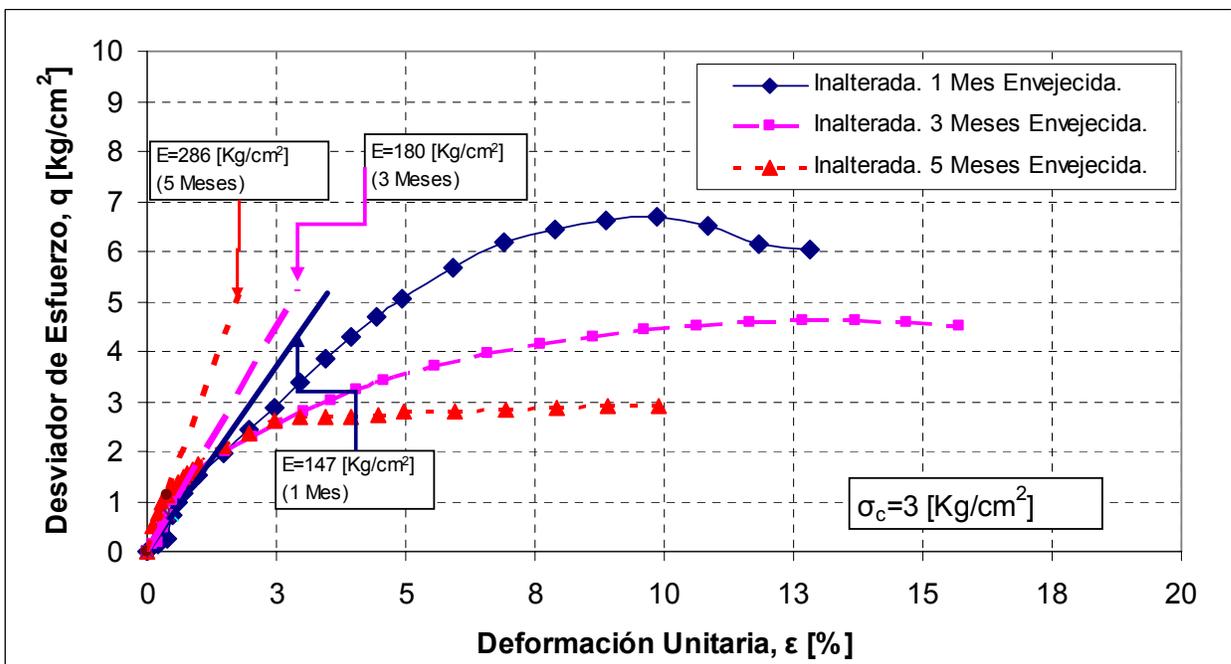


Fig.5. 5: Gráfico Desviador de Esfuerzo versus Deformación para muestras inalteradas con $\sigma_c = 3 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$.

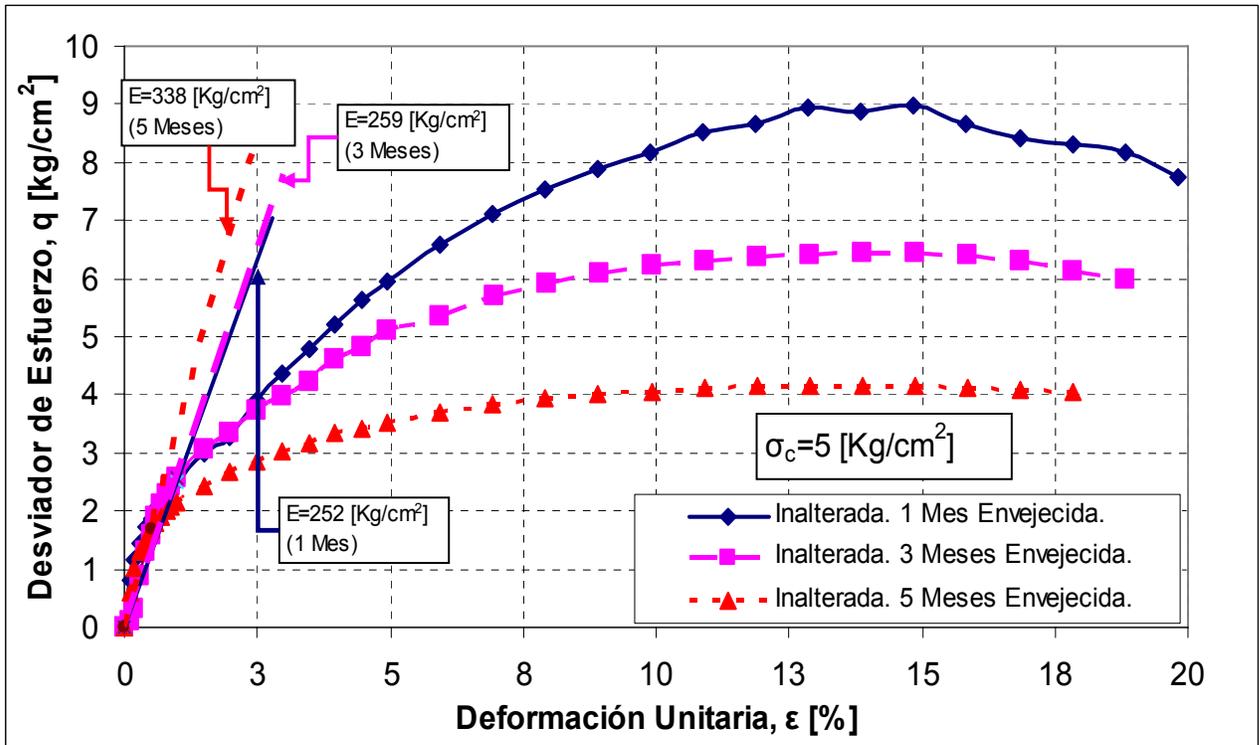


Fig.5. 6: Gráfico Desviador de Esfuerzo versus Deformación para muestras inalteradas con $\sigma_c=5 \text{ [Kg/cm}^2\text{]}$.

Luego en las Figs 5.7 y 5.8, graficando la resistencia no-drenada versus tiempo para una deformación del 2.5% y para el estado último respectivamente se puede apreciar que para pequeñas deformaciones no existe una influencia clara del tiempo en la resistencia no-drenada. En cambio para el estado último se aprecia la influencia de la densidad relativa y el contenido de fino en la resistencia última no drenada, destacando que las muestras con menor envejecimiento presentan mayor resistencia pero a su vez presentan mayor densidad relativa y menor contenido de finos.

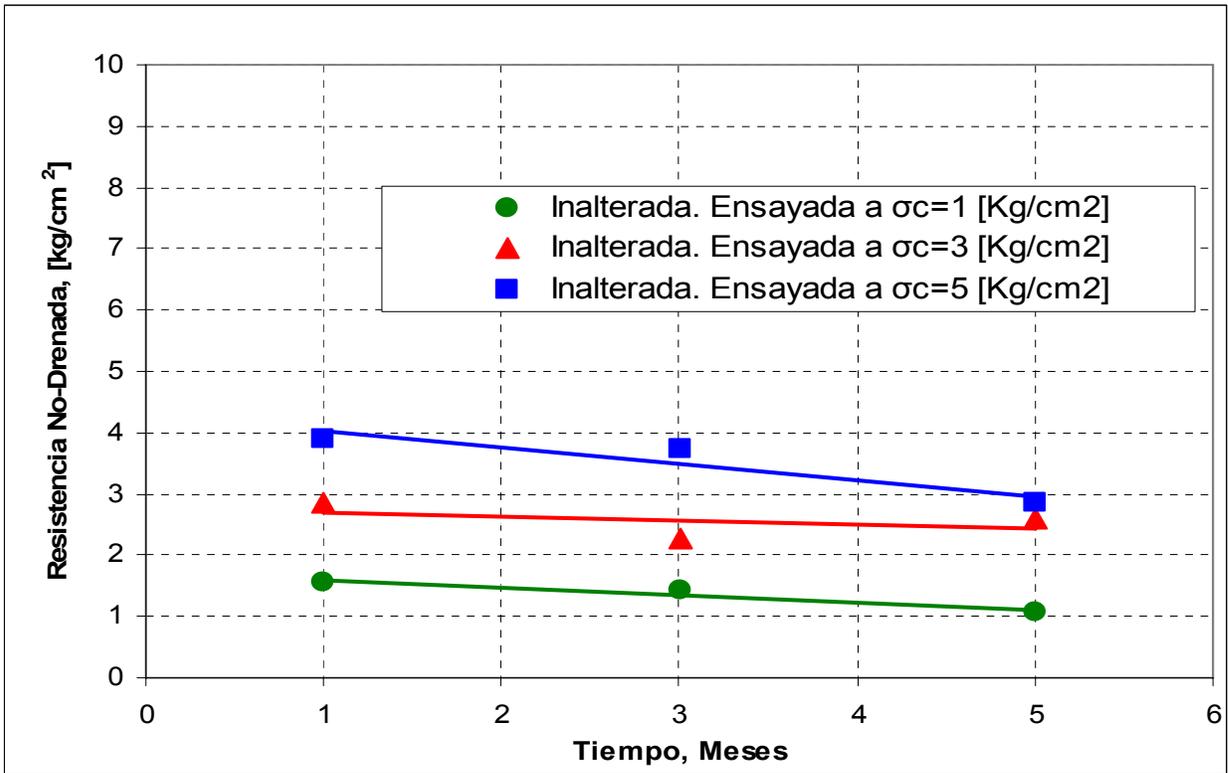


Fig.5. 7: Resistencia No-Drenada para muestras inalteradas a un 2.5% de Deformación Unitaria.

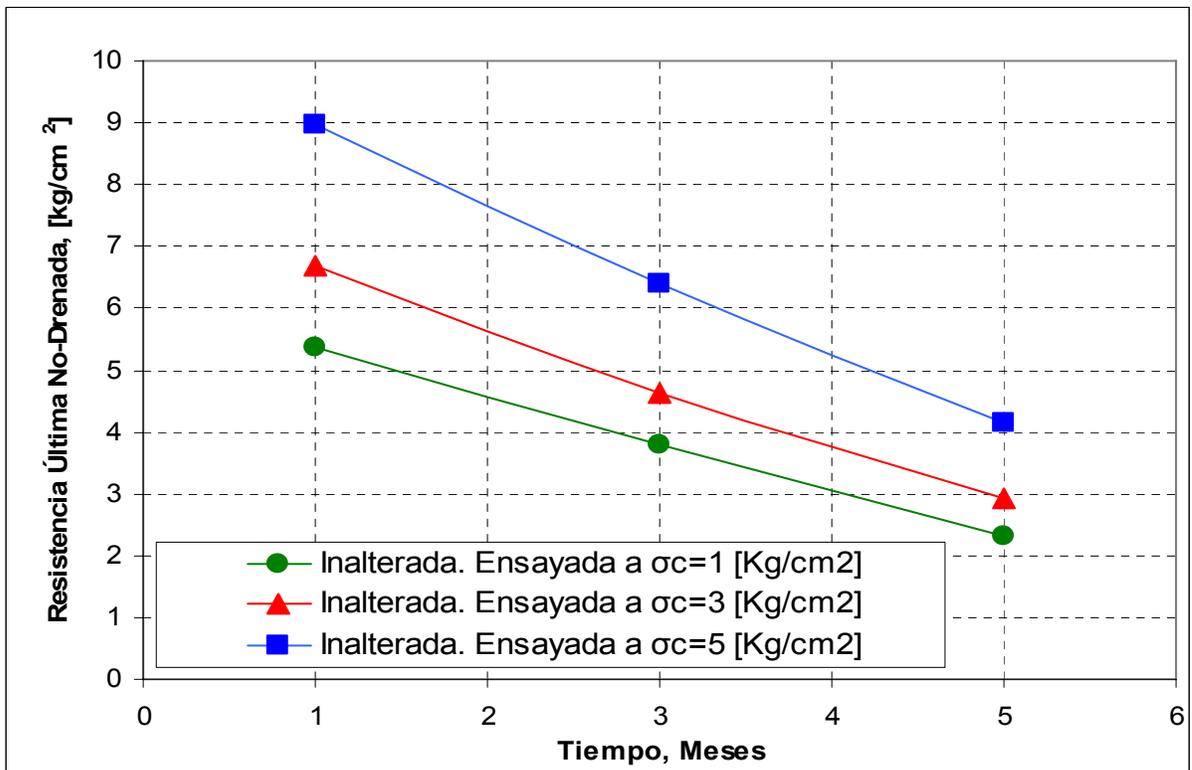


Fig.5. 8: Resistencia última No-Drenada para muestras inalteradas.

Asimismo en las Figs. 5.9, 5.10 y 5.11 se muestran los gráficos Δu versus ϵ , lo que permite observar la variación de la presión de poros con respecto a la deformación unitaria, que se ve influenciada por la diferencia de densidades relativas entre las muestras.

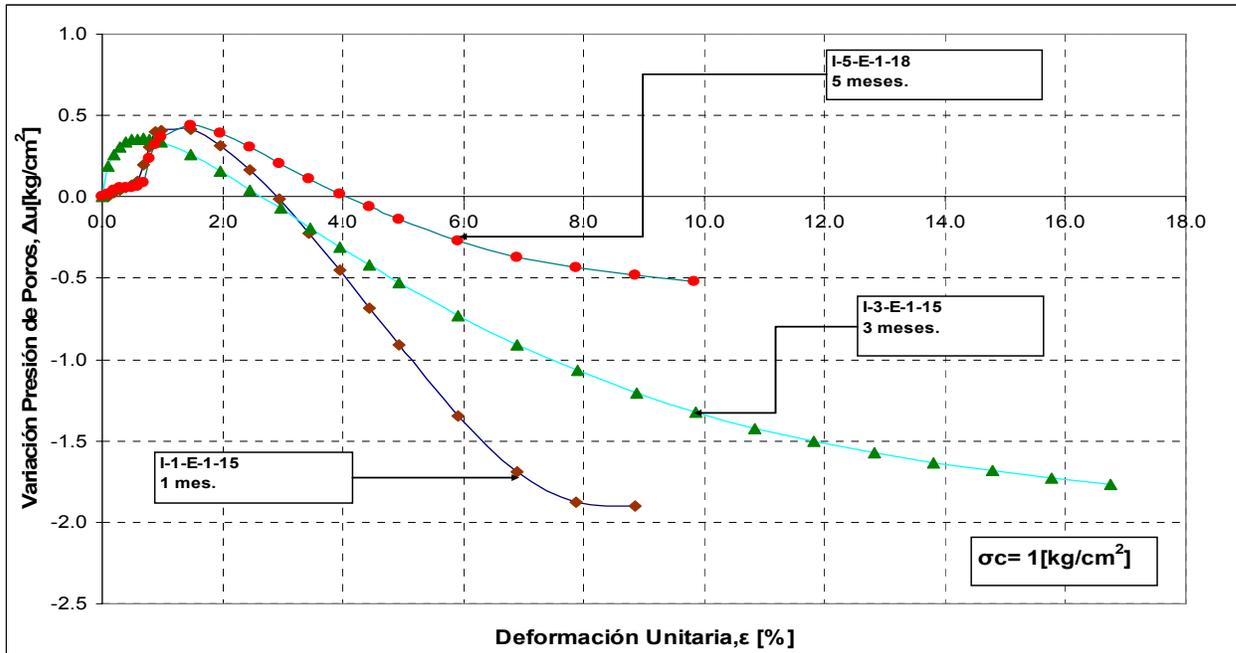


Fig.5. 9: Δu versus ϵ . Muestras inalteradas para 1, 3 y 5 meses de depositación a $\sigma_c = 1$ [Kg/cm²].

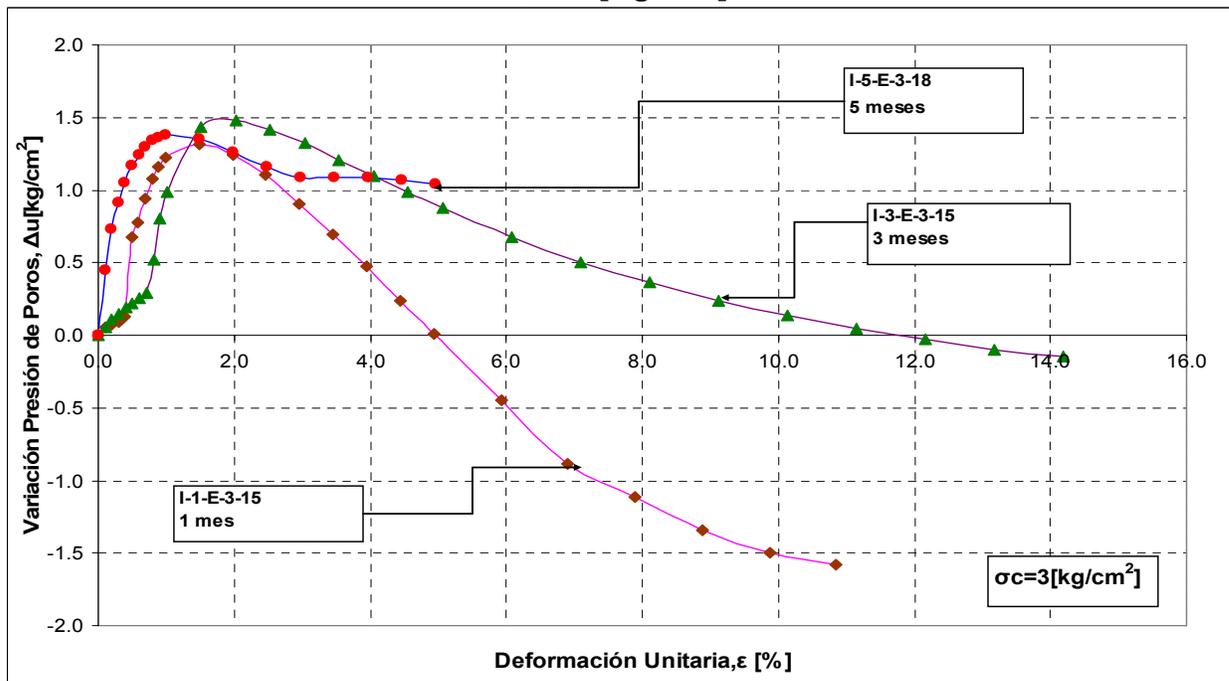


Fig.5. 10: Δu versus ϵ . Muestras inalteradas para 1, 3 y 5 meses de depositación a $\sigma_c = 3$ [Kg/cm²].

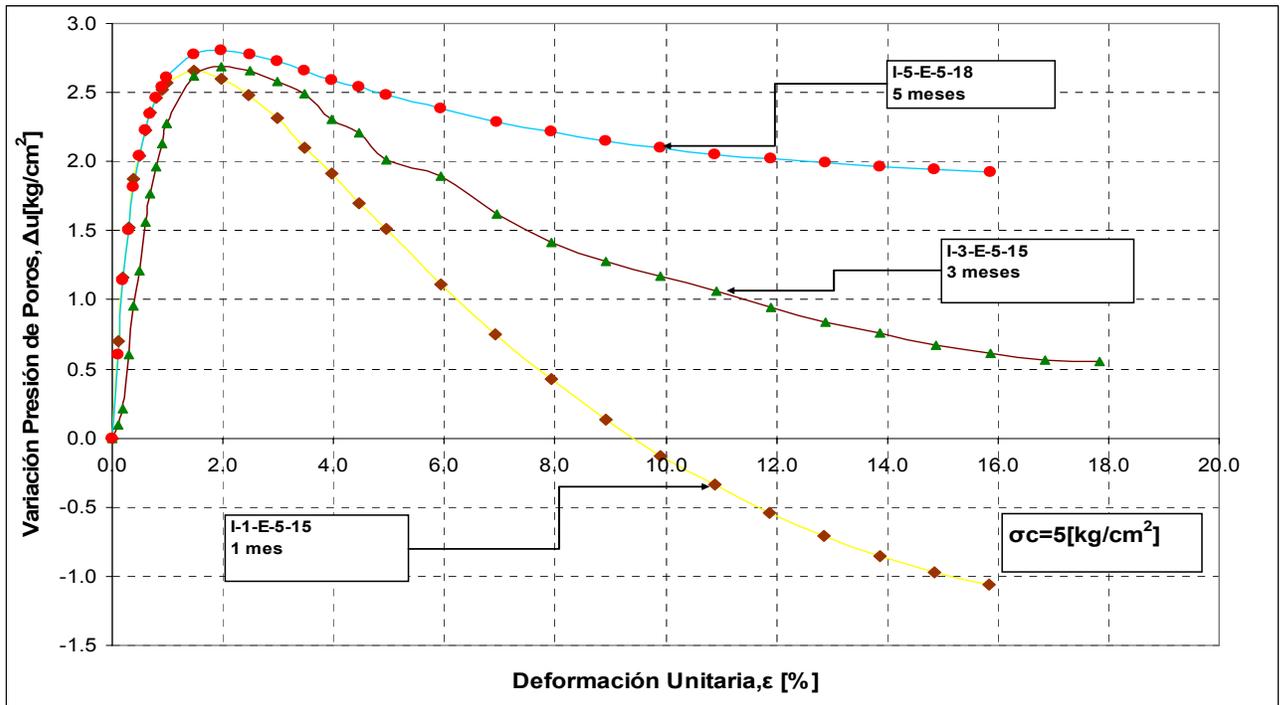


Fig.5. 11: Δu versus ϵ . Amostras inalteradas para 1, 3 e 5 meses de deposição a $\sigma_c = 5$ [Kg/cm²].

5.1.2.- Ensaios probetas remoldadas.

En este acápite se observan los resultados obtenidos del ensayo de probetas remoldadas, las cuales se dividen en frescas (sin envejecimiento) y envejecidas.

5.1.2.1.- Ensaios probetas envejecidas en laboratorio.

Para poder realizar un estudio más completo se dejaron envejecer probetas por períodos de 1, 3 e 5 meses, considerando que son los períodos de deposición asociados a las muestras extraídas como se aprecia en la Tabla 4.8 y además se trabajo con probetas sin envejecimiento.

En el anexo B se presenta el comportamiento de la arena en los ensayos CIU y se obtiene la LEU, comparando los resultados para distintos períodos de envejecimiento. Considerando 3 sets de ensayos distintos con arena obtenida a distintas cotas en la presa de relaves.

- **Arena extraída a 0.3 [m] de profundidad:**

En la Tabla 5.3 se muestran los valores de desviadores de esfuerzo de la resistencia última, para el material extraído en cota 0.3 [m] y que presenta un contenido de finos del 15.2 %.

Tabla 5. 3: Ensayos CIU en probetas envejecidas en laboratorio (Cota 0.3 [m]).

Código ensayo	Aging [meses]	e_{cons}	e_c	DR_{final} [%]	p' [kg/cm ²]	q [kg/cm ²]
R-0-E-1-15*	0	0.645	0.696	68.99	3.18	2.35
R-0-E-3-15*	0	0.645	0.694	69.41	5.33	3.93
R-0-E-5-15*	0	0.607	0.688	70.32	5.75	4.13
R-1-E-1-15	1	0.664	0.702	68.09	3.98	2.92
R-1-E-3-15	1	0.653	0.696	69.14	5.49	3.88
R-1-E-5-15	1	0.637	0.685	70.84	6.02	4.49
R-3-E-1-15*	3	0.659	0.673	72.88	5.3	3.87
R-3-E-3-15*	3	0.650	0.668	73.65	6.92	5.21
R-3-E-5-15*	3	0.647	0.663	74.46	7.31	5.37
R-5-E-1-15	5	0.638	0.687	70.52	5.7	4.27
R-5-E-3-15	5	0.608	0.681	71.55	7.09	5.31
R-5-E-5-15	5	0.615	0.654	75.96	7.88	5.97

De estos resultados es posible obtener el promedio de densidad relativa que presenta la arena para los distintos tiempos de envejecimiento (Aging) en laboratorio, la cual se presenta en la Tabla 5.4.

Tabla 5. 4: Densidad relativa promedio en probetas remoldeadas para distintos períodos de envejecimiento.

Aging [meses]	Cota [m]	DR inicial [%]	DR final [%]	ΔDR final [%]
0	0.27	75.00	69.57	0.68
1	0.27	70.18	69.37	1.39
3	0.27	71.29	73.66	0.79
5	0.27	75.12	72.67	2.89

Asimismo de los resultados de la Tabla 5.3 y el anexo B es posible obtener la LEU en gráfico q versus p' para los distintos períodos de envejecimiento (Aging). Las que se muestran en las Figs. 5.12, 5.13, 5.14 y 5.15, además de los parámetros de resistencia c y ϕ .

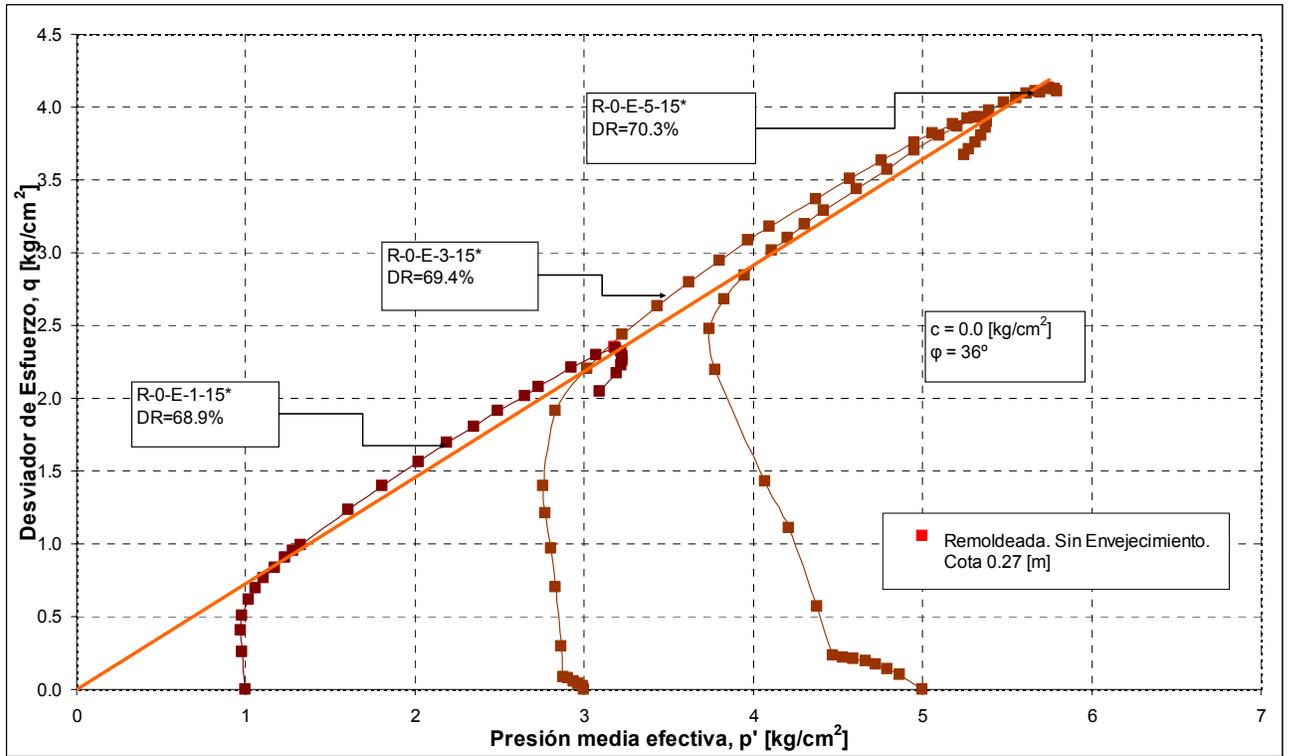


Fig.5. 12: LEU q vs p' (Probetas remoldeadas sin envejecimiento).

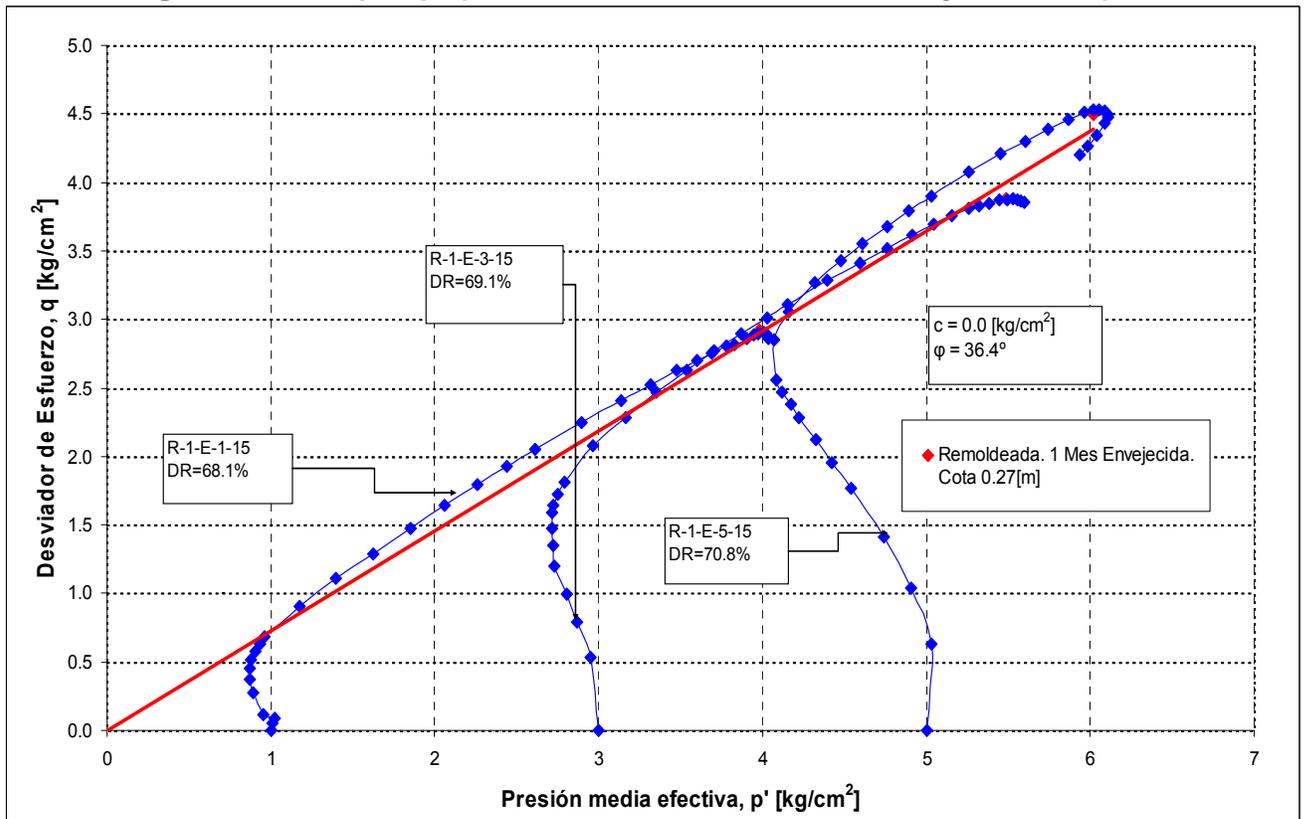


Fig.5. 13: LEU q vs p' (Probetas remoldeadas con 1 mes de envejecimiento).

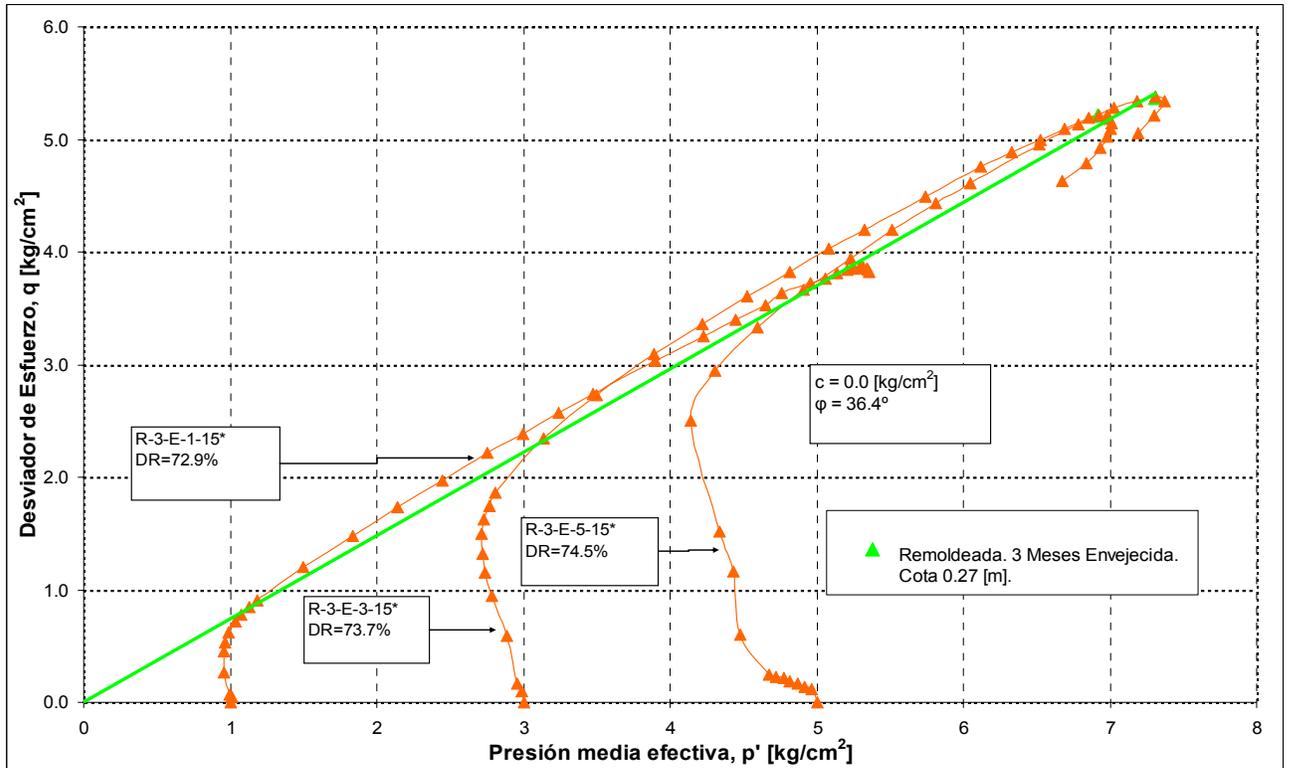


Fig.5. 14: LEU q vs p' (Probetas remoldeadas con 3 meses de envejecimiento).

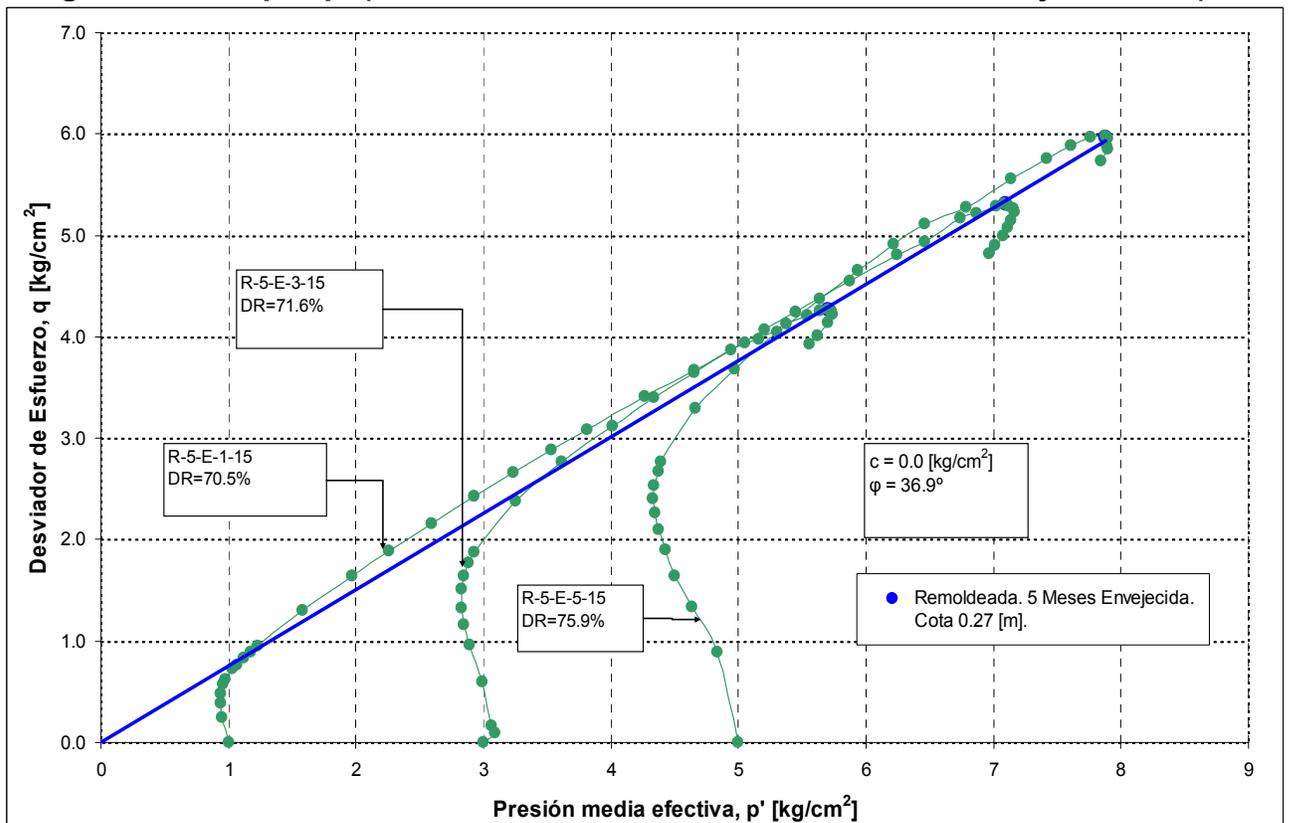


Fig.5. 15: LEU q vs p' (Probetas remoldeadas con 5 meses de envejecimiento).

Un resultado importante de destacar, se muestra en la Fig. 5.16 y 5.17, donde las probetas remoldeadas en laboratorio con más tiempo de envejecimiento presentan un pequeño aumento de la resistencia no-drenada que las probetas con menor tiempo de envejecimiento, para un análisis a una deformación unitaria del 2.5% y para el estado último respectivamente.

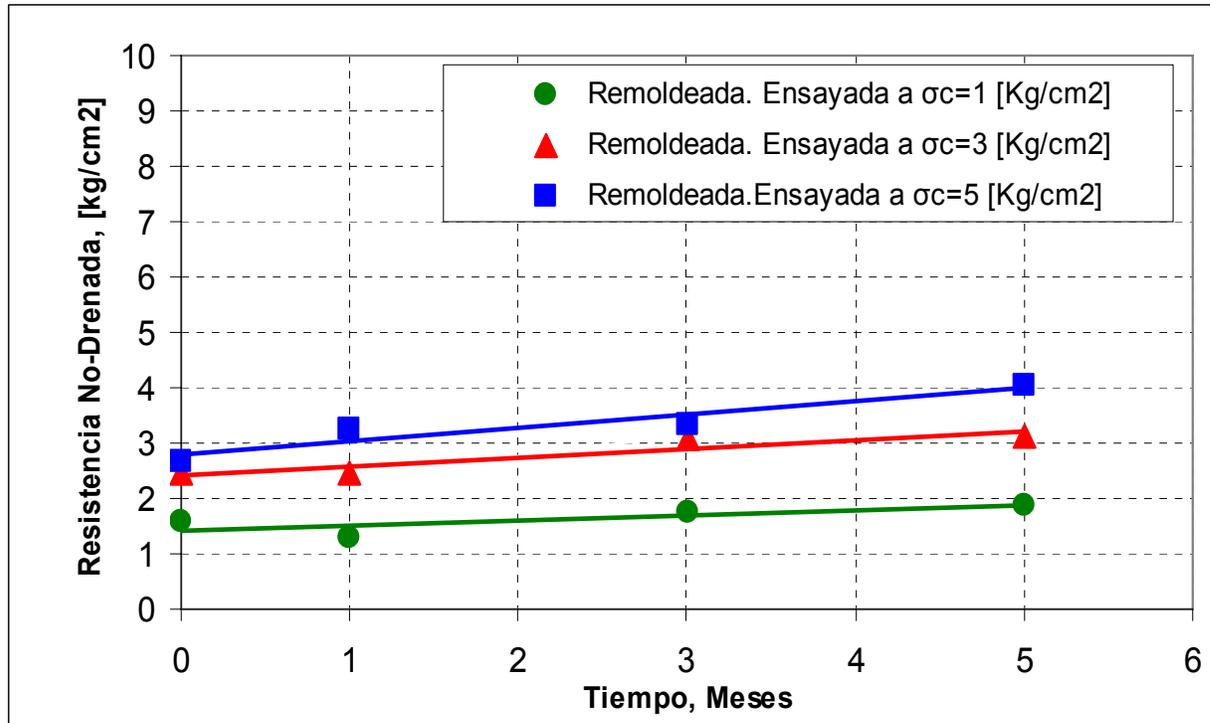


Fig.5. 16: Resistencia No-Drenada para probetas remoldeadas con arena extraída de cota 0.3 [m] a una deformación de un 2.5%.

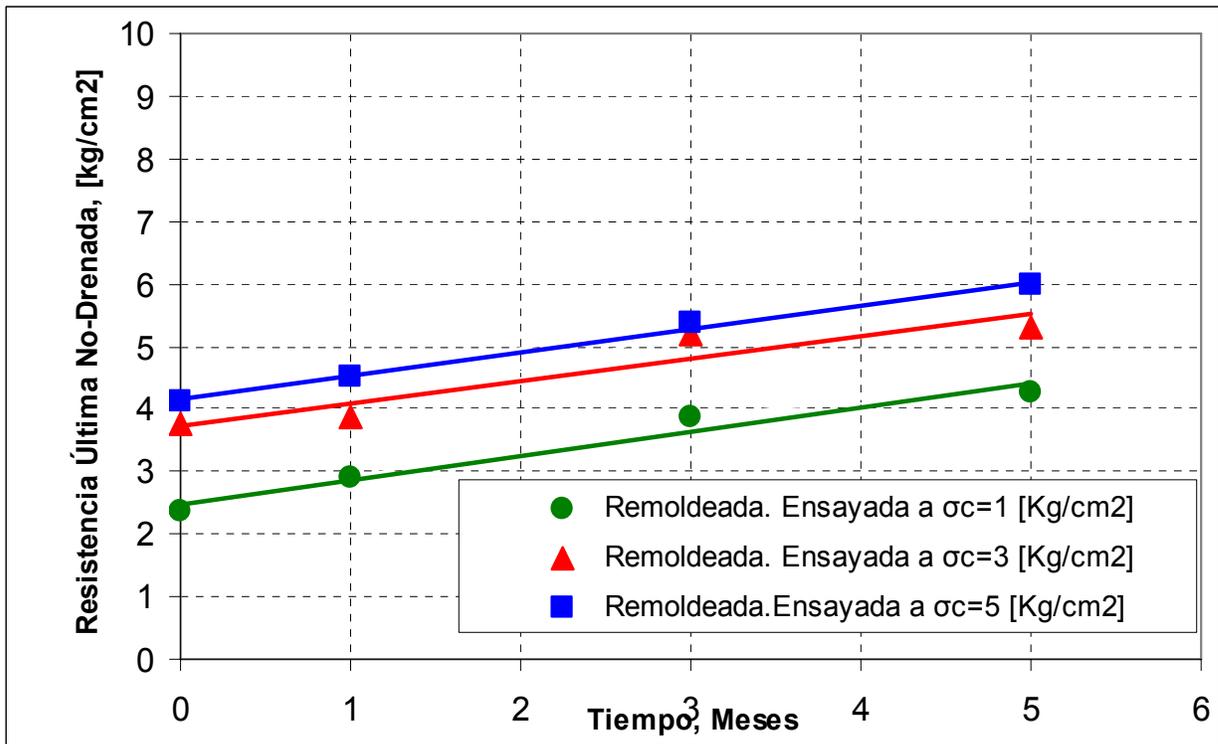


Fig.5. 17: Resistencia última No-Drenada para probetas remoldeadas con arena extraída de cota 0.3 [m].

Asimismo en las Figs. 5.18, 5.19 y 5.20 se muestran los gráficos Δu versus ϵ , lo que permite observar la variación de la presión de poros con respecto a la deformación unitaria. Donde se aprecia claramente que las probetas con similar densidad relativa presentan un comportamiento semejante.

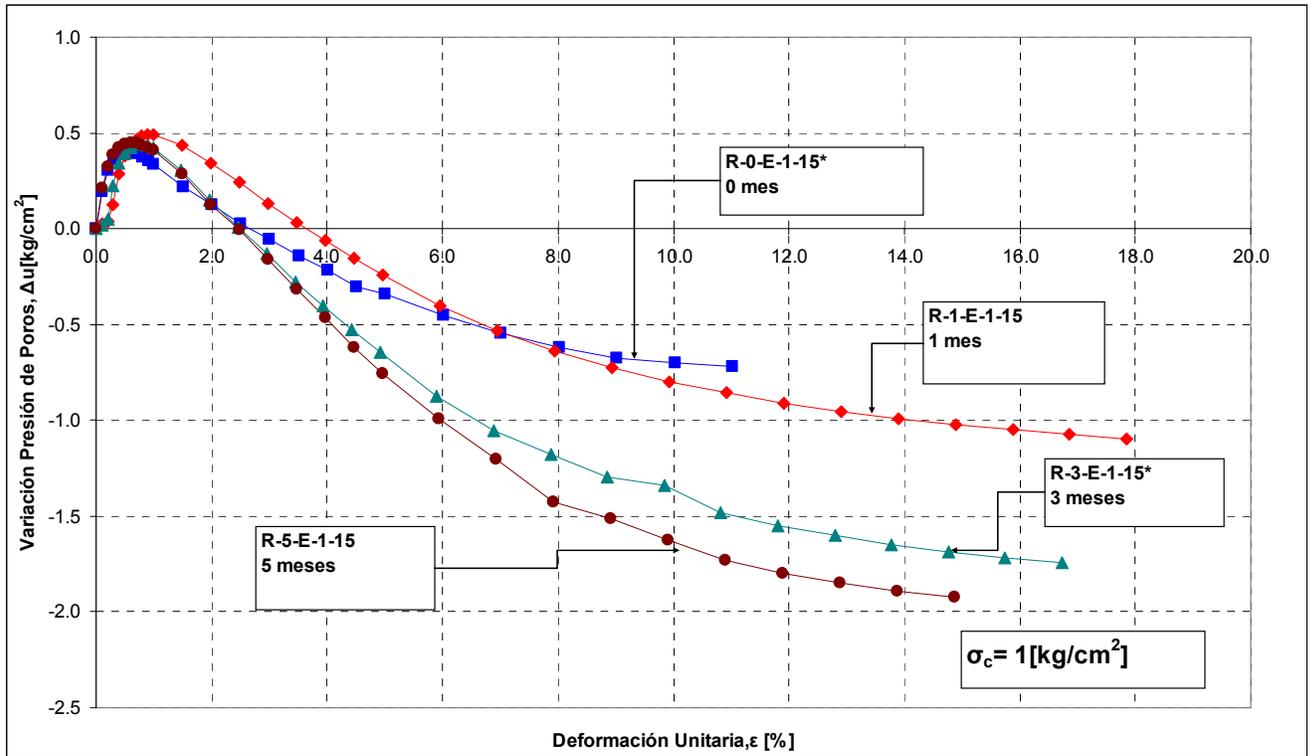


Fig.5. 18: Δu versus ϵ . Probetas remoldeadas para 0, 1, 3 y 5 meses de envejecimiento a $\sigma_c = 1 [\text{Kg/cm}^2]$.

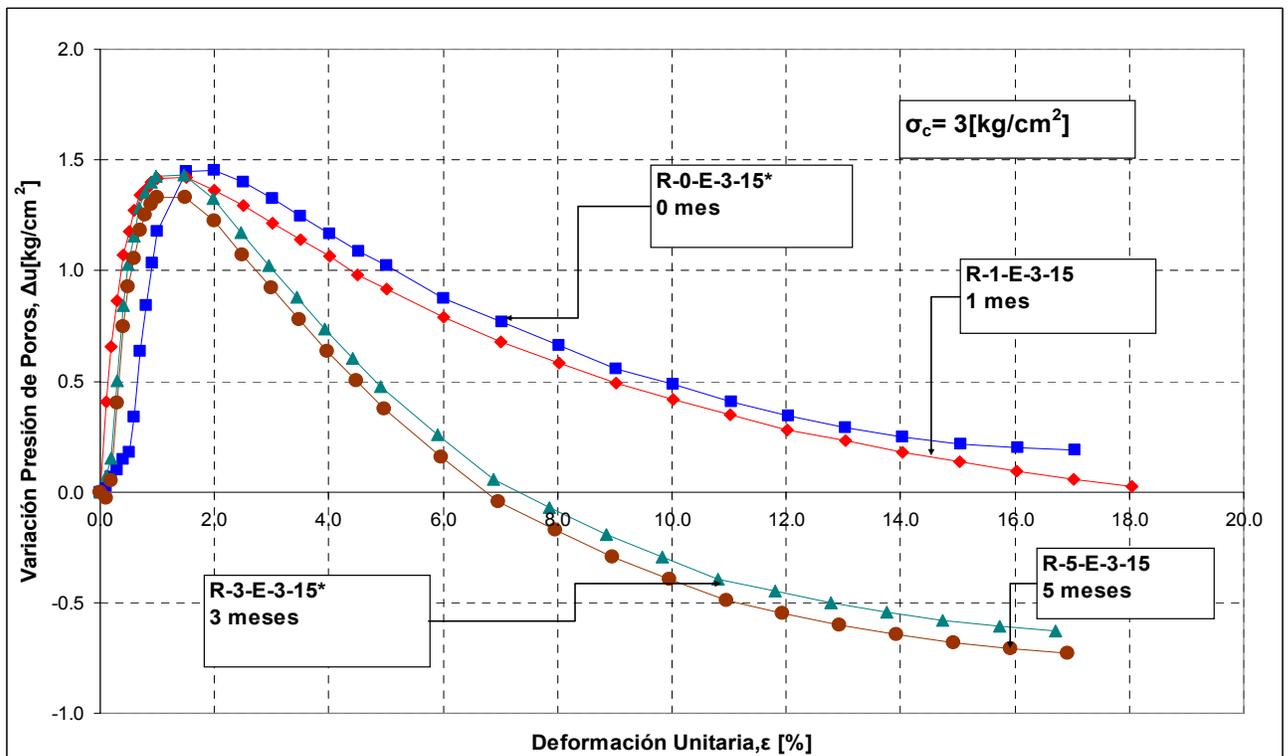


Fig.5. 19: Δu versus ϵ . Probetas remoldeadas para 0, 1, 3 y 5 meses de envejecimiento a $\sigma_c = 3 [\text{Kg/cm}^2]$.

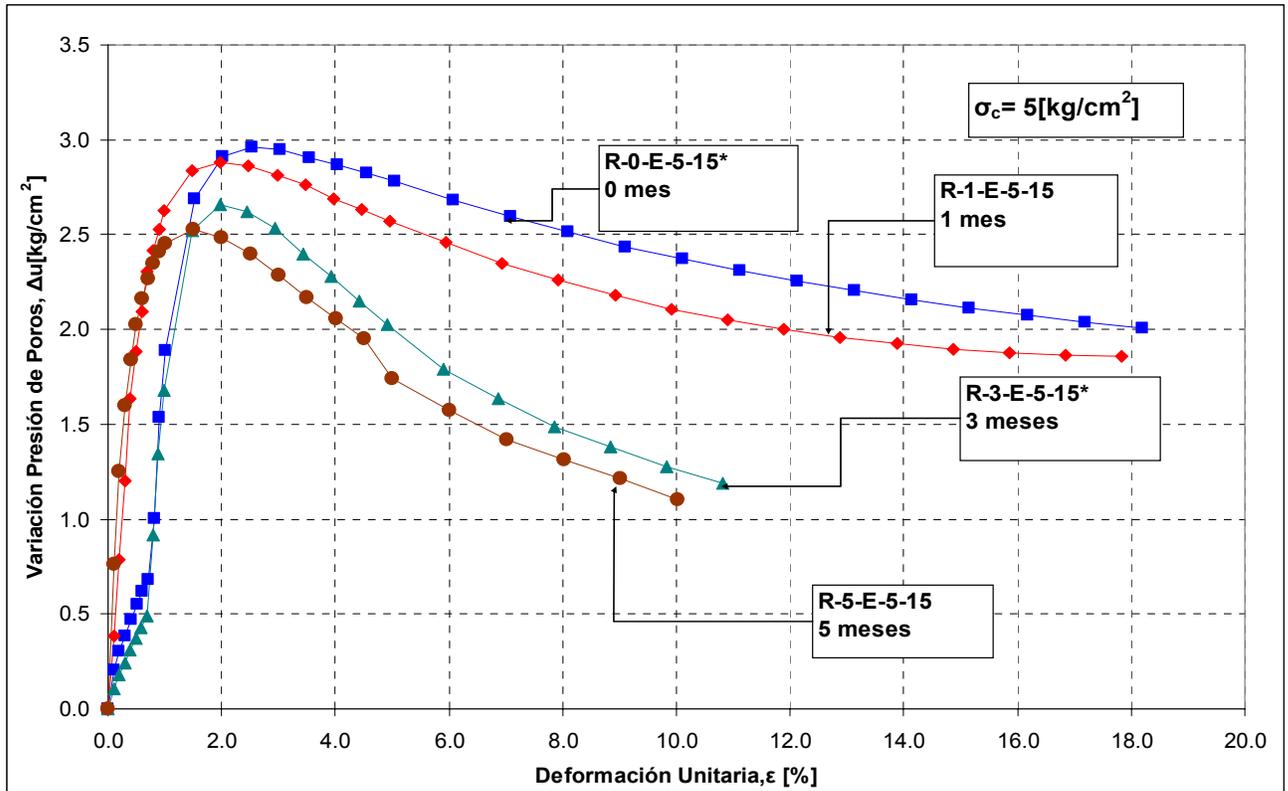


Fig.5. 20: Δu versus ϵ . Probetas remodeladas para 0, 1, 3 y 5 meses de envejecimiento a $\sigma_c = 5$ [Kg/cm²].

- **Arena extraída a 1.4 [m] de profundidad:**

En la Tabla 5.5 se muestran los valores de desviadores de esfuerzo de la resistencia última, para el material extraído en cota de terreno 1.4 [m] y que presenta un contenido de finos del 15.3 %.

Tabla 5. 5: Ensayos CIU en probetas envejecidas en laboratorio (Cota 1.4 [m]).

Código ensayo	Aging [meses]	e_{cons}	e_c	DR_{final} [%]	p' [kg/cm ²]	q [kg/cm ²]
R-0-E-1-15**	0	0.644	0.693	69.16	3.20	2.31
R-0-E-3-15**	0	0.626	0.683	70.84	5.37	4.00
R-0-E-5-15**	0	0.612	0.677	71.85	5.99	4.49
R-3-E-1-15**	3	0.670	0.691	69.56	4.64	3.34
R-3-E-3-15**	3	0.625	0.671	72.78	6.07	4.48
R-3-E-5-15**	3	0.622	0.656	75.24	7.07	4.95

De estos resultados es posible obtener el promedio de densidad relativa que presenta la arena para los distintos tiempos de envejecimiento (Aging) en laboratorio, la cual se presenta en la Tabla 5.6.

Tabla 5. 6: Densidad relativa promedio en probetas remoldeadas para distintos períodos de envejecimiento.

Aging [meses]	Cota [m]	DR inicial [%]	DR final [%]	Δ DR final [%]
0	1.4	75.00	70.61	1.36
3	1.4	71.83	72.53	2.85

Asimismo de los resultados de la Tabla 5.5 es posible obtener la LEU en gráfico q versus p' para los distintos períodos de envejecimiento (Aging). Las que se muestran en las Figs. 5.21 y 5.22, además de los parámetros de resistencia c y ϕ .

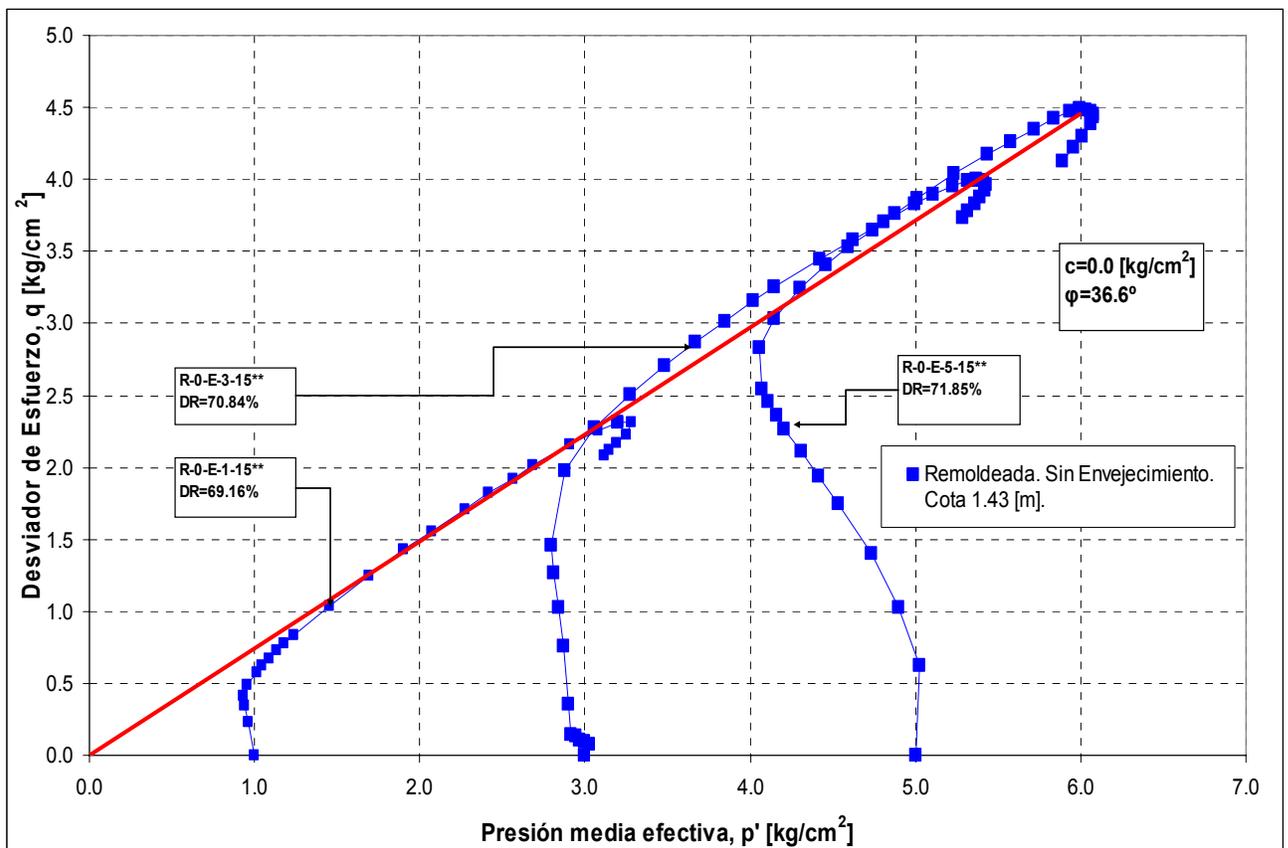


Fig.5. 21: LEU q vs p' (Probetas remoldeadas sin envejecimiento).

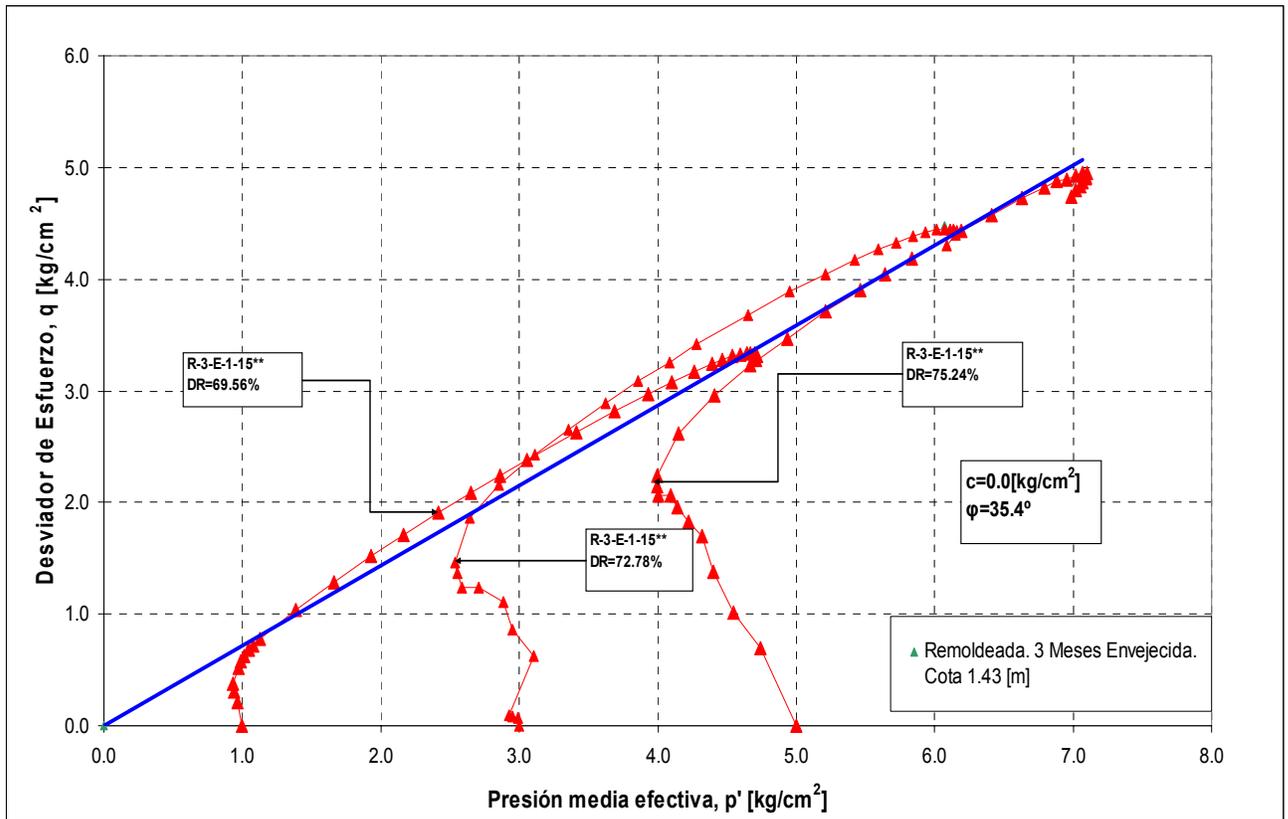


Fig.5. 22: LEU q vs p' (Probetas remoldeadas con 3 meses de envejecimiento).

Un resultado importante de destacar, se muestra en la Figs. 5.23 y 5.24, donde las probetas remoldeadas en laboratorio con más tiempo de envejecimiento presentan similar resistencia no-drenada que las probetas con menor tiempo de envejecimiento, para una deformación unitaria del 2.5% y para el estado último respectivamente. Lo que ratifica que el tiempo no tiene influencia en la resistencia estática.

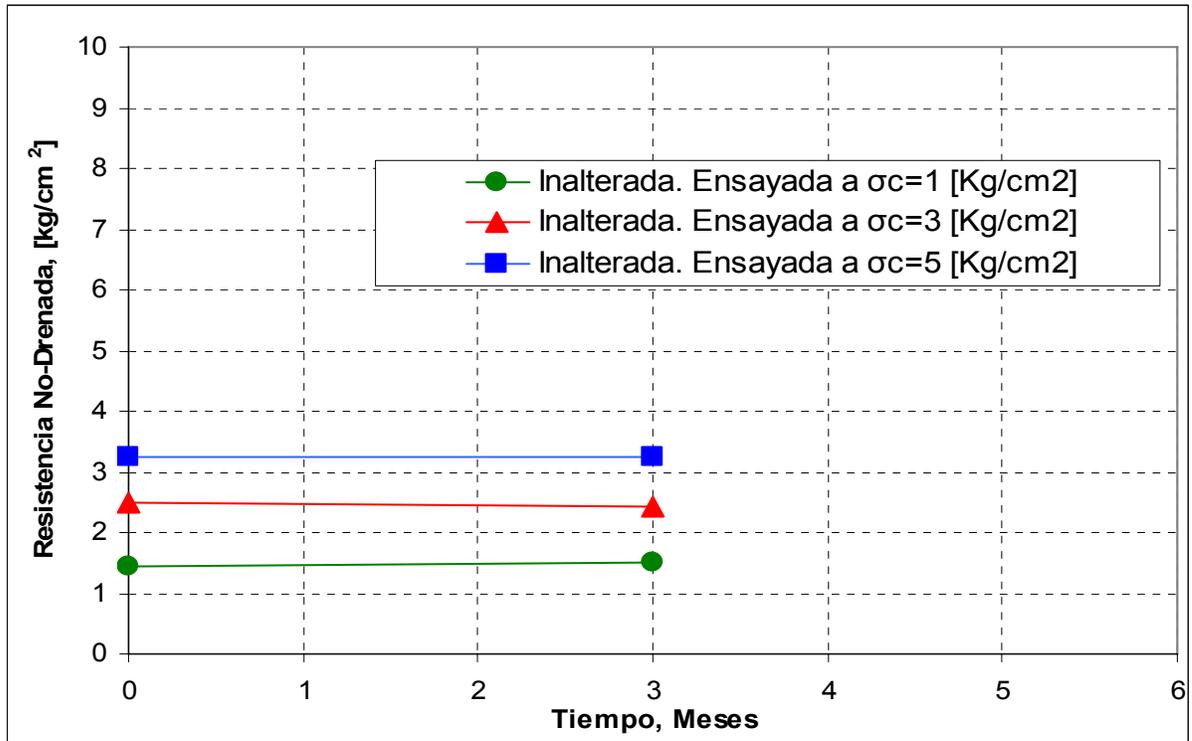


Fig.5. 23: Resistencia No-Drenada para probetas remoldeadas con arena extraída de cota 1.4 [m], a una deformación de 2.5%.

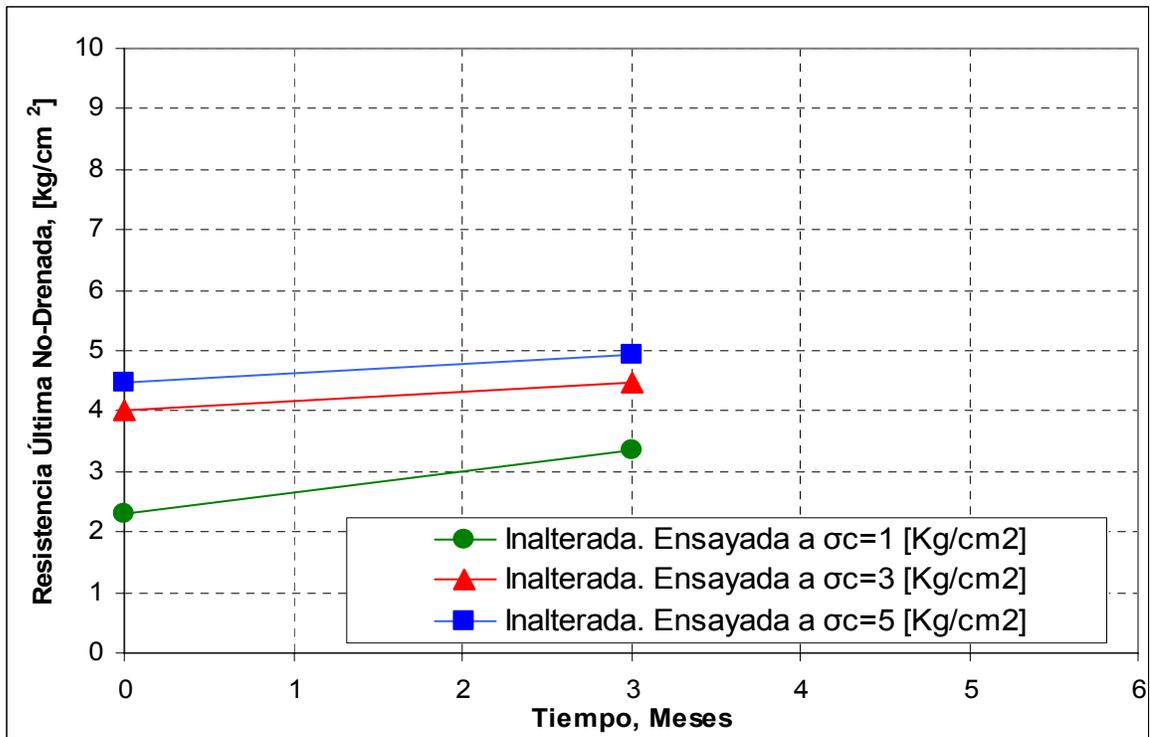


Fig.5. 24: Resistencia última No-Drenada para probetas remoldeadas con arena extraída de cota 1.4 [m].

Luego se destaca en las Figs. 5.25, 5.26 y 5.27 como varía la presión de poros en función de la deformación unitaria para distintas edades de envejecimiento, a través de los gráficos Δu versus ϵ .

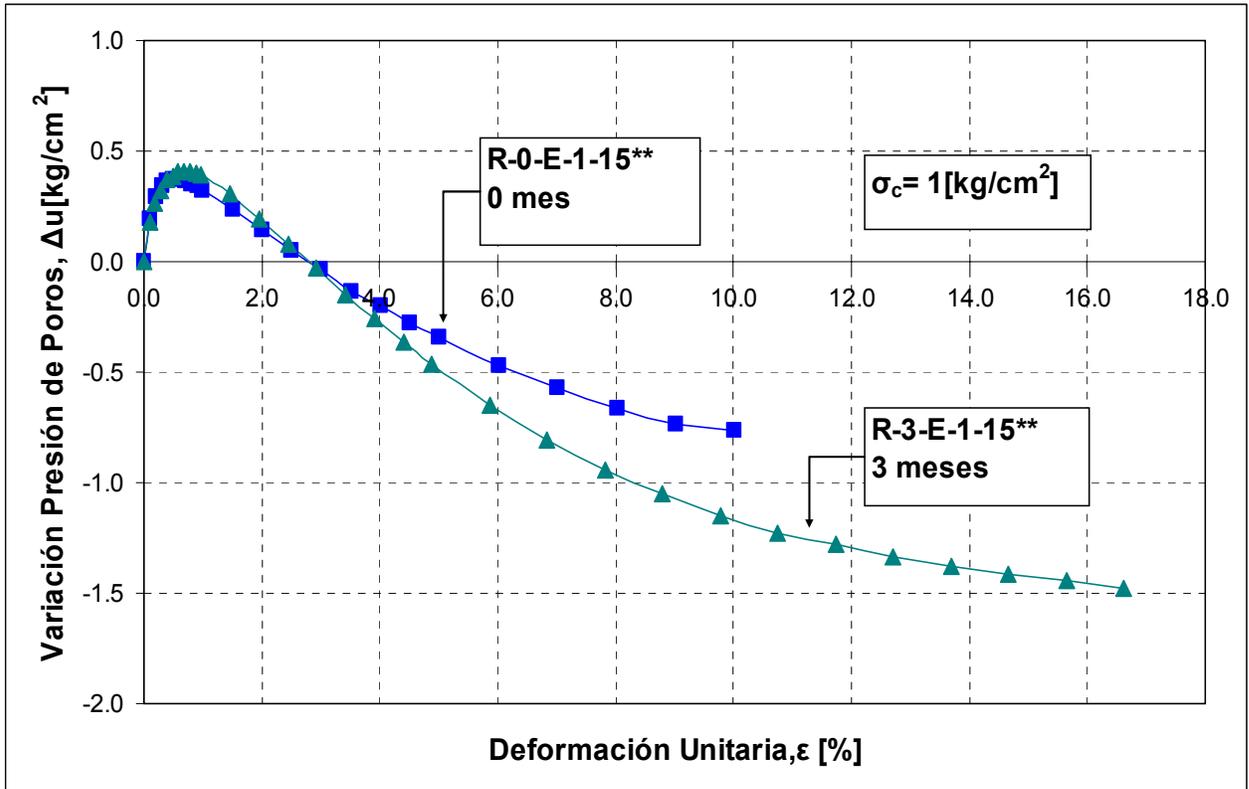


Fig.5. 25: Δu versus ϵ . Probetas remoldeadas para 0 y 3 meses de envejecimiento a $\sigma_c = 1 \text{ [Kg/cm}^2\text{]}$.

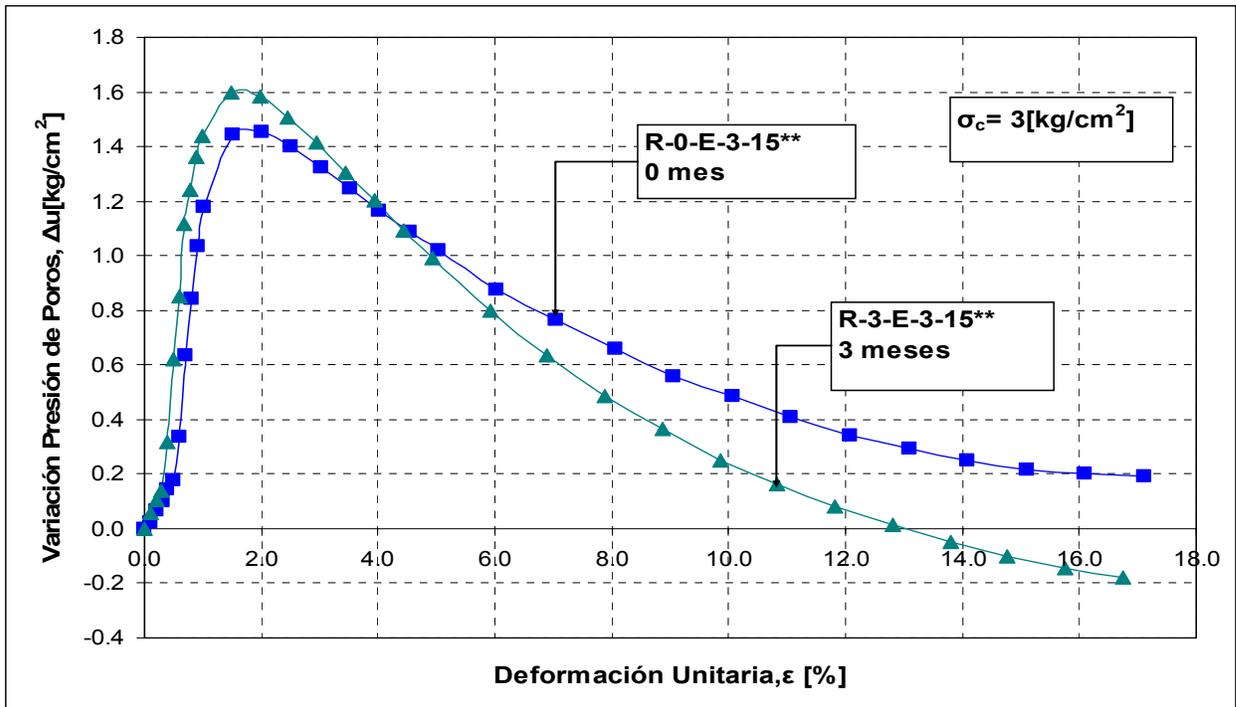


Fig.5. 26: Δu versus ϵ . Probetas remoldeadas para 0 y 3 meses de envejecimiento a $\sigma_c = 3$ [Kg/cm²].

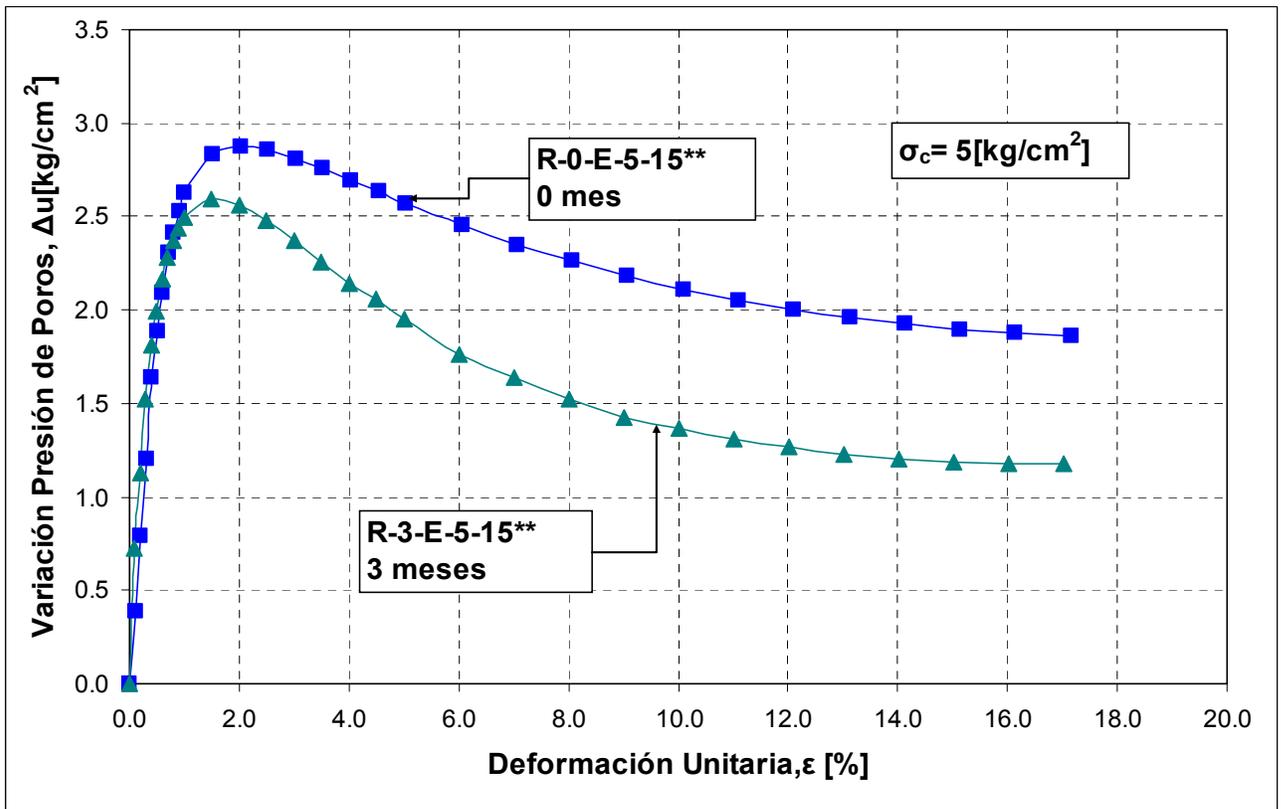


Fig.5. 27: Δu versus ϵ . Probetas remoldeadas para 0 y 3 meses de envejecimiento a $\sigma_c = 5$ [Kg/cm²].

- **Arena extraída a 2.5 [m] de profundidad:**

Finalmente, en la Tabla 5.7 se muestran los valores de desviadores de esfuerzo de la resistencia última para el material extraído en cota 2.5 [m] y que presenta un contenido de finos del 18.2 %.

Tabla 5. 7: Ensayos CIU en probetas envejecidas en laboratorio (Cota 2.5 [m])

Código ensayo	Aging [meses]	e_{cons}	e_c	DR_{final} [%]	p' [kg/cm ²]	q [kg/cm ²]
R-0-E-1-18	0	0.652	0.696	69.84	4.67	3.39
R-0-E-3-18	0	0.638	0.697	69.94	6.29	4.60
R-0-E-5-18	0	0.629	0.692	70.83	6.92	5.16
R-5-E-1-18	5	0.664	0.693	70.60	5.54	4.17
R-5-E-3-18	5	0.640	0.674	73.68	7.40	5.62
R-5-E-5-18	5	0.625	0.670	74.42	8.64	6.60

De estos resultados es posible obtener el promedio de densidad relativa que presenta la arena para los distintos tiempos de envejecimiento (Aging) en laboratorio, la cual se presenta en la Tabla 5.8.

Tabla 5. 8: Densidad relativa promedio en probetas remoldeadas para distintos períodos de envejecimiento.

Aging [meses]	Cota [m]	DR inicial [%]	DR final [%]	Δ DR final [%]
0	2.5	75.00	70.2	0.55
5	2.5	72.46	72.9	2.03

Así como en los resultados de la Tabla 5.7 es posible obtener la LEU en gráfico q versus p' para los distintos períodos de envejecimiento (Aging). Las que se muestran en las Figs. 5.28 y 5.29.

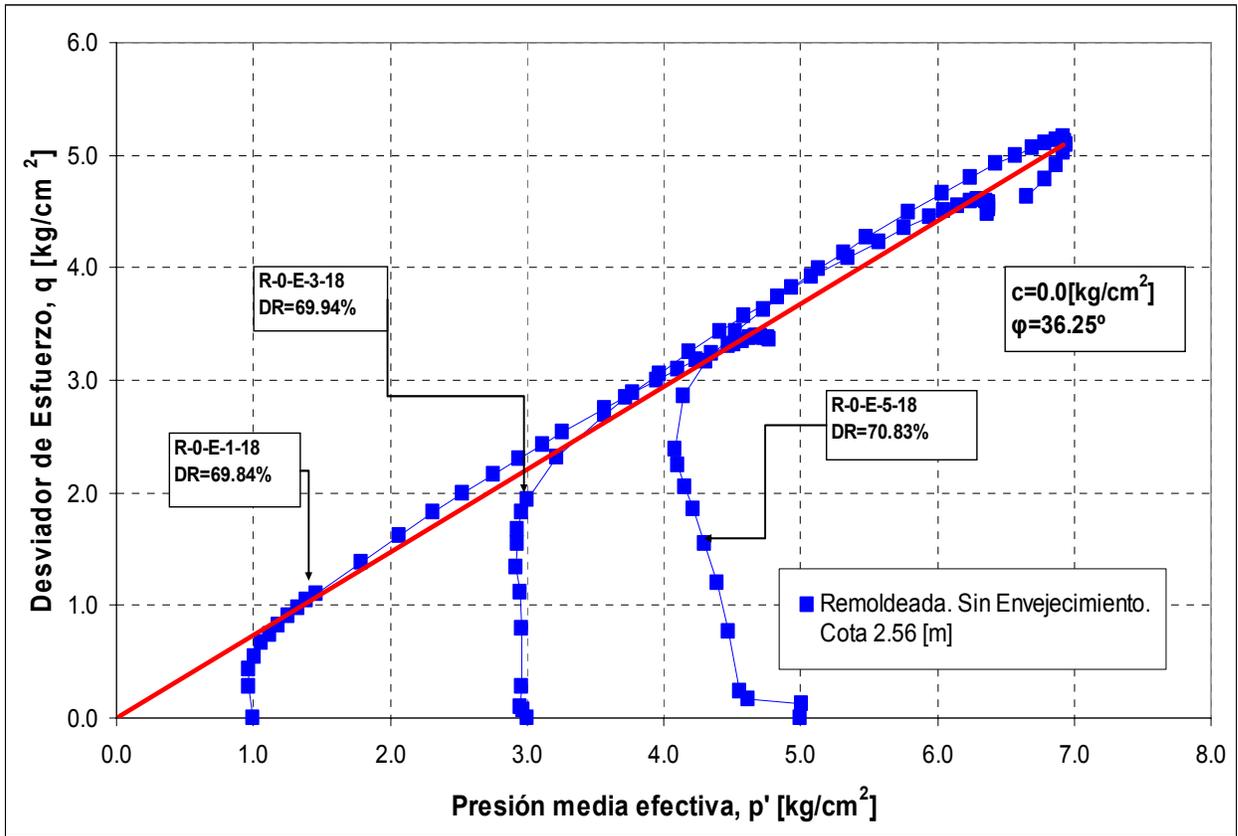


Fig.5. 28: LEU q vs p' (Probetas remoldeadas sin envejecimiento).

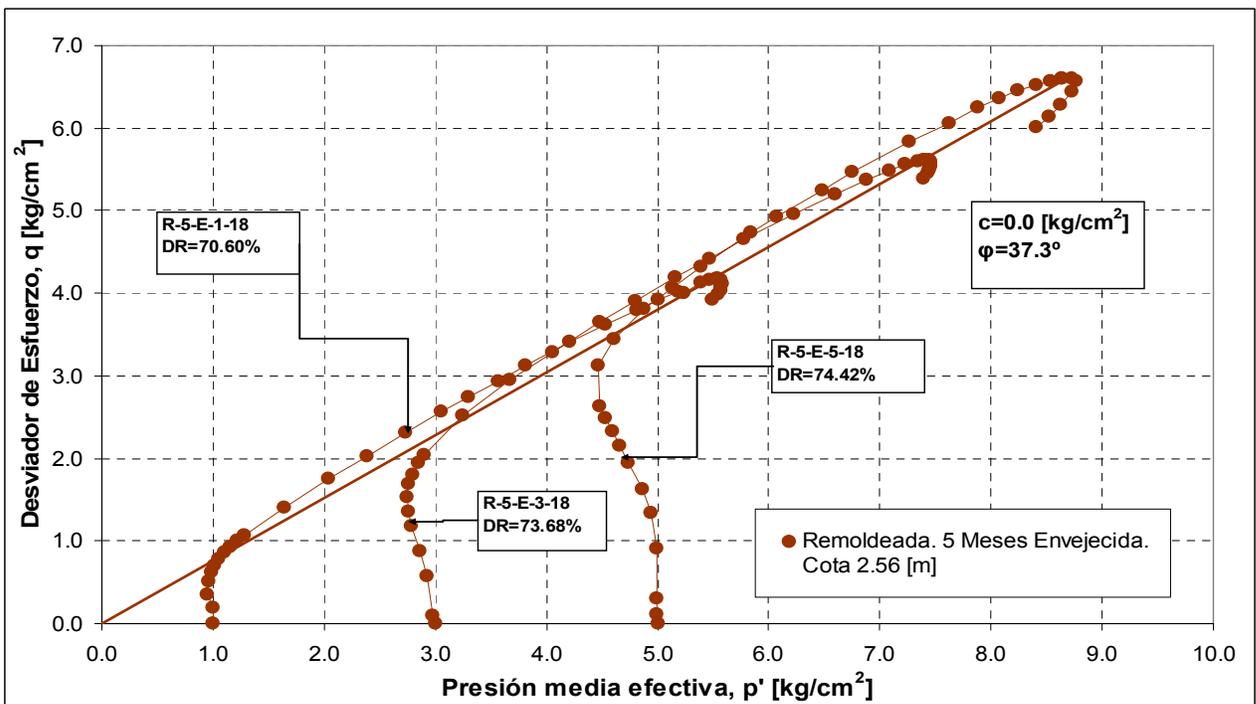


Fig.5. 29: LEU q vs p' (Probetas remoldeadas con 5 meses de envejecimiento).

Luego de los resultados en las Figs. 5.30, 5.31 y 5.32 se obtiene el módulo de deformación (E), el cuál, determina la rigidez de las probetas remoldeadas para los distintos períodos de depositación, donde las probetas con mayor período de envejecimiento en laboratorio presentan una mayor rigidez producto del efecto envejecimiento.

De los resultados obtenidos para módulos de deformación, entre las muestras inalteradas con 5 meses de envejecimiento en terreno y las probetas remoldeadas con igual período de depositación en laboratorio, contenido de fino y similar densidad relativa se puede apreciar que los valores son similares.

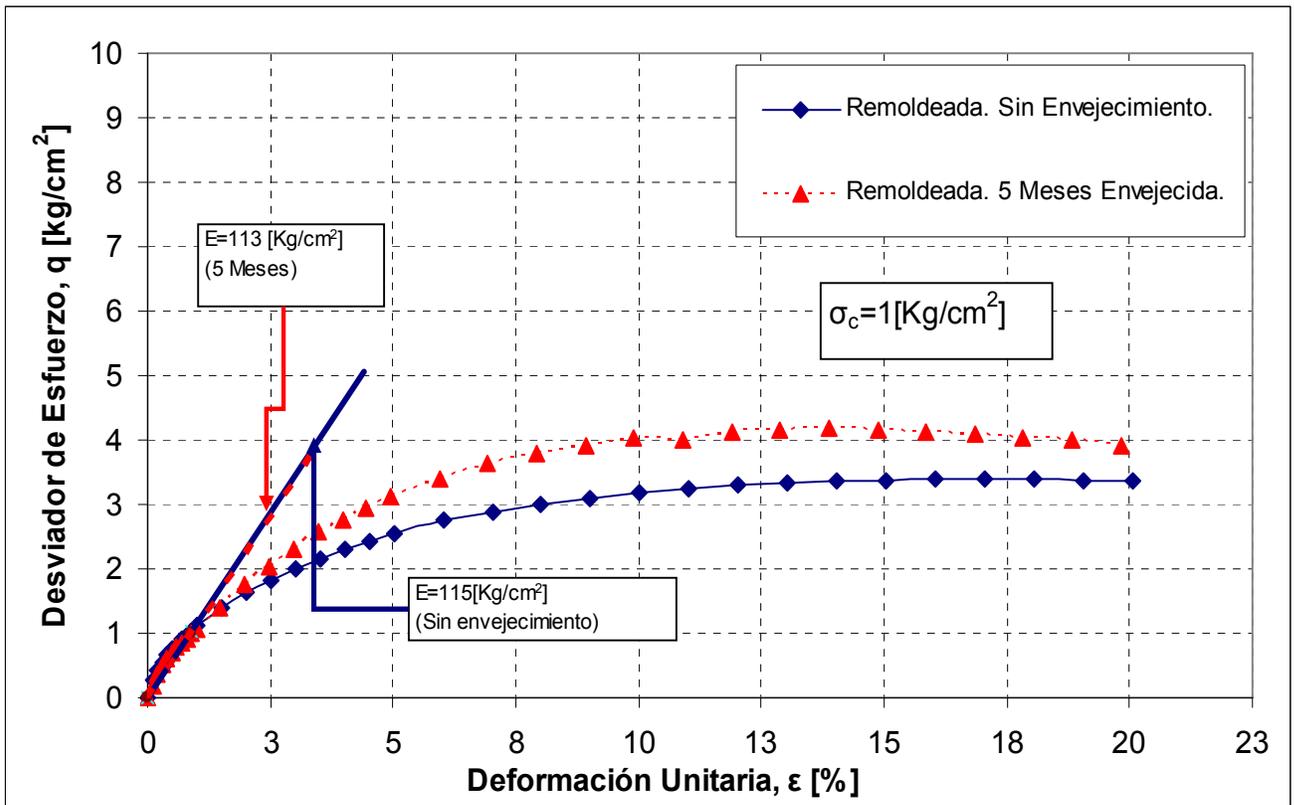


Fig.5. 30: Gráfico Desviador de Esfuerzo versus Deformación para probetas remoldeadas con $\sigma_c=1$ [kg/cm²].

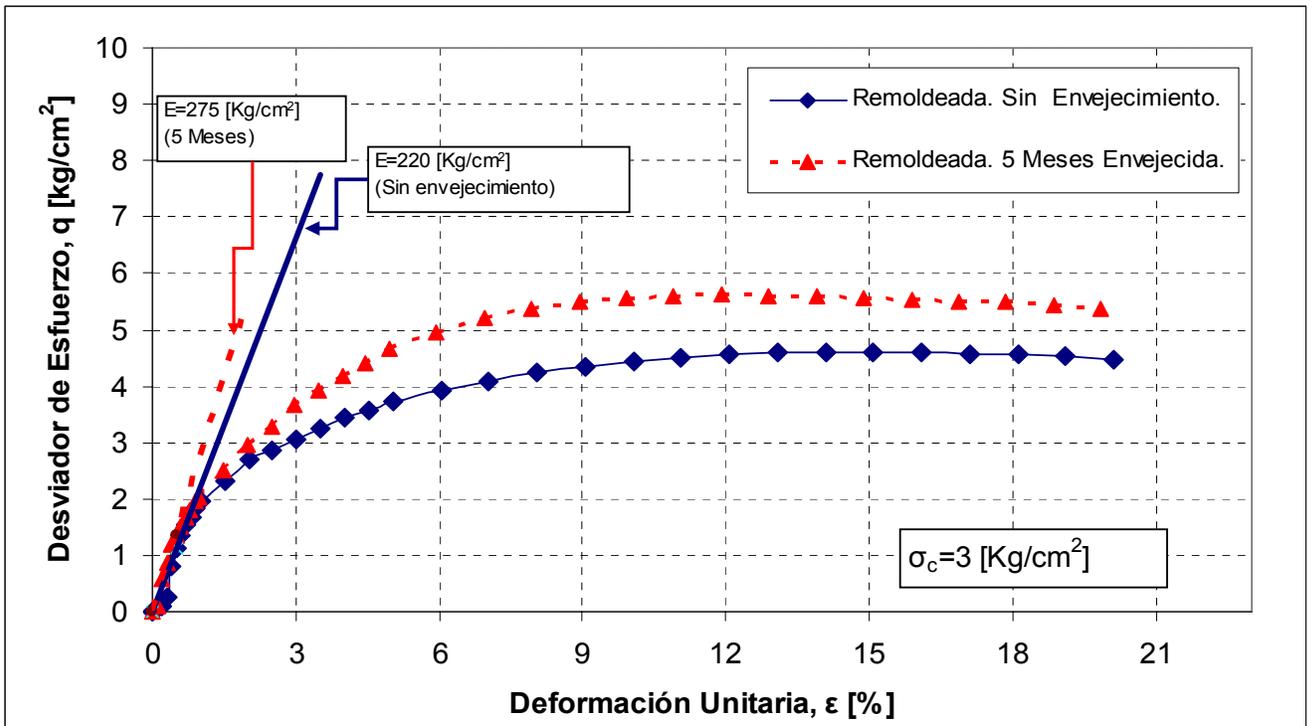


Fig.5. 31: Gráfico Desviador de Esfuerzo versus Deformación para probetas remoldeadas con $\sigma_c = 3 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$.

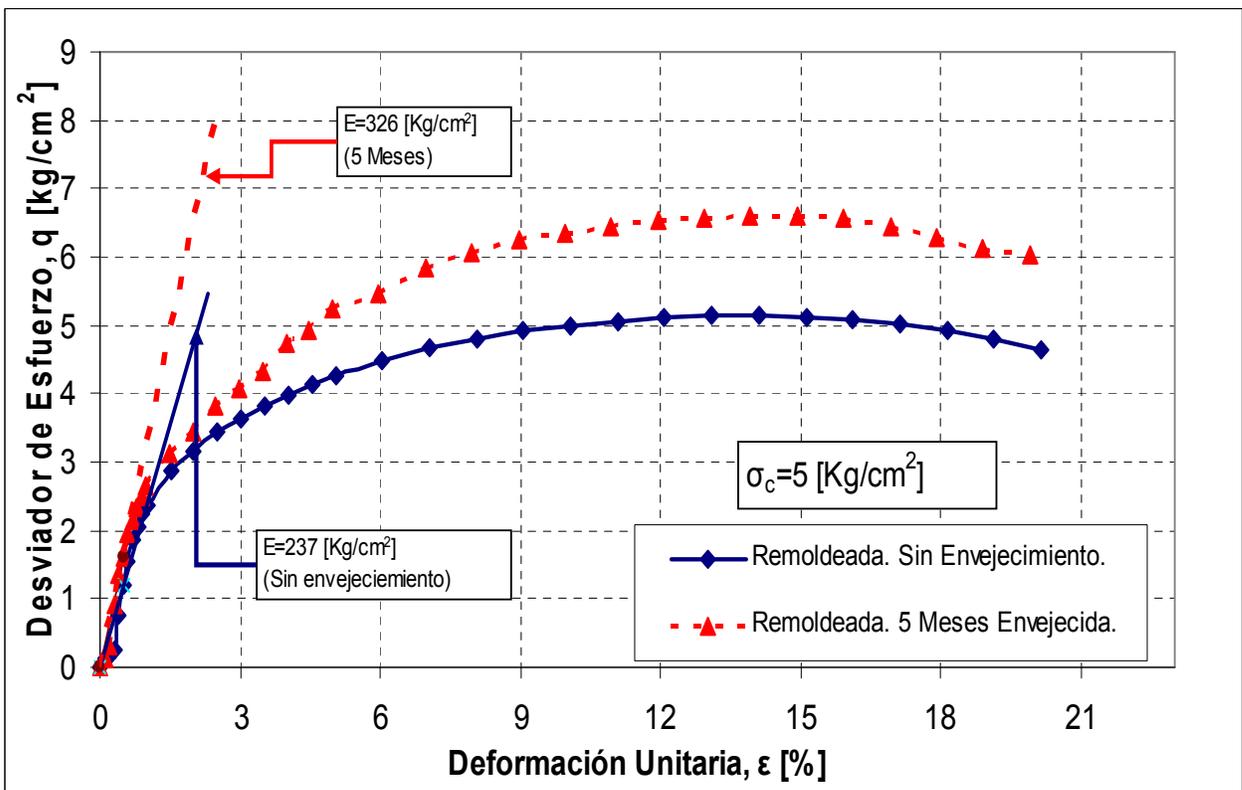


Fig.5. 32: Gráfico Desviador de Esfuerzo versus Deformación para probetas remoldeadas con $\sigma_c = 5 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$.

Un resultado importante de destacar, se muestra en la Figs. 5.33 y 5.34, donde las probetas remoldeadas en laboratorio con más tiempo de envejecimiento presentan una pequeña diferencia de mayor resistencia no-drenada que las probetas con menor tiempo de envejecimiento, para una deformación unitaria del 2.5% y para el estado último respectivamente. Lo que ratifica que el tiempo no tiene influencia en la resistencia estática

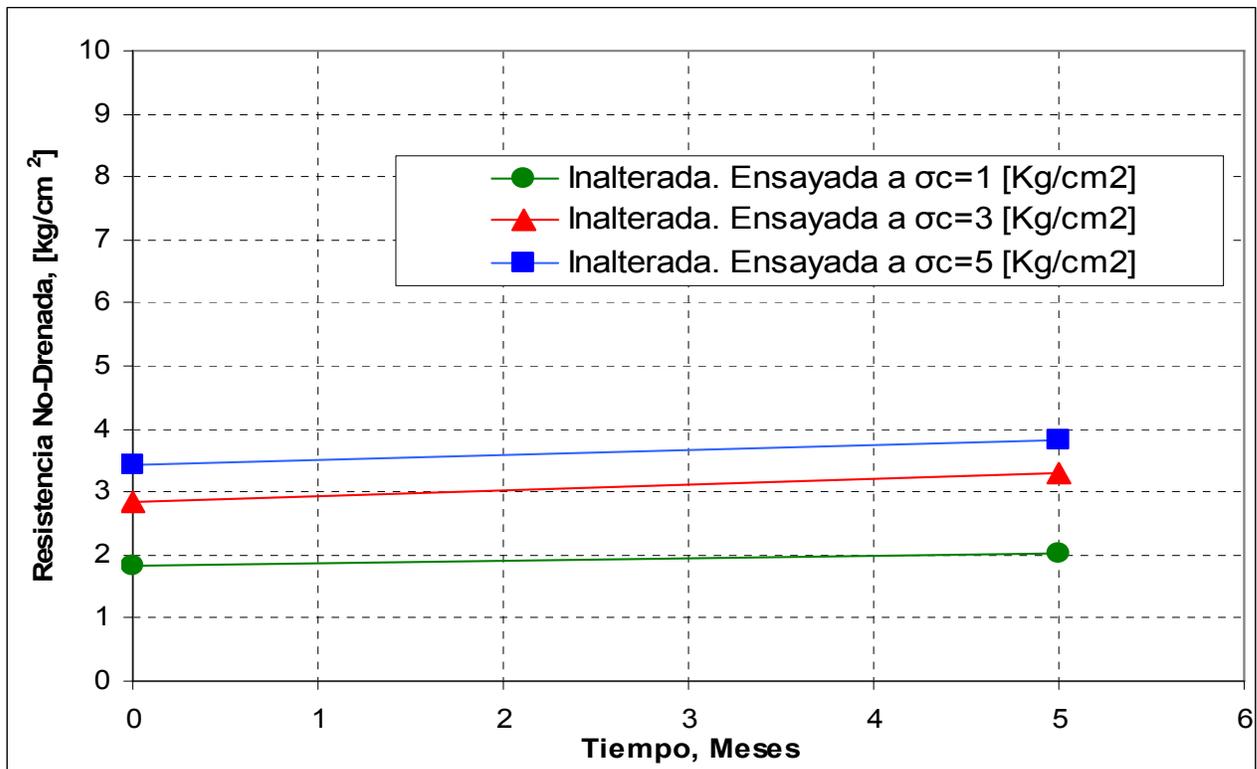


Fig.5. 33: Resistencia No-Drenada para probetas remoldeadas con arena extraída de cota 2.5 [m] a una deformación de 2.5%.

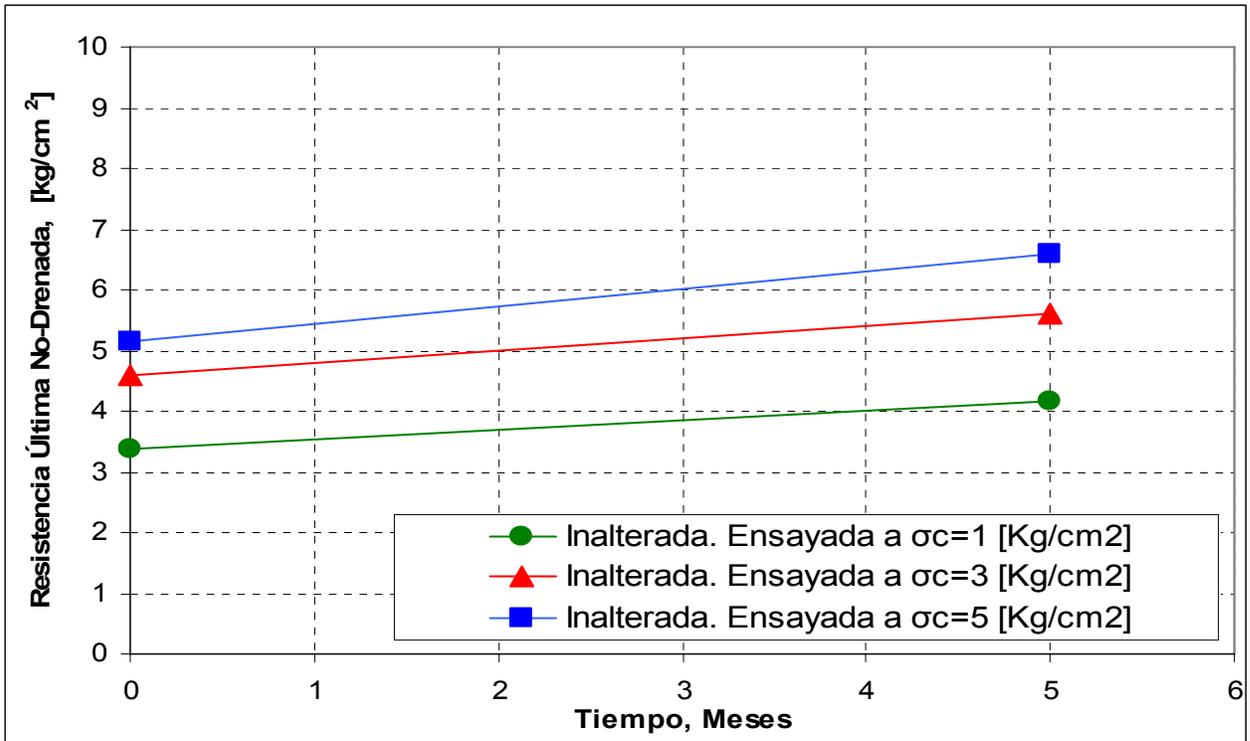


Fig.5. 34: Resistencia última No-Drenada para probetas remoldeadas con arena extraída de cota 2.5 [m].

Luego se destaca en las Figs. 5.35, 5.36 y 5.37 como varía la presión de poros en función de la deformación unitaria para distintas edades de envejecimiento, a través de los gráficos Δu versus ϵ .

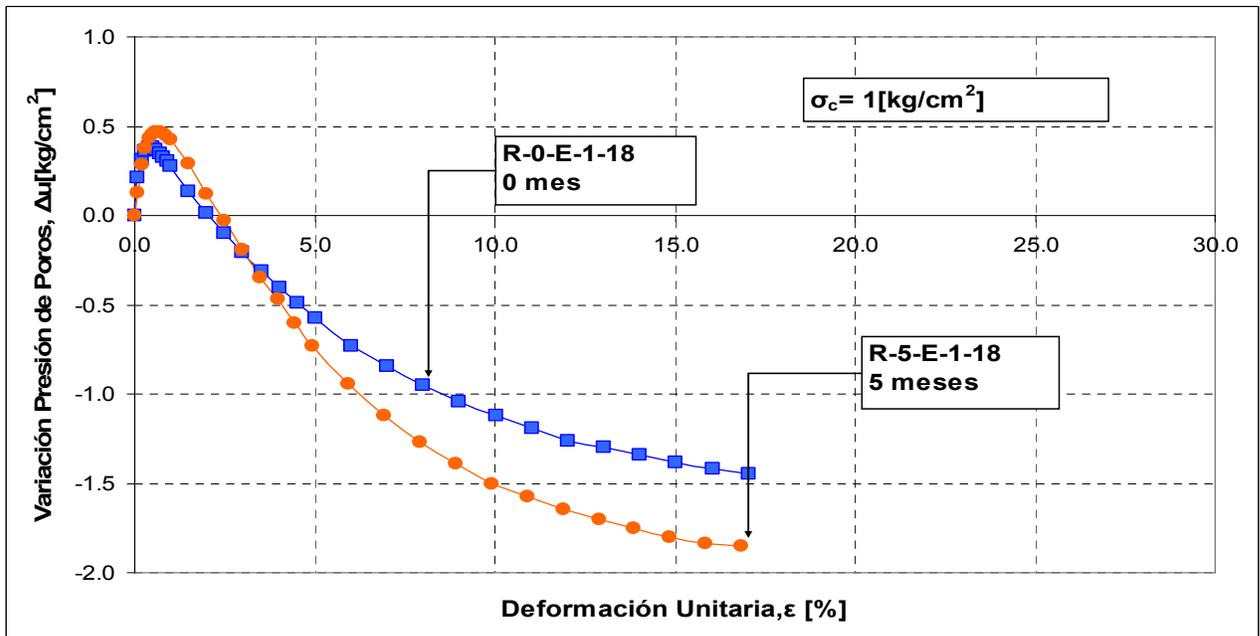


Fig.5. 35: Δu versus ϵ . Probetas remoldeadas para 0 y 5 meses de envejecimiento a $\sigma_c = 1$ [Kg/cm²].

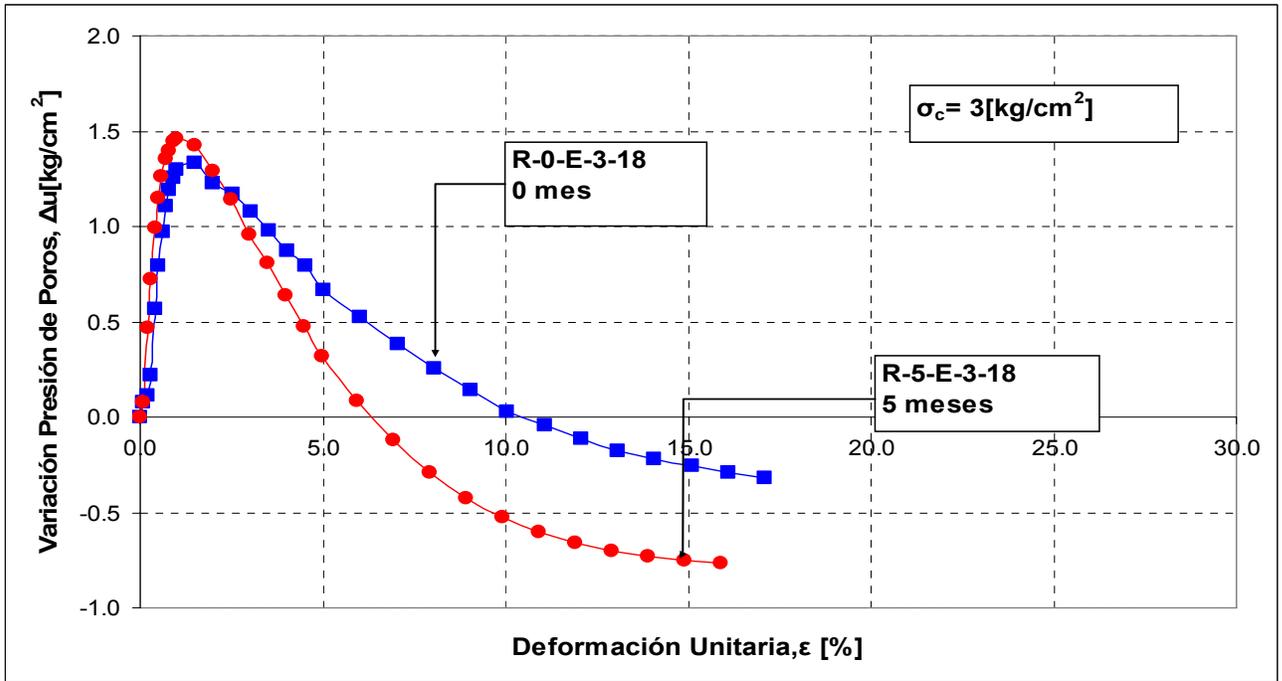


Fig.5. 36: Δu versus ϵ . Probetas remoldeadas para 0 y 5 meses de envejecimiento a $\sigma_c = 3 [\text{Kg/cm}^2]$.

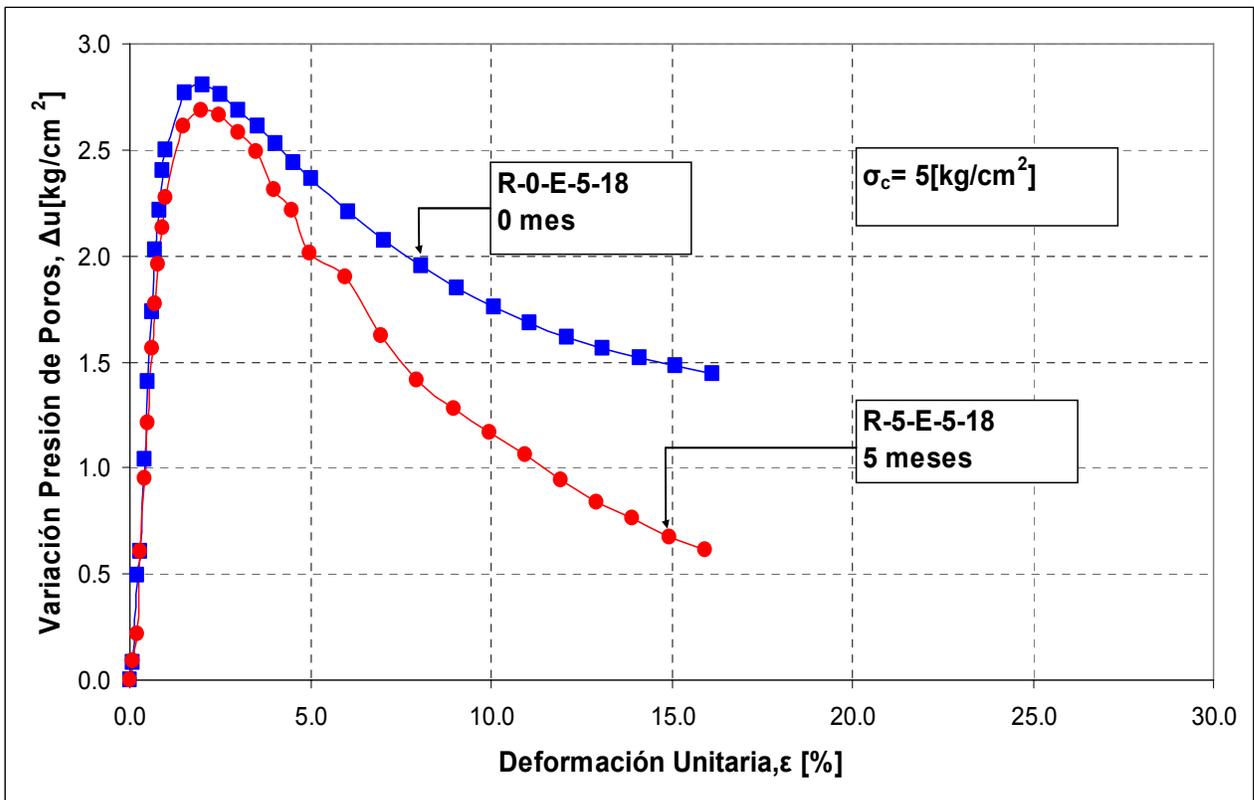


Fig.5. 37: Δu versus ϵ . Probetas remoldeadas para 0 y 5 meses de envejecimiento a $\sigma_c = 5 [\text{Kg/cm}^2]$.

5.2.- Ensayos triaxiales cíclicos.

En este estudio se realizaron 43 ensayos triaxiales cíclicos con el fin de obtener curvas de resistencia cíclica para muestras inalteradas y para probetas remoldeadas envejecidas en laboratorio. El criterio de falla seleccionado fue de 5% de deformación en doble amplitud. Principalmente se busca determinar la influencia del tiempo en la resistencia cíclica de la arena.

En el anexo C se adjuntan las figuras correspondientes a los ensayos realizados tanto para las muestras inalteradas como para las probetas remoldeadas.

5.2.1.- Ensayos muestras inalteradas.

Para el estudio de material inalterado se utilizaron muestras obtenidas en cotas 0.3 y 2.5 metros, correspondientes a envejecimiento en terreno de 1 y 5 meses, respectivamente. Asimismo, estas muestras presentan diferente contenido de fino producto de la depositación en terreno (15% y 18%, respectivamente). Los detalles del programa de ensayos se muestran en el capítulo 4, acápite 4.3.

En la Tabla 5.9 y 5.10 es posible observar los valores de la resistencia cíclica para muestras inalteradas ensayadas con presiones de cámara de 1 y 2 Kg/cm².

Tabla 5. 9: Ensayos triaxiales cíclicos para muestras inalteradas extraída en cota 0.3 [m].

Probetas Inalteradas					
Código	Dr _{Final} [%]	Rc	N	σ _o [Kg/cm ²]	e _c
I-1-C-1-15-0.4	86.7	0.4	169	1.0	0.59
I-1-C-1-15-0.45	85.2	0.45	115	1.0	0.60
I-1-C-1-15-0.5	85.6	0.5	39	1.0	0.60
I-1-C-1-15-0.6	79.9	0.6	17	1.0	0.63
I-1-C-1-15-0.7	80.1	0.7	9	1.0	0.63
I-1-C-2-15-0.3	79.1	0.3	500	2.0	0.64
I-1-C-2-15-0.4	79.3	0.4	61	2.0	0.63
I-1-C-2-15-0.5	80.8	0.5	23	2.0	0.63
I-1-C-2-15-0.6	77.8	0.6	7	2.0	0.64

Tabla 5. 10: Ensayos triaxiales cíclicos para muestras inalteradas extraída en cota 2.5 [m].

Probetas Inalteradas					
Código	Dr _{Final} [%]	Rc	N	σ _o [Kg/cm ²]	e _c
I-5-C-1-18-0.6	57.3	0.6	5	1.0	0.78
I-5-C-1-18-0.5	74.1	0.5	14	1.0	0.67
I-5-C-1-18-0.35	74.4	0.35	40	1.0	0.67
I-5-C-1-18-0.3	67.6	0.3	137	1.0	0.71
I-5-C-1-18-0.25	71.8	0.25	296	1.0	0.69
I-5-C-2-18-0.6	75.0	0.6	2	2.0	0.66
I-5-C-2-18-0.5	70.7	0.5	6	2.0	0.69
I-5-C-2-18-0.4	70.4	0.4	18	2.0	0.69
I-5-C-2-18-0.3	69.2	0.3	33	2.0	0.70

Asimismo los resultados de las Tablas 5.9 y 5.10 se muestran en las Figs. 5.38 y 5.39 las curvas de resistencia cíclica.

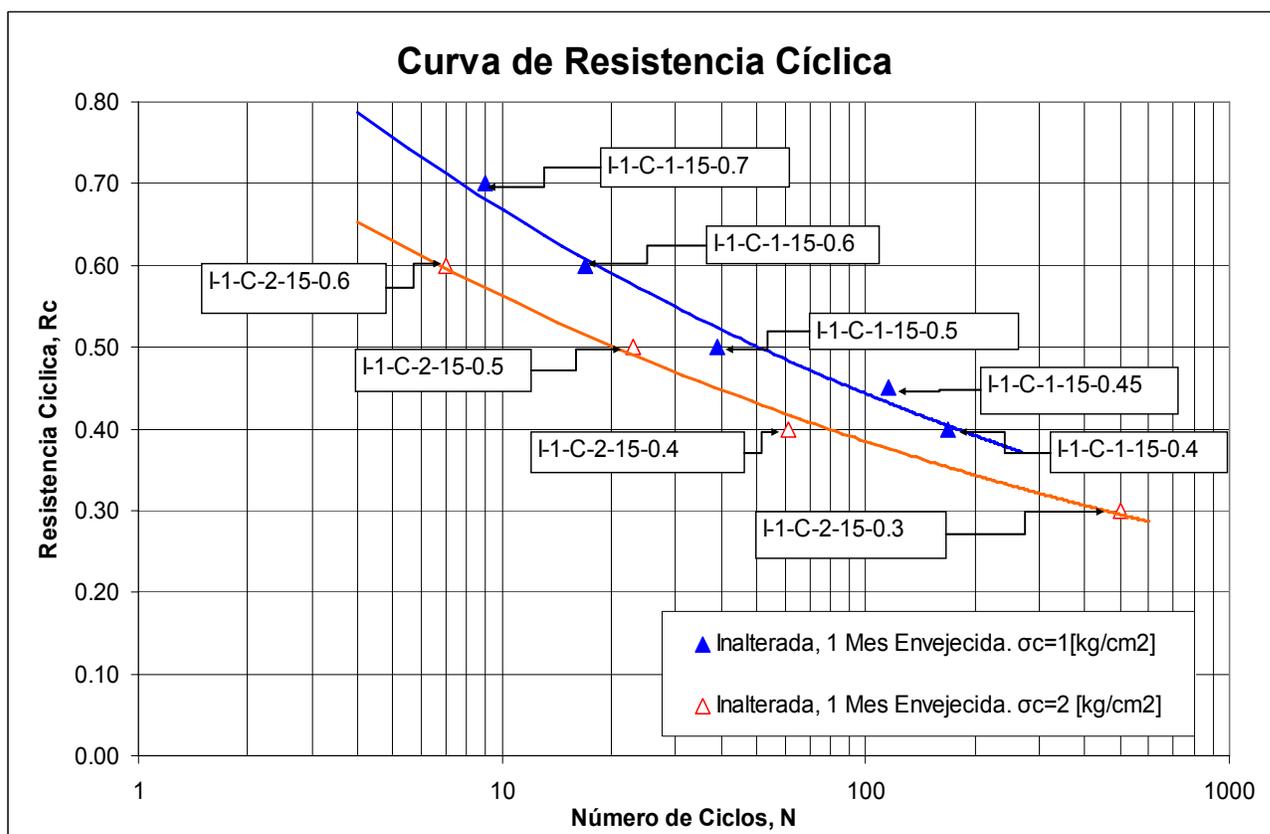


Fig.5. 38: Variación de los números de ciclos para diferentes Razón Cíclica en muestras inalteradas con 1 mes de envejecimiento en terreno.

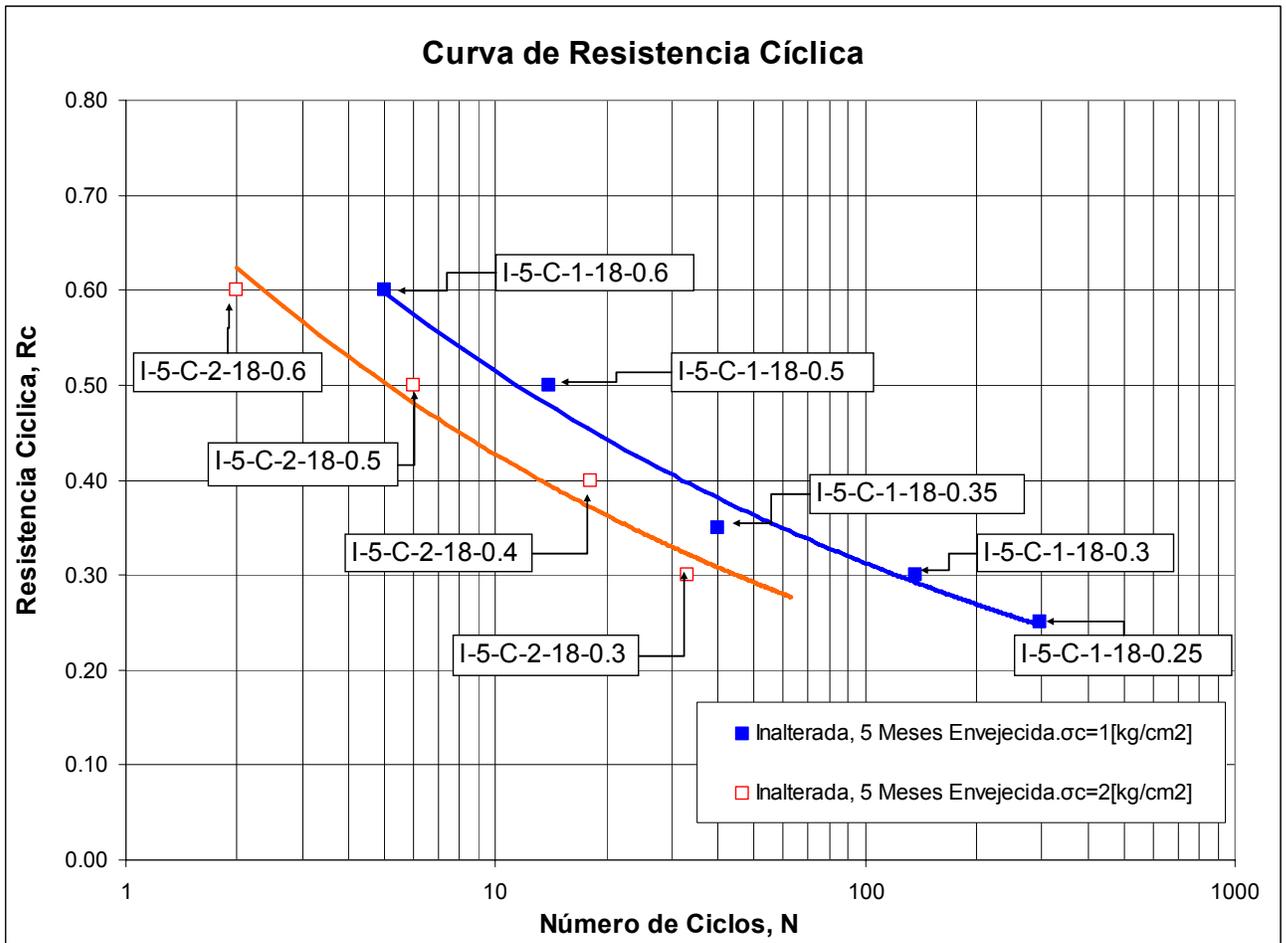


Fig.5. 39: Variación de los números de ciclos para diferentes Razón Cíclica en muestras inalteradas con 5 meses de envejecimiento en terreno.

De estos resultados es posible obtener el promedio de densidad relativa que presenta la arena para los distintos tiempos de envejecimiento (Aging) en terreno, la cual se presenta en la Tabla 5.11.

Tabla 5. 11: Densidad relativa promedio en muestras inalteradas para distintos períodos de deposición.

Aging [meses]	Cota [m]	DR final [%]	Δ DR final [%]
1	0.3	81.6	3.3
5	2.5	70.1	5.4

De los resultados anteriores se muestra en la Fig. 5.40 las curvas de resistencia cíclica para la arena con 1 y 5 meses de envejecimiento. Donde las muestras con menor envejecimiento presentan una mayor resistencia cíclica, lo que se debe a que estas muestras presentan una mayor densidad relativa y no corresponde a lo esperado, es decir, que muestras con mayor envejecimiento presenten mayor resistencia cíclica.

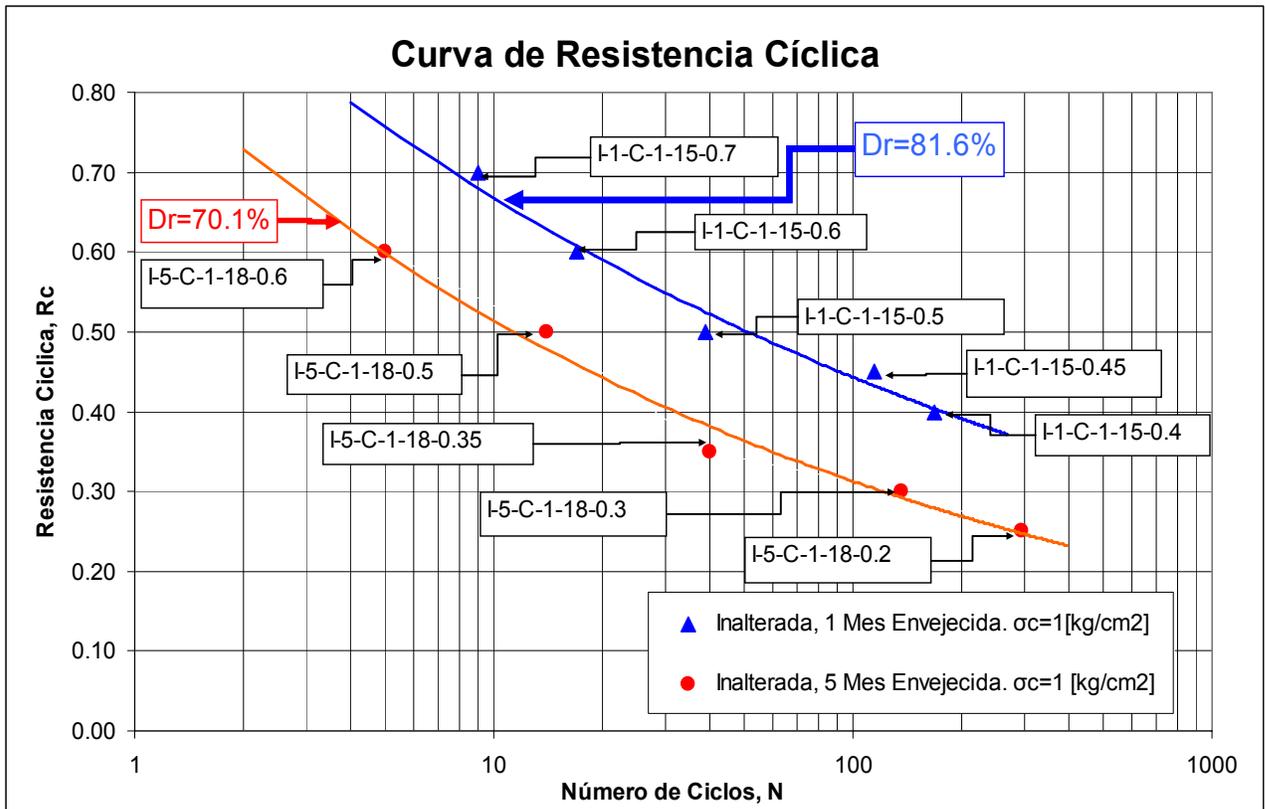


Fig.5. 40: Variación de los números de ciclos para diferentes Razón Cíclica en muestras inalteradas con 1 y 5 meses de envejecimiento en terreno.

Del trabajo realizado por Viertel en el año 2003, sobre la influencia de la densidad relativa en la resistencia cíclica de arenas de relave, se presentan valores obtenidos con la razón de tensiones que induce un 5% de deformación en 10 ciclos. De dichos resultados se muestra que existe un incremento de la resistencia cíclica a razón de 0.007 por cada 1% de aumento de densidad relativa. Traspasando esta relación de crecimiento a la diferencia de 11.5% entre la arena con 1 y 5 meses de envejecimiento se aprecia un aumento de la resistencia cíclica en las muestras con 5 meses de envejecimiento, tal como se ve en la Fig. 5.41.

Asimismo en la Fig. 5.41 se puede apreciar que a pesar de la corrección de la densidad relativa la arena con mayor envejecimiento sigue presentando menor resistencia cíclica lo cual se debe a que la arena con 1 mes de envejecimiento presenta un menor contenido de fino lo que causa este comportamiento y corrobora los antecedentes estudiados (Ref. 48).

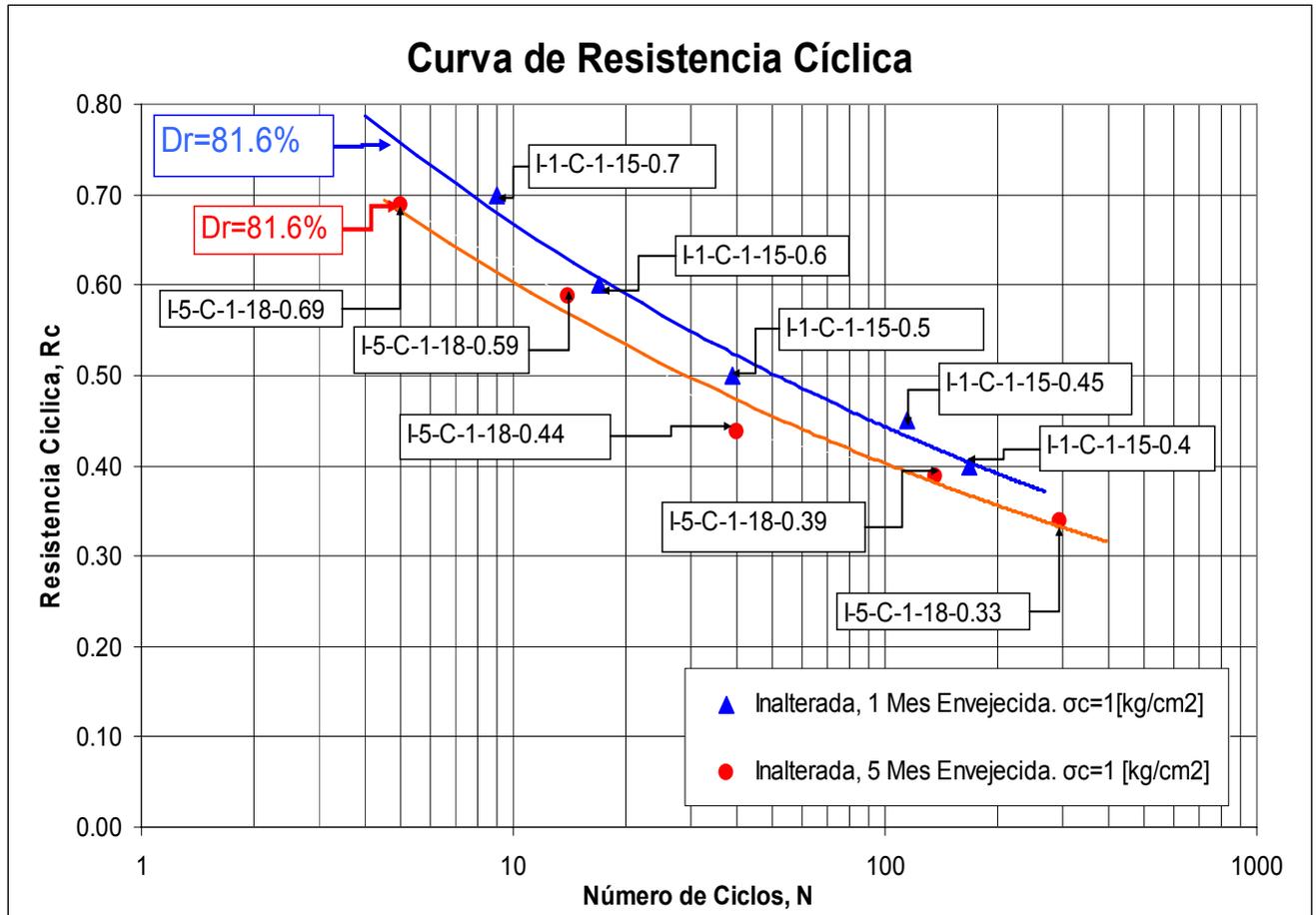


Fig.5. 41: Variación de los números de ciclos para diferentes Razón Cíclica en muestras inalteradas corregidas con 1 y 5 meses de envejecimiento en terreno.

5.2.2.- Ensayos probetas remoldeadas.

Las probetas remoldeadas fueron preparadas en laboratorio con arena de relave que presenta contenidos de finos del 15% y 18% correspondiente al material extraído de cota 0.3 y 2.5 metros. Un grupo de estas probetas fueron ensayadas sin envejecimiento y otro grupo fueron dejadas envejecer en una cámara húmeda que presenta una temperatura 25° y humedad media del 80%. Los detalles de los ensayos se muestran en el capítulo 4, acápite 4.3 y el detalle de los resultados en el anexo C.

5.2.2.1.- Ensayos de probetas envejecidas en laboratorio.

En las Figs. 5.42 y 5.43 se muestran como varía la resistencia cíclica a medida que pasa el tiempo si comparamos probetas con similar contenido de fino y preparadas con densidades relativas similares. Para ello se analizan probetas sin envejecimiento y probetas envejecidas.

En la Tabla 5.12 y en la Fig. 5.36 se muestra qué sucede con la arena extraída de cota 0.3 [m], y que una vez destruida su estructura, se compacta según el método antes explicado y se deja envejecer por 0, 1 y 5 meses.

Asimismo de estos resultados es posible obtener el promedio de densidad relativa que presenta la arena para los distintos tiempos de envejecimiento (Aging) en laboratorio, la cual se presenta en la Tabla 5.13.

Tabla 5. 12: Ensayos triaxiales cíclicos para probetas remoldeadas con 0, 1 y 5 meses de envejecimiento.

Probetas Remoldeadas					
Código	Dr_{Final} [%]	Rc	N	σ_o [Kg/cm²]	e_c
R-0-C-1-15-0.25	63.0	0.25	303	1.0	0.73
R-0-C-1-15-0.3	68.7	0.30	180	1.0	0.70
R-0-C-1-15-0.35	70.7	0.35	39	1.0	0.69
R-0-C-1-15-0.4	71.1	0.40	15	1.0	0.68
R-0-C-1-15-0.5	71.3	0.50	7	1.0	0.68
R-1-C-1-15-0.65	67.0	0.65	2	1.0	0.71
R-1-C-1-15-0.5	69.4	0.50	8	1.0	0.69
R-1-C-1-15-0.4	64.6	0.40	25	1.0	0.72
R-1-C-1-15-0.32	69.8	0.32	240	1.0	0.69
R-1-C-1-15-0.55	69.0	0.55	4	1.0	0.70
R-5-C-1-15-0.5	65.6	0.50	15	1.0	0.72
R-5-C-1-15-0.6	68.7	0.60	6	1.0	0.70
R-5-C-1-15-0.45	68.4	0.45	26	1.0	0.70
R-5-C-1-15-0.4	68.7	0.40	90	1.0	0.70
R-5-C-1-15-0.45	67.4	0.45	29	1.0	0.70

Tabla 5. 13: Densidad relativa promedio en probetas remoldeadas para distintos periodos de envejecimiento.

Aging [meses]	Cota [m]	DR final [%]	Δ DR final [%]
0	0.3	69.0	3.5
1	0.3	68.0	2.2
5	0.3	67.74	1.3

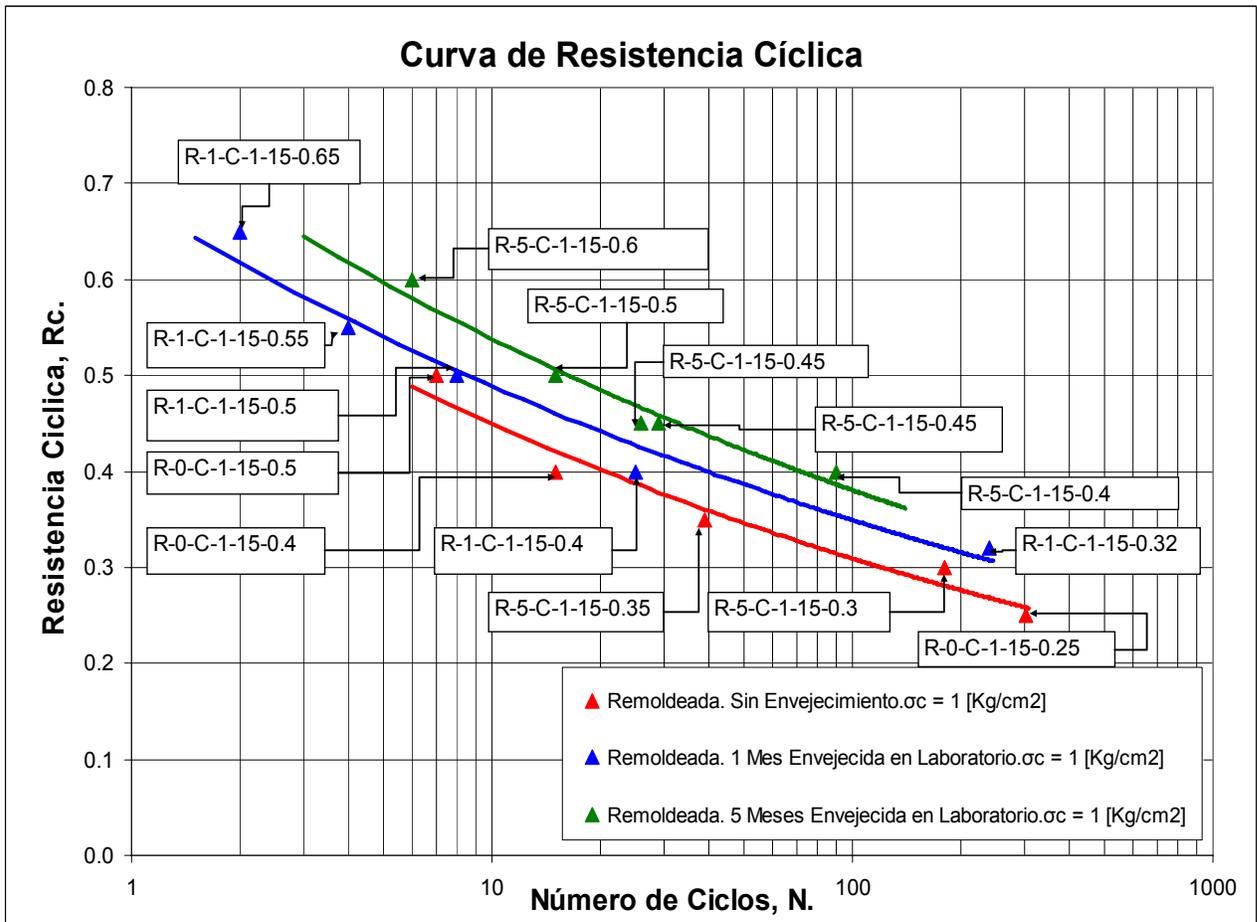


Fig.5. 42: Variación de los números de ciclos para diferentes Razón Cíclica en probetas remoldeadas con 0, 1 y 5 meses de envejecimiento.

En la Tabla 5.14 y en la Fig. 5.43 se muestra qué sucede con la arena extraída de cota 2.5 [m], y que una vez destruida su estructura, se compacta según el método antes explicado y se deja envejecer por 0 y 5 meses.

Asimismo de estos resultados obtenidos en la Tabla 5.14 es posible obtener el promedio de densidad relativa que presenta la arena para los distintos tiempos de envejecimiento (Aging) en laboratorio, la cual se presenta en la Tabla 5.15.

Tabla 5. 14: Ensayos triaxiales cíclicos para probetas remoldeadas con 0 y 5 meses de envejecimiento.

Probetas Remoldeadas					
Código	Dr_{Final} [%]	Rc	N	σ_o [Kg/cm²]	e_c
R-0-C-1-18-0.5	70.44	0.50	20	1.0	0.69
R-0-C-1-18-0.6	66.20	0.60	7	1.0	0.72
R-0-C-1-18-0.7	70.43	0.70	3	1.0	0.69
R-0-C-1-18-0.4	65.05	0.40	125	1.0	0.73
R-0-C-1-18-0.65	70.38	0.65	4	1.0	0.70
R-5-C-1-18-0.55	63.46	0.55	28	1.0	0.74
R-5-C-1-18-0.6	66.21	0.60	15	1.0	0.72
R-5-C-1-18-0.7	67.66	0.70	4	1.0	0.71
R-5-C-1-18-0.4	68.41	0.40	388	1.0	0.71
R-5-C-1-18-0.45	71.21	0.45	78	1.0	0.69

Tabla 5. 15: Densidad relativa promedio en probetas remoldeadas para distintos períodos de envejecimiento.

Aging [meses]	Cota [m]	DR final [%]	Δ DR final [%]
0	2.5	68.5	2.7
5	2.5	67.4	2.9

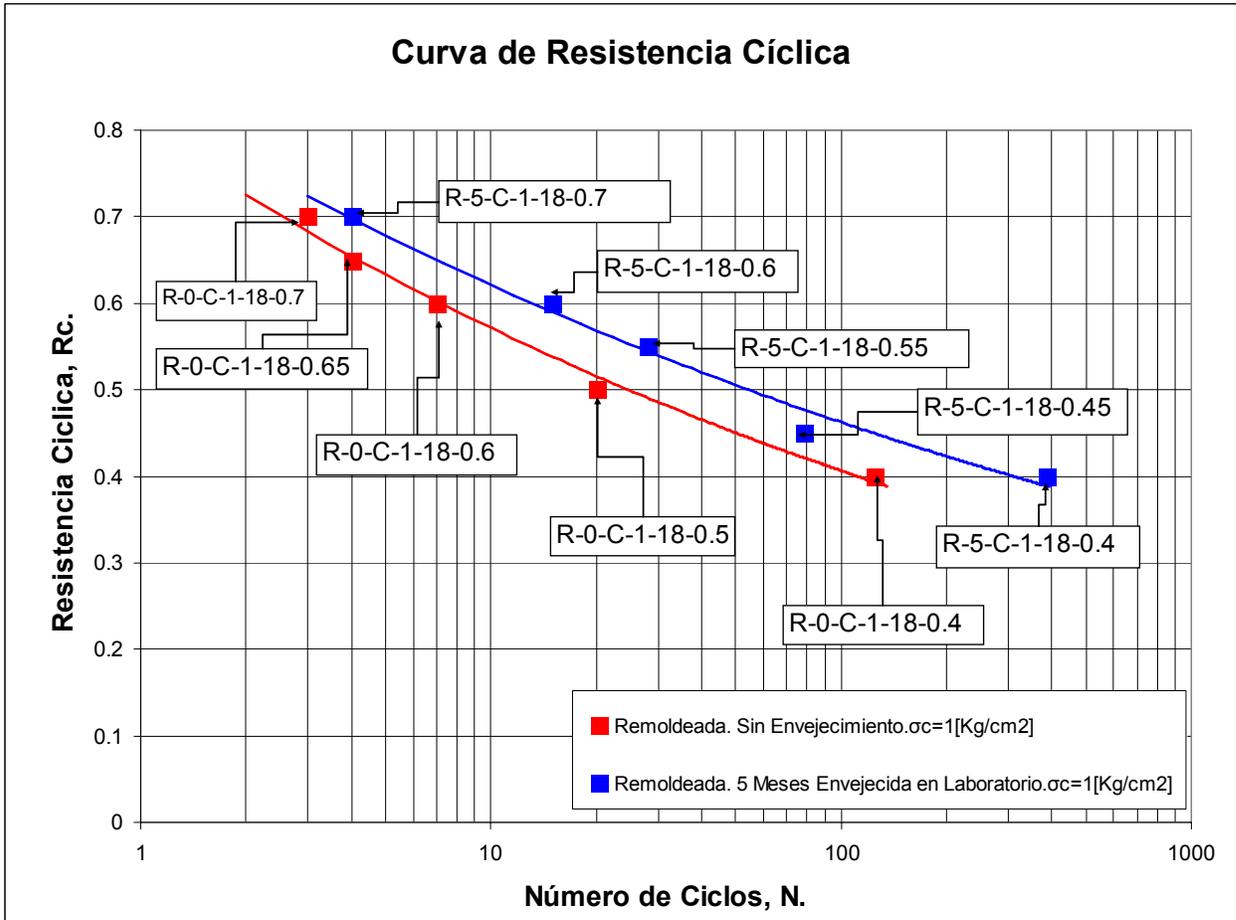


Fig.5. 43: Variación de los números de ciclos para diferentes Razón Cíclica en probetas remoldeadas con 0 y 5 meses de envejecimiento.

CAPITULO 6: ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE LOS RESULTADOS.

6.1.- Ensayos triaxiales estáticos.

De los resultados de ensayos triaxiales estáticos mostrados en el acápite 5 es posible identificar aspectos importantes tales como la comparación de líneas de estado último y el comportamiento observado en los gráficos Δu versus ϵ .

6.1.1.- Ensayos muestras inalteradas.

De los resultados obtenidos es posible mostrar un gráfico comparativo de las LEU para la arena con períodos de depositación de 1, 3 y 5 meses como se ve en la Fig. 6.1.

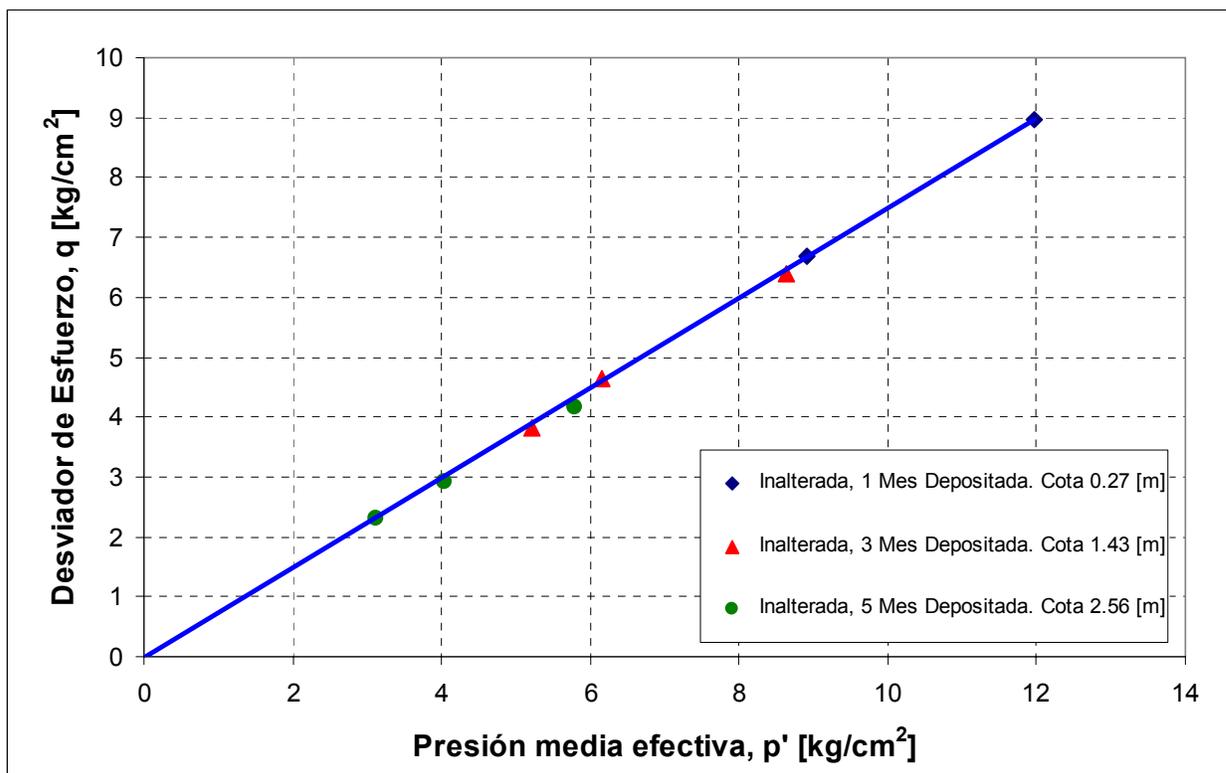


Fig.6. 1: Gráfico comparativo Línea de Estado Último para muestras inalteradas con 1, 3 y 5 meses de envejecimiento.

Otro resultado importante de destacar es que las muestras inalteradas con 1, 3 y 5 meses de depositación logran una resistencia no-drenada similar para pequeñas deformaciones, como se indica en las Figs. 5.7 y 5.8, lo que muestra que no existe influencia del tiempo en la resistencia estática.

Asimismo las LEU son prácticamente iguales, lo que se puede esperar debido al nivel de deformaciones unitarias necesarias para llegar a dicho estado.

De los gráficos Δu versus ϵ se observa que las muestras inalteradas con 1 mes de depositación logran mayor dilatancia que las muestras con mayor periodo de depositación, lo cual se debe a la influencia de la densidad relativa la cual provoca el comportamiento dilatante.

6.1.2.- Ensayos probetas remodeladas.

Para las probetas remodeladas se realiza un análisis similar al realizado a los ensayos de muestras inalteradas. Asimismo, es posible observar directamente qué sucede con las probetas que fueron envejecidas en laboratorio.

6.1.2.1.- Ensayos probetas envejecidas en laboratorio.

Para el análisis de las probetas envejecidas, es necesario separar la arena extraída a cota 0.3, 1.4 y 2.5 metros debido a que cada una de ellas presenta un contenido de finos distinto, aunque las arenas que fueron extraídas en cotas 0.3 y 1.4 metros presentan contenido similar.

- **Arena extraída a 0.3 [m] de profundidad:**

De los resultados obtenidos se muestra, en la Fig. 6.2, un gráfico comparativo de las LEU para la arena con envejecimiento de 0, 1, 3 y 5 meses.

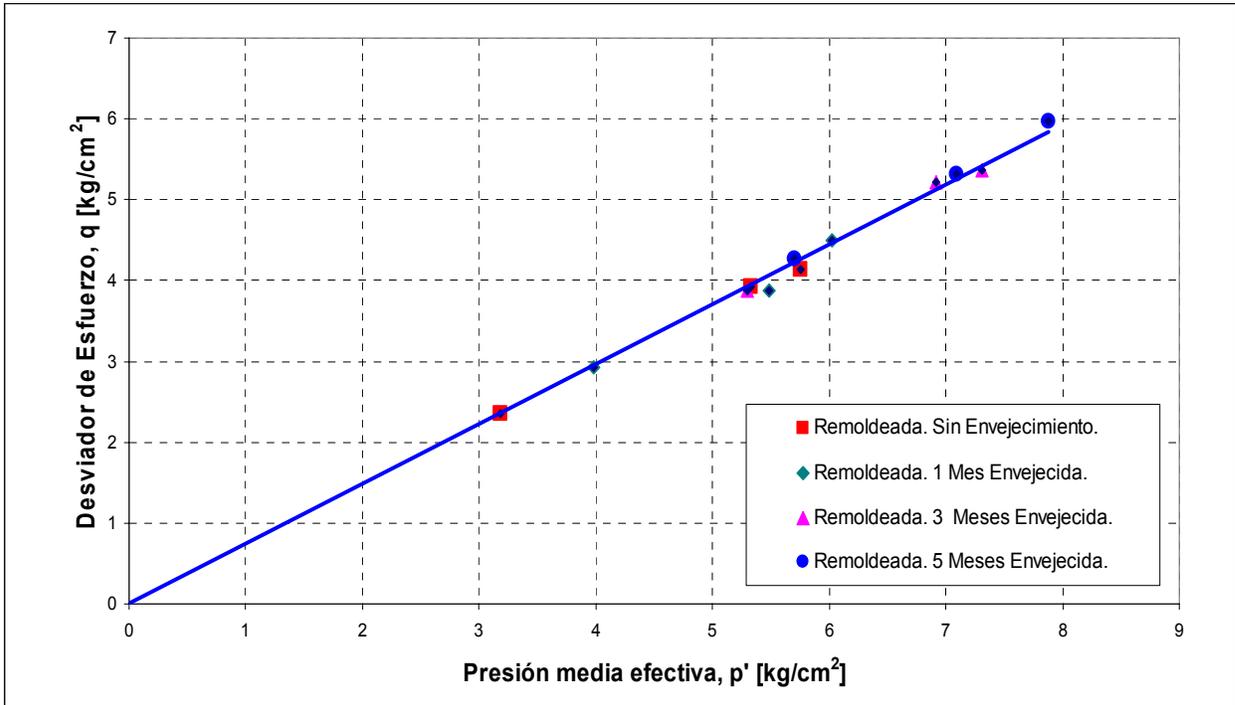


Fig.6. 2: Gráfico comparativo Línea de Estado Último para probetas remoldeadas con 0, 1, 3 y 5 meses de envejecimiento.

Otro resultado importante de destacar es que las probetas remoldeadas con 0, 1, 3 y 5 meses de envejecimiento en laboratorio logran una resistencia no-drenada similar para pequeñas deformaciones como se indica en la Fig. 5.16.

Asimismo las LEU son prácticamente iguales, lo que se puede esperar debido al nivel de deformaciones unitarias necesarias para llegar a dicho estado.

De los gráficos Δu versus ϵ se observa que las probetas remoldeadas con 5 meses de envejecimiento en laboratorio logran mayor dilatancia que las probetas remoldeadas con menor envejecimiento, lo cual se debe a la influencia de la densidad relativa, la cuál provoca el comportamiento dilatante.

- **Arena extraída a 1.4 [m] de profundidad:**

De los resultados obtenidos se muestra, en la Fig. 6.3, un gráfico comparativo de las LEU para la arena con envejecimiento de 0 y 3 meses.

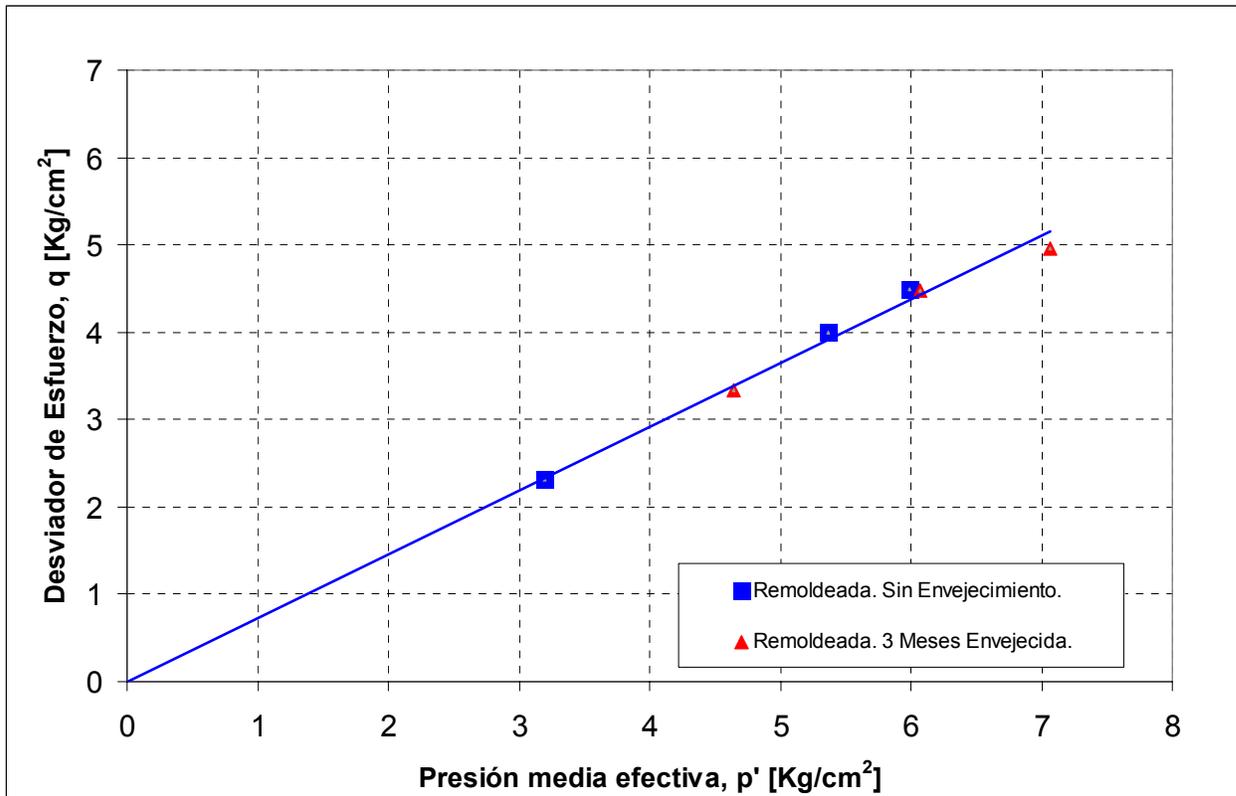


Fig.6. 3: Gráfico comparativo Línea de Estado Último para probetas remoldeadas con 0 y 3 meses de envejecimiento.

Otro resultado importante de destacar es que las probetas remoldeadas con 0 y 3 meses de envejecimiento en laboratorio logran una resistencia no-drenada similar para pequeñas deformaciones, como se indica en la Fig. 5.22.

Asimismo las LEU son prácticamente iguales, lo que se puede esperar debido al nivel de deformaciones unitarias necesarias para llegar a dicho estado.

De los gráficos Δu versus ϵ se observa que las probetas remoldeadas con 3 meses de envejecimiento en laboratorio logran mayor dilatancia que las probetas remoldeadas sin envejecimiento, lo que se debe a la densidad relativa.

- **Arena extraída a 2.5 [m] de profundidad:**

De los resultados obtenidos para la arena extraída de una cota de 2.5 [m] se muestra, en la Fig. 6.4, un gráfico comparativo de las LEU para la arena con envejecimiento de 0 y 5 meses.

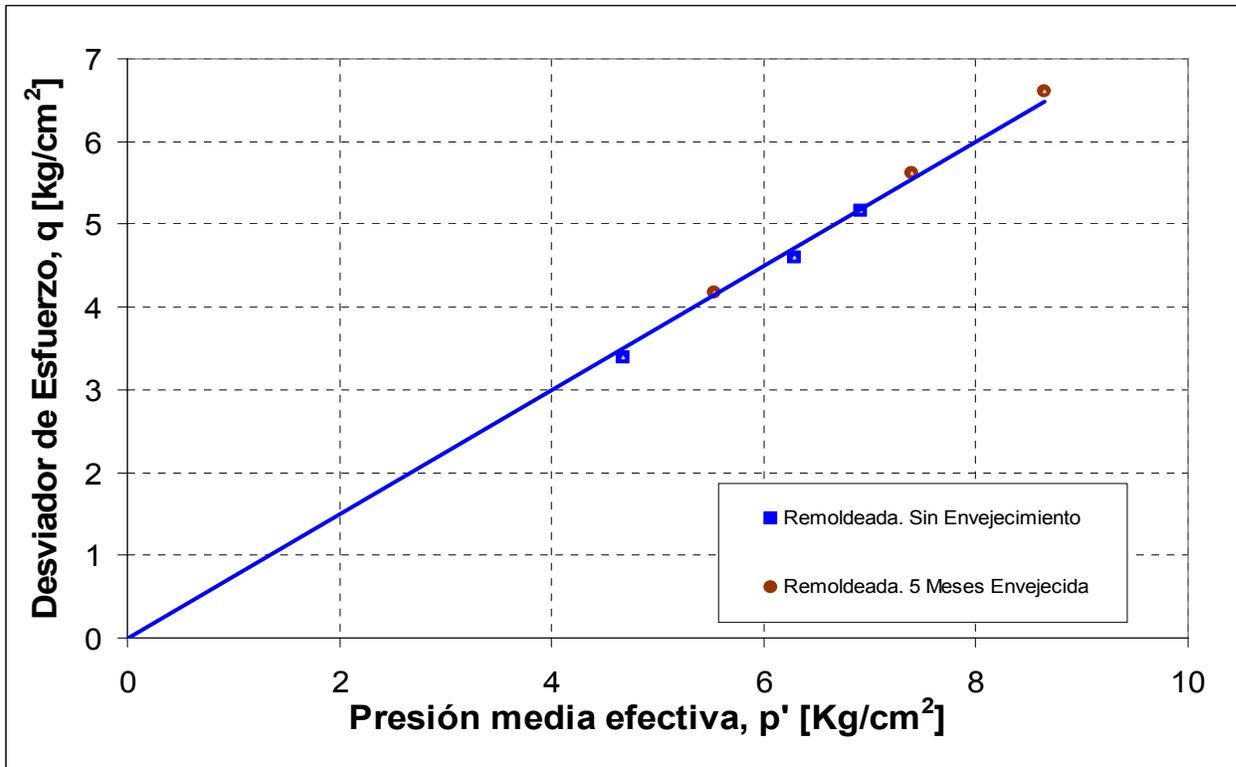


Fig.6. 4: Gráfico comparativo Línea de Estado Última para probetas remoldeadas con 0 y 5 meses de envejecimiento.

Del mismo modo, como a sucedido en el análisis de las probetas anteriores es importante destacar es que las probetas remoldeadas con 0 y 5 meses de envejecimiento en laboratorio logran una resistencia no-drenada similar para pequeñas deformaciones, como se indica en la Fig. 5.28.

Asimismo las LEU son prácticamente iguales, lo que se puede esperar debido al nivel de deformaciones unitarias necesarias para llegar a dicho estado.

De los gráficos Δu versus ϵ se observa que las probetas remoldeadas con 5 meses de envejecimiento en laboratorio logran mayor dilatancia que las probetas remoldeadas sin envejecimiento producto de la densidad relativa.

Finalmente, en la Fig. 6.5 se muestra que las probetas remoldeadas con un contenido de finos de 18%, envejecimiento de 5 meses en laboratorio y con una densidad relativa final promedio del 72.9%, en comparación con muestras inalteradas con igual contenido de fino, envejecimiento de 5 meses en terreno y con una densidad relativa final promedio del 71.23%, presenta aproximadamente el mismo módulo de deformación.

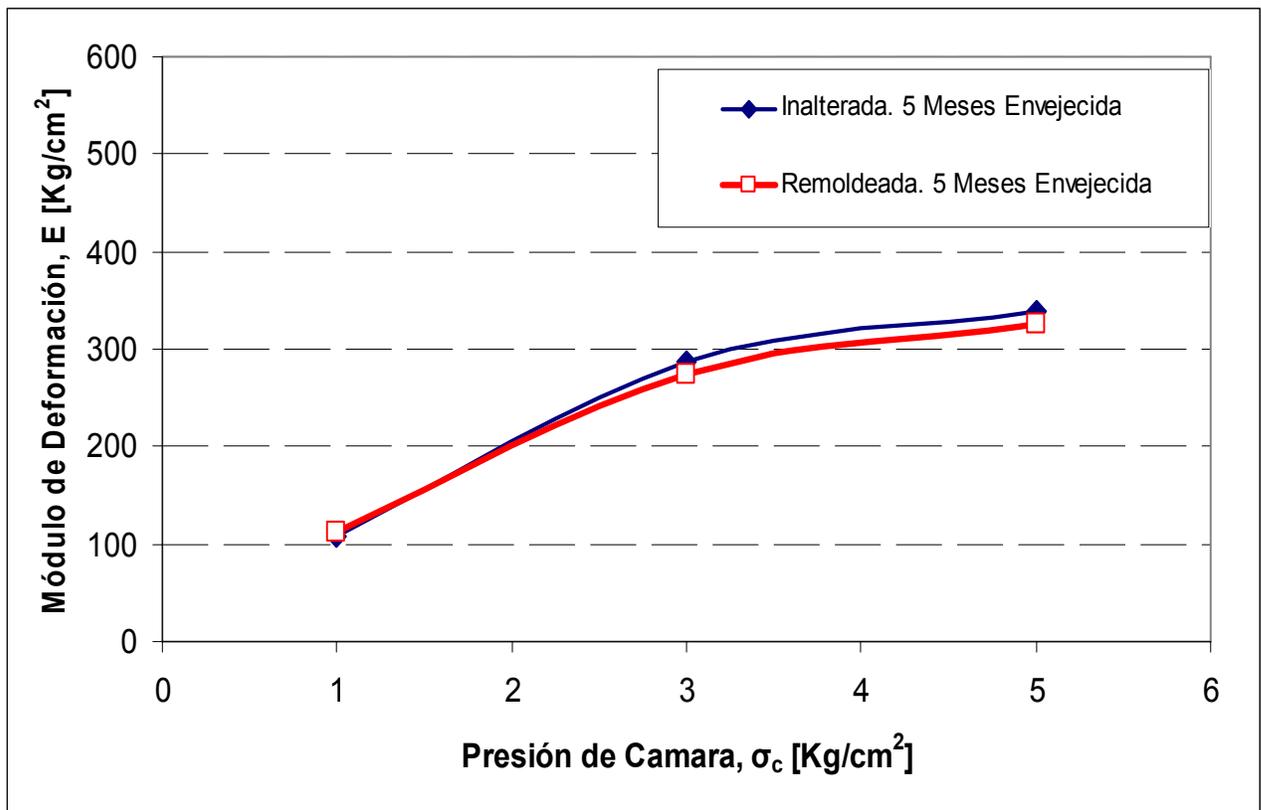


Fig.6. 5: Variación del Módulo de Deformación entre muestras inalteradas y probetas remoldeadas.

6.2.- Ensayos triaxiales cíclicos.

De los ensayos triaxiales cíclicos se puede destacar que tanto para las muestras inalteradas como para probetas remoldeadas ensayadas, que fueron densas, estas respondieron deformándose más en extensión que en compresión, producto del propio comportamiento de los especímenes ensayados.

6.2.1.- Ensayos muestras inalteradas.

Analizados los resultados que se muestra en la Fig. 6.6 se observa que las muestras inalteradas extraídas de una cota de 0.3 metros, presentan una mayor resistencia cíclica que probetas remoldeadas, densas, y con similar tiempo de envejecimiento. Lo que es ocasionado principalmente por la diferencia de densidades relativas entre las muestras inalteradas y las probetas remoldeadas.

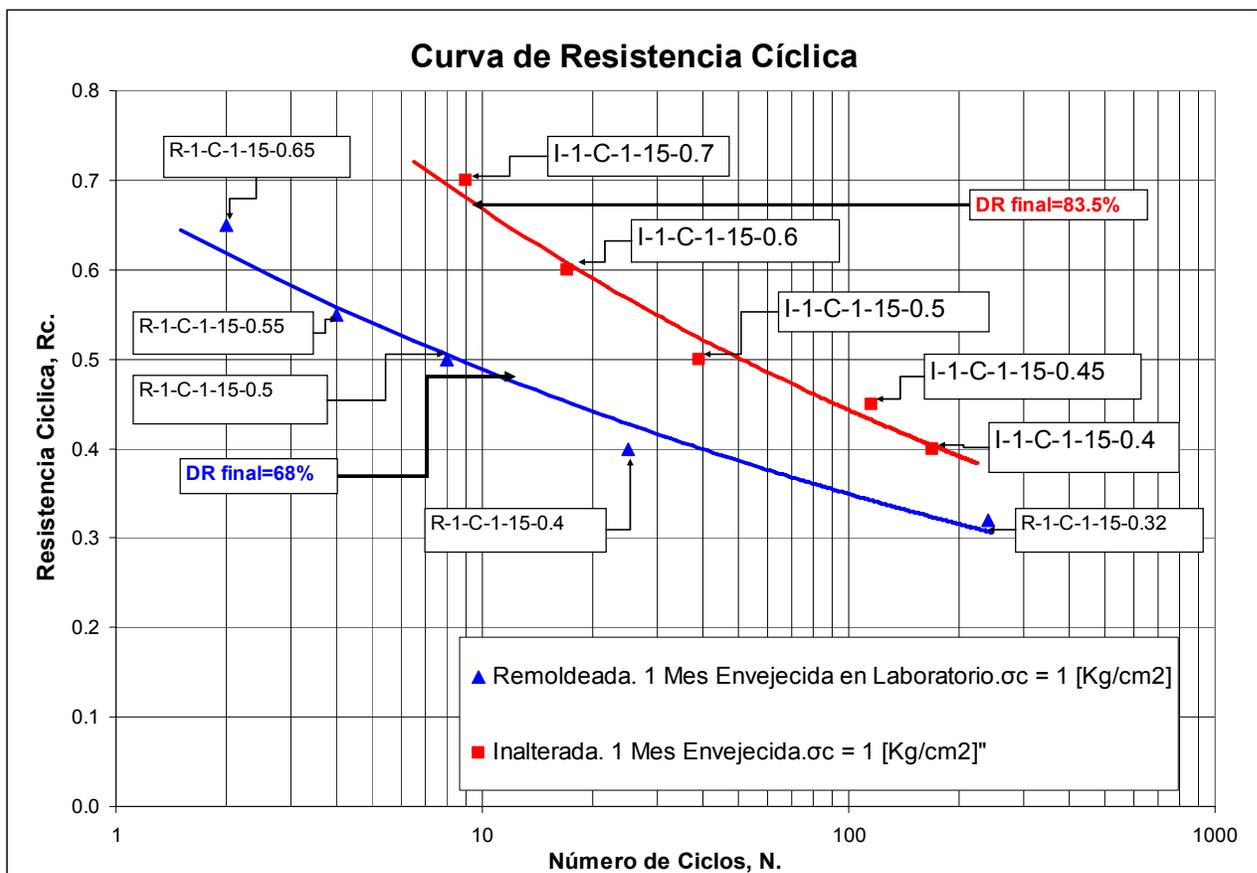


Fig.6. 6: Variación de los números de ciclos para diferentes Razón Cíclica en probetas remoldeadas y muestras inalteradas con 1 meses de envejecimiento.

Asimismo, en la Fig. 6.7 se muestra que las probetas remoldeadas con un contenido de finos de 18%, envejecimiento de 5 meses en laboratorio y con una densidad final promedio del 67.39%, en comparación con muestras inalteradas con igual contenido de fino, envejecimiento de 5 meses en terreno y con una densidad final promedio del 69.05%, presenta mayor resistencia cíclica.

Esto claramente muestra que para condiciones similares el proceso de envejecimiento es más rápido en laboratorio que en condiciones naturales de terreno, lo cual, se puede deber al proceso de oxidación que van sufriendo las probetas en laboratorio y se visualiza con el cambio de color de la arena (Cambio de gris a color Cobre), como se muestra en la Fig. 6.8.

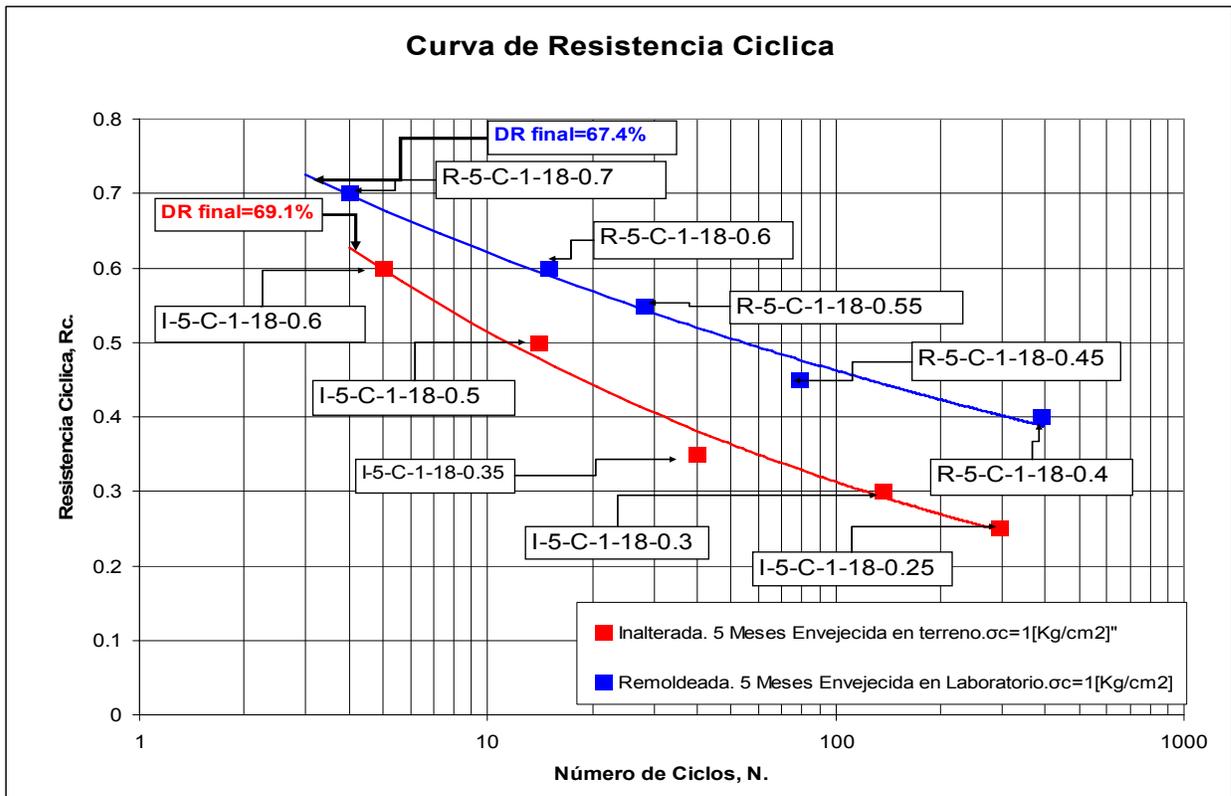


Fig.6. 7: Variación de los números de ciclos para diferentes Razón Cíclica en probetas remoldeadas y muestras inalteradas con 5 meses de envejecimiento.



Fig.6. 8: Proceso de Oxidación que causa el envejecimiento en laboratorio.

6.2.2.- Ensayos probetas remoldeadas.

De los resultados obtenidos para probetas remoldeadas se destaca el aumento de la resistencia cíclica a medida que las probetas envejecen en el laboratorio, esto se puede ver en las Figs. 5.42 y 5.43.

6.2.2.1.- Ensayos probetas envejecidas en laboratorio.

De los resultados observados en las Figs. 5.42 y 5.43 se aprecia que el efecto envejecimiento se presenta rápidamente, y a su vez es posible comparar dichas probetas, pues presentan similar contenido de fino, similar densidad relativa y similar humedad, siendo el único factor variable el tiempo.

Utilizando el criterio empleado por Garcés (Ref. 10), podemos establecer una razón de resistencia cíclicas para probetas remoldeadas, entre la resistencia cíclica de

las probetas sin envejecimiento y las probetas envejecidas, para la arena extraída de una cota de 0.3 [m] y con un contenido de finos del 15%. En la Tabla 6.1 se muestra los valores obtenidos con la razón de tensiones que induce un 5% de deformación en 20 ciclos.

Tabla 6. 1: Resistencia Cíclica versus Edad para arena envejecida en laboratorio.

Edad [Meses]	Resistencia Cíclica Rc	Razón de Resistencia Cíclica Remoldeada Rce
5	0.485	1.2
1	0.441	1.1
0	0.401	1.0

En la Fig. 6.9 se ha graficado la Edad versus la Razón de Resistencias cíclicas para arena envejecida en laboratorio.

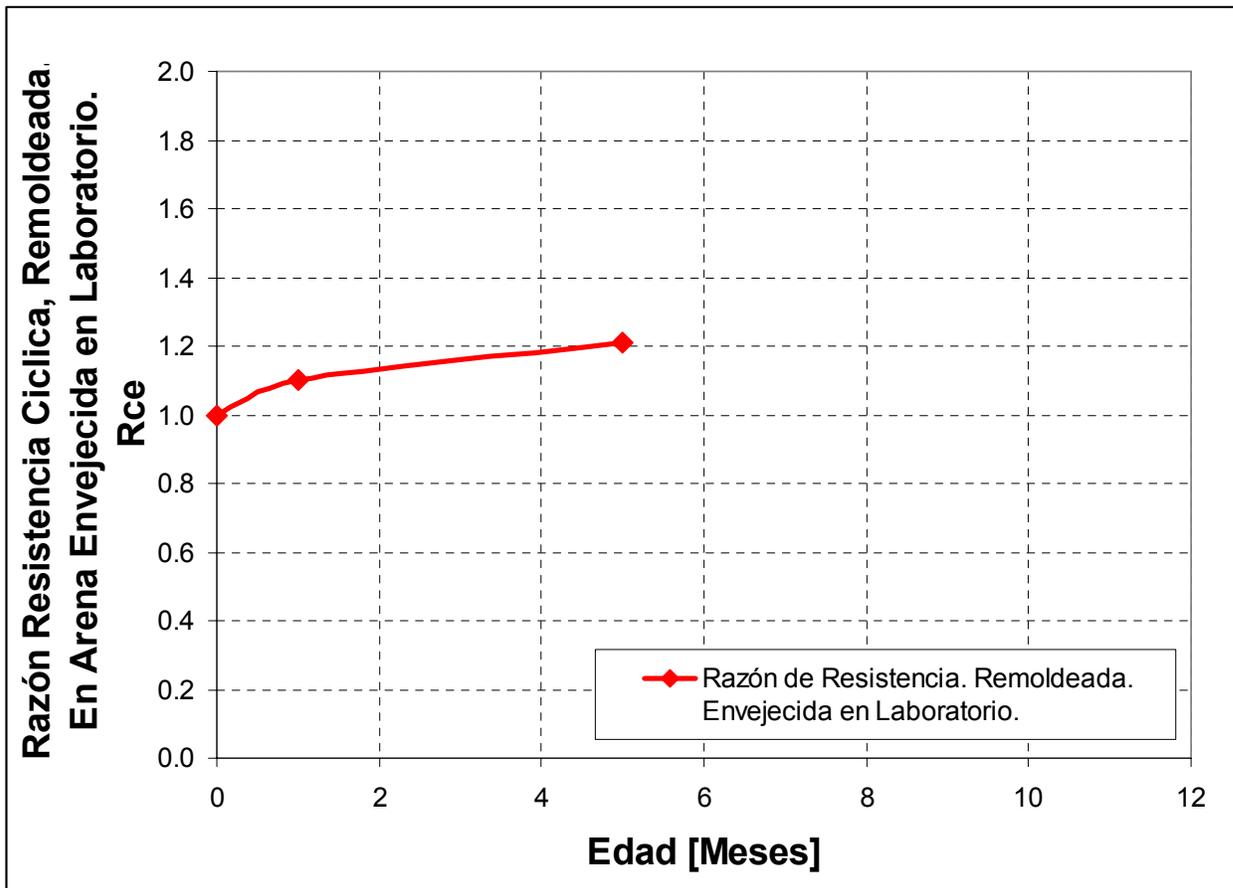


Fig.6. 9: Resistencia Cíclica versus Edad. Arena con CF = 15%. Envejecida en laboratorio.

Del mismo modo podemos establecer una razón de resistencia cíclicas para probetas remoldeadas para la arena extraída de una cota de 2.5 [m] y con un contenido de finos del 18%. En la Tabla 6.2 se muestra los valores obtenidos con la razón de tensiones que induce un 5% de deformación en 20 ciclos.

Tabla 6. 2: Resistencia Cíclica versus Edad para arena envejecida en laboratorio.

Edad [Meses]	Resistencia Cíclica Rc	Razón de Resistencia Cíclica Remoldeada Rce
5	0.571	1.2
0	0.490	1.0

En la Fig. 6.10 se ha graficado la Edad versus la Razón de Resistencias cíclicas para arena envejecida en laboratorio.

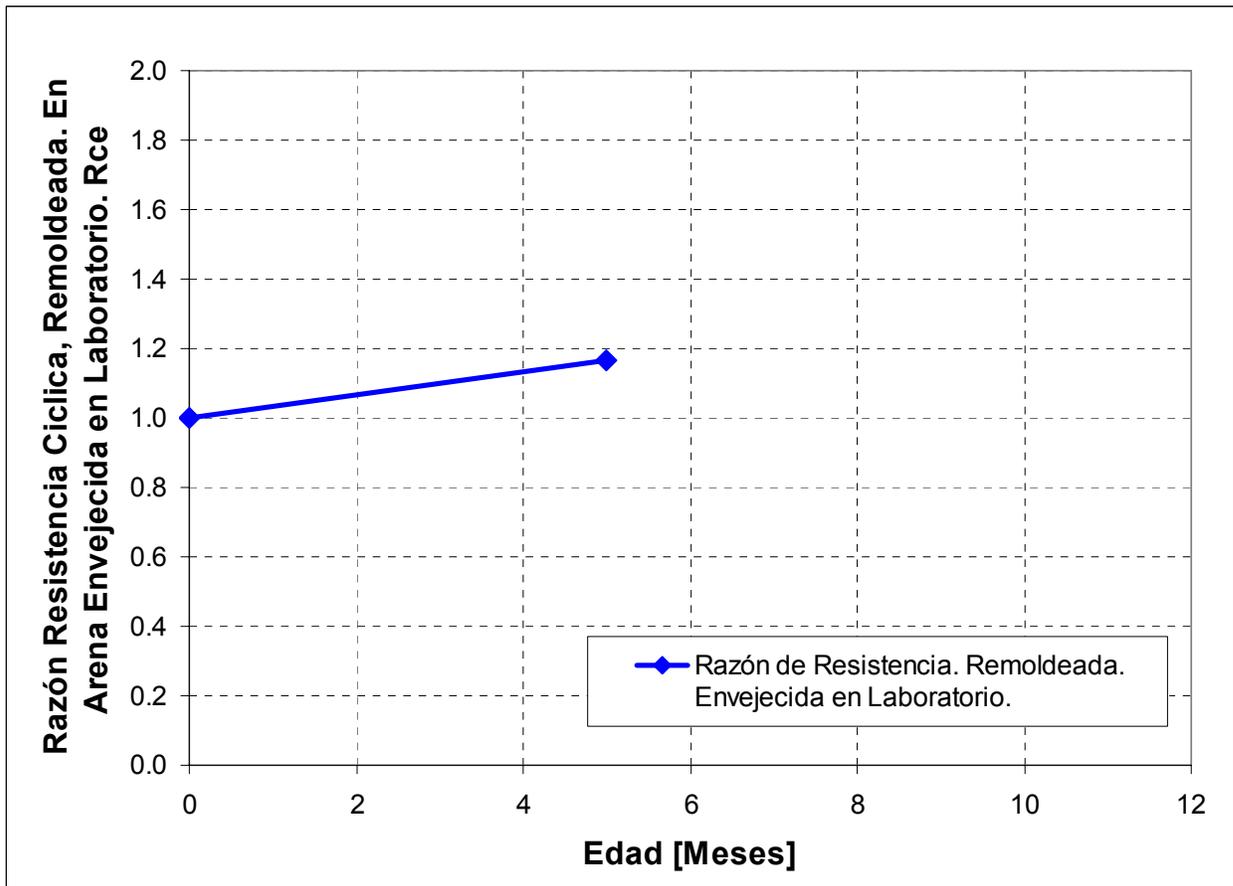


Fig.6. 10: Resistencia Cíclica versus Edad. Arena con CF = 18%. Envejecida en laboratorio.

Si bien falta un tercer punto para definir de mejor manera la forma de curva se puede decir que el comportamiento de las razones de resistencia tiene concordancia con lo esperado en relación al estudio realizado por Troncoso et al (Ref. 39) y Garcés (Ref. 10).

En el trabajo realizado por Mulilis (Ref. 38) en el año 1978 se muestra que la razón de resistencia cíclica disminuye con el incremento de la presión de confinamiento y además se detalla que la magnitud del decremento depende también de la densidad relativa. En la Fig. 6.11 se muestra lo propuesto por Mulilis y además se agregan los resultados obtenidos para las muestras con 1 y 5 meses de envejecimiento que presentan una densidad relativa de 81.6% y 70.1% respectivamente.

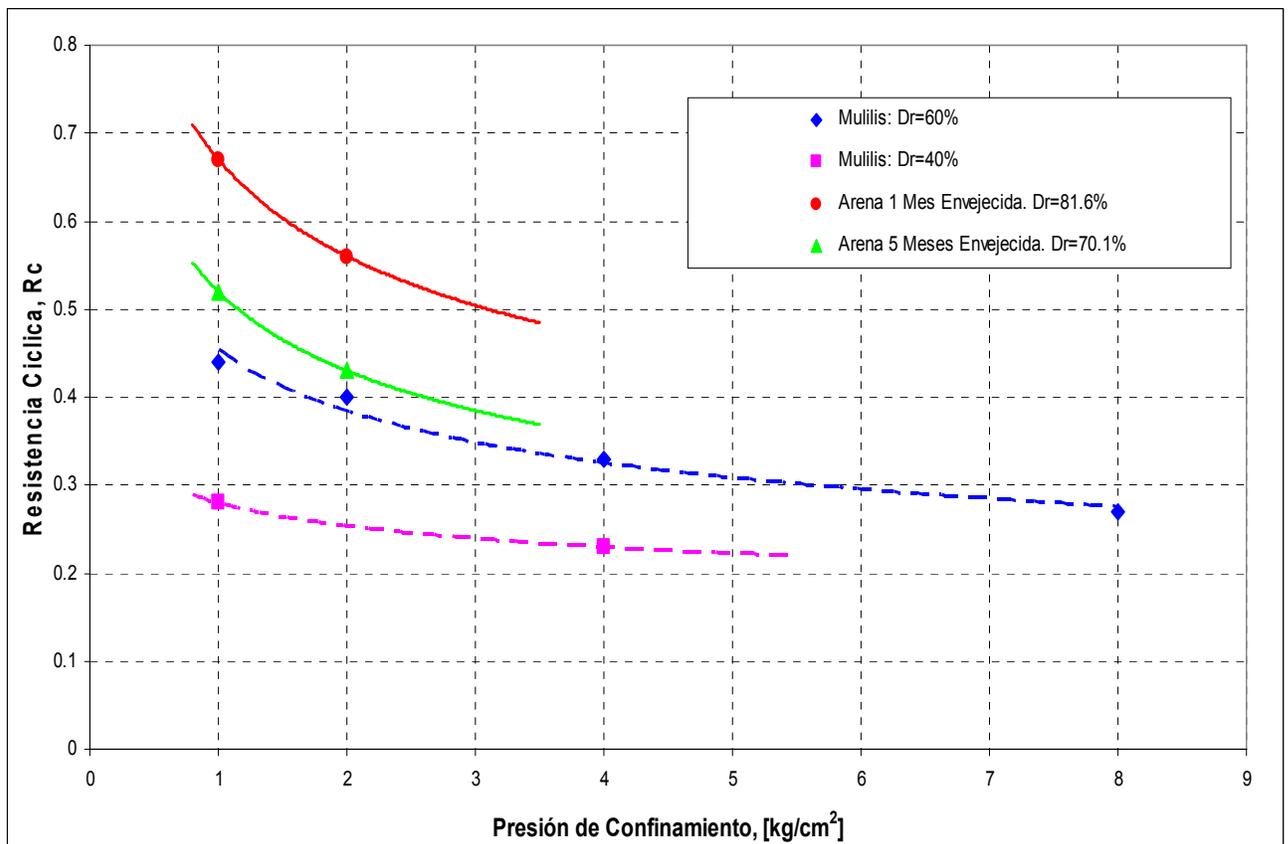


Fig.6. 11: Razón de tensión cíclica a 10 ciclos versus presión de confinamiento.

CAPITULO 7: CONCLUSIONES

Los efectos de envejecimiento en suelos han sido observados en el pasado en obras de tierra construidas por el hombre. Estos efectos se han relacionado con aumentos en la resistencia al corte y rigidez del suelo con el tiempo, debido esencialmente a los mejoramientos observados en el comportamiento estático y dinámico de depósitos de suelos artificiales tales como presas de relaves.

A partir de los resultados de ensayos triaxiales estáticos y cíclicos, realizados en probetas inalteradas y remoldeadas de arena de relaves extraída del embalse Ovejería, se puede concluir.

1.- De los ensayos triaxiales estáticos se observa que las muestras inalteradas con distintos períodos de depositación presentan una resistencia no drenada similar. Asimismo este comportamiento se presenta en probetas remoldeadas con distintos períodos de envejecimiento en laboratorio. Lo que muestra que no existe una influencia clara del tiempo en el comportamiento a grandes deformaciones necesarias para alcanzar la resistencia última.

2.- Muestras inalteradas y probetas remoldeadas con similar contenido de finos, densidad relativa y período de envejecimiento presentan aproximadamente el mismo módulo de deformación. Por lo tanto, la influencia del envejecimiento en el módulo de deformación estático es equivalente en muestras inalteradas y en probetas remoldeadas.

3.- Muestras inalteradas con mayor período de depositación en terreno presentan mayor rigidez que las muestras con menor período de depositación producto del efecto envejecimiento.

4.- De los resultados de ensayos triaxiales cíclicos obtenidos en las probetas remoldeadas que fueron envejecidas en laboratorio, se puede observar que la arena ensayada presenta un importante incremento de la resistencia cíclica con la edad.

5.- Probetas remoldeadas y muestras inalteradas con igual contenido de finos y densidad relativa, muestran una mayor influencia de envejecimiento sobre la resistencia cíclica en las probetas remoldeadas.

6.- En función de las probetas remoldeadas envejecidas en laboratorio es posible corroborar que el efecto envejecimiento se presenta en forma importante en los primeros períodos de depositación (corto plazo) y disminuye su efecto con el tiempo. Esto concuerda con trabajos anteriores sobre aumento de resistencia cíclica por envejecimiento en arenas de relave.

7.- Finalmente observando los resultados obtenidos para el análisis dinámico de muestras inalteradas a distintas presiones de confinamiento se ratifica que a mayor presión de confinamiento la resistencia cíclica disminuye. Con una tendencia similar a la observada en estudios anteriores.

CAPITULO 8: RECOMENDACIONES

Continuando con la línea de investigación, se recomienda:

- Estudiar el efecto envejecimiento en el comportamiento de arenas de relaves, bajo la utilización de ensayos triaxiales Drenados para poder analizar la influencia del tiempo en la resistencia peak y así comparar con la resistencia última.
- Evaluar como los cambios químicos influyen en la resistencia estática y dinámica en una presa de relaves para depositaciones de distintas edades. De manera de evaluar la forma en que los cambios químicos influyen en el aumento de la resistencia con el tiempo.
- Prolongar el estudio del efecto envejecimiento en laboratorio dejando envejecer muestras por períodos más extensos. Considerando muestras secas, y sumergidas en agua para así imitar las condiciones naturales de las presas de relave.
- Tomar nuevas muestras inalteradas del tranque de relaves del mismo nudo para poder determinar con precisión si el proceso de envejecimiento es mayor o más rápido en probetas remoldeadas en laboratorio o en muestras inalteradas en terreno.

CAPITULO 9: REFERENCIAS

- 1.- Bowles, J.E., "Manual de Laboratorio de suelos en Ingeniería Civil" Laboratorio de Sólidos y Medios Particulados, pp.47-59.

- 2.- Casagrande, A. (1975). "Liquefaction and cyclic deformation of sand - A critical review", Fifth Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Buenos Aires, Argentina.

- 3.- 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.

- 4.- Chien, L., Oh, Y. and Chang, C. (2002). "Effects of fines contents on liquefaction strength and dynamics settlement of reclaimed soil", Canadian Geotechnical Journal, Vol. 39, No. 1, pp. 254-265.

- 5.- Codelco Chile, División Andina (1998). "Manual de Operaciones Sistema de Clasificación, Disposición de Relaves y Crecimiento del Muro. Ingeniería de Terreno y Apoyo a la Puesta en Marcha Proyecto Relaves al Valle".

- 6.- 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.

- 7.- Dobry, R. and Álvarez, L. (1967). "Seismic failures on Chilean tailings dams", Journal of the Soil and Foundation Division, ASCE, Vol. 93, No. 6, pp. 237-260.

- 8.- Fei, H. (1991). "The characteristics of liquefaction of silt soil", Soils Dynamics and Earthquake Engineering V, Computational Mechanics Publications, Southampton, pp. 293-302.

- 9.- Frost, J.D., and Park, J.Y. (2003) "A Critical Assessment of the Moist Compaction Technique" *Journal of Geotechnical Testing*, Vol. 26, N° 1, March, pp. 1-14.
- 10.- Garcés, E. (2000), "Efecto de envejecimiento en las propiedades físicas de suelos" Tesis para optar al Título de Magíster en Ciencias de la Ingeniería. Pontificia Universidad Católica de Chile. Escuela de Ingeniería.
- 11.- Ishihara, K., Troncoso, J., Kawase, Y. and Takahashi, Y. (1980). "Cyclic strength characteristics of tailings materials". *Soils and Foundation*, Vol. 20, No. 4, pp. 127-142.
- 12.- 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.
- 13.- Ishihara, K. and Koseki, J. (1989). "Discussion on the cyclic shear strength of fines containing sands", *Earthquakes Geotechnical Engineering, Proceedings of the 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Rio de Janeiro, Brazil, pp. 101-106.
- 14.- Ishihara, K. (1993). "Liquefaction and flow failure during earthquakes". The 33rd Rankine Lecture, *Geotechnique*, Vol. 43, No. 3, pp. 351-415.
- 15.- Joshi, R.C, Achari, G. Kanaraj, S. R. and Wijjeweera, H. (1995). "Effect of Aging on the Penetration on the Resistance of Sands" *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 32, No. 5, pp. 767-782.
- 16.- Koester, J. (1994). "The influence of fine type and content on cyclic strength", *Ground Failures Under Seismic Conditions, Geotechnical Special Publication*, No. 44, ASCE, pp.17-33.
- 17.- Ladd, R.S. (1974). *Journal of Geotechnical Engineering Division, American Society of Civil Engineers*, Vol. 100, No. GT10, pp. 1180-1184.

- 18.- Ladd, R.S. (1978). "Preparing Test Specimens Using Undercompaction", Geotechnical Testing Journal, CTJODJ, Vol. 1, No. 1, pp. 16-23.
- 19.- Lee, K.L. and Seed, H.B. (1967). "Cyclic stress conditions causing liquefaction of sand", Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 93, No. SM1, pp. 47-70.
- 20.- Mitchell, J.K., and Solymar, Z. V. (1984). "Time-dependent strength gain in freshly deposited or densified sand.", Journal Geotechnical Engineering, American Society of Civil Engineers, Vol. 110, Vol. 11, pp. 1559-1576.
- 21.- Mora, F. (2001). "Estado último y movilidad cíclica en arenas de relaves". Memoria para optar al título de Ingeniero Civil. Universidad de Chile, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas.
- 22.- Mori, K., Seed, H.B. and Chan, C.K. (1978), "Influence of Simple Disturbance on Sand Liquefaction Characteristics," Journal of American Society of Civil Engineers, Vol. 104, GT. 3, pp. 323-339.
- 23.- Mulilis, J.P. (1975). "The effects of method of simple preparation on the cyclic stress-strain behavior of sands". EERC Report 75-18, College of Engineering University of California, Berkeley.
- 24.- 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.
- 25.- Okashi, Y. (1970). "Effects of sand compaction on liquefaction during Tokachioki Earthquake". Soils and Foundations, JSSMFE, Vol. 10, No. 2, pp. 112-128.
- 26.- Okusa, S., Anma, S. and Maikuma, H. (1980). "Liquefaction of mine tailings in the 1978 Izu-Oshima-Kinkai Earthquake, Central Japan". Proceeding of the Seventh World Conference on Earthquake Engineering, Istanbul, Turkey, Vol. 3, pp. 89-96.

27.- Pino, J. (1999). "Caracterización geomecánica de los suelos cohesivos mediante ensayos triaxiales estáticos y cíclicos". Memoria para optar al título de Ingeniero Civil. Universidad de Chile, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas.

28.- Polito, C. (1999). "The effects 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 partial fulfillment of the requirements for the degree of Doctor of Philosophy in Civil Engineering.

29.- Poulos, S.J. (1988). "Liquefaction and related phenomena" Advance dam engineering for design, construction, and rehabilitation, pp. 256-320, Edited R.B. Jansen, Van Nostrand Reinhold, New York.

30.- Retamal, W. (2005) "Efecto fabrica en el comportamiento cíclico de arenas de relave". Memoria para optar al título de Ingeniero Civil. Universidad de Chile, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas.

31.- Sánchez, J. (2002). "Resistencia última no drenada en arenas: Estado inicial del suelo y correlación con estado último mediante la velocidad de ondas de corte". Memoria para optar al título de Ingeniero Civil. Universidad de Chile, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas.

32.- Saragoni, G. R. (1996). "Seismic risk evaluation for design of large dams in Chile". Chilean National Committee on Large Dams. Santiago, Chile, 1996. pp. 103-127.

33.- Seed, B. and Lee, K. (1966). "Liquefaction of saturated sands during cyclic loading", JSMFD, ASCE, Vol. 92, No. SM&, pp.105-134.

34.- Seed, H., Idriss, I. and Arango, I. (1983). "Evaluation of liquefaction potential using field performance data", Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 109, No. 3, pp. 458-482.

- 35.- Thevanayagam, S. (1998). "Effect of fines and confining stress on undrained shear strength of silty sands". Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 124, No. 6, pp. 479-491.
- 36.- Tokimatsu, K. and Yoshimi, Y. (1983). "Empirical correlation of soil liquefaction based on STP N-Value and fines content". Soils and Foundations, JSSMFE, Vol. 23, No 4, pp. 56-74.
- 37.- Townsed, F.C., (1978). "A review of factors affecting cyclic triaxial tests". Dynamic Geotechnical Testing, ASTM STP 654, American Society for Testing and Materials, pp. 356-383.
- 38.- Townsed, F.C., Mulilis, J. (1978). "Liquefaction potential of sands under static and cyclic loading", U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station, Corps of engineers, Vicksburg.
- 39.- 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.
- 40.-Troncoso, J. H., Jiménez, C. (1991). "Efecto de la Razón de Sobreconsolidación en la Resistencia Cíclica de Arenas de Relaves". Revista Apuntes de Ingeniería, N° 43, Ediciones Universidad Católica de Chile.
- 41.- Troncoso, J. (1992). "Fundamentos de ingeniería geotécnica antisísmica" Ediciones Universidad Católica de Chile.
- 42.- Troncoso, J. (2002). "Seminario relaves en pasta y espesados".
- 43.- Verdugo, R. (1983). "Influencia del porcentaje de finos en la resistencia cíclica de arenas de relaves". Memoria para optar al título de Ingeniero Civil. Pontificia Universidad Católica de Chile. Departamento de Ingeniería Estructural.

- 44.- 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.
- 45.- 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.
- 46.- Verdugo, R. and Ishihara, K. (1996). "The steady state of sandy soils". Soils and Foundations. Vol. 36, No. 2, pp. 81-91.
- 47.- Verdugo, R. (1998). "Licuación de suelos no-cohesivos" Mecánica de Suelos Avanzada, Chile.
- 48.- 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.
- 49.- Welkner, P. (1989) "Nuevas técnicas de disposición de relaves". 2º Congreso Chileno de Ingeniería Geotécnica Antisísmica. Vol. 2 pp. IV. 19-IV.39.
- 50.- 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.

ANEXO A:
Registros Topográficos de Toma de Muestras

En este anexo se adjuntan las tablas de los registros topográficos entregados por la empresa encargada del control y depositación de relave en el Tranque Ovejera. Asimismo se muestra en la Fig. A.1 la zona de extracción, con las respectivas cotas de nivel, entregadas en los registros antes mencionados.

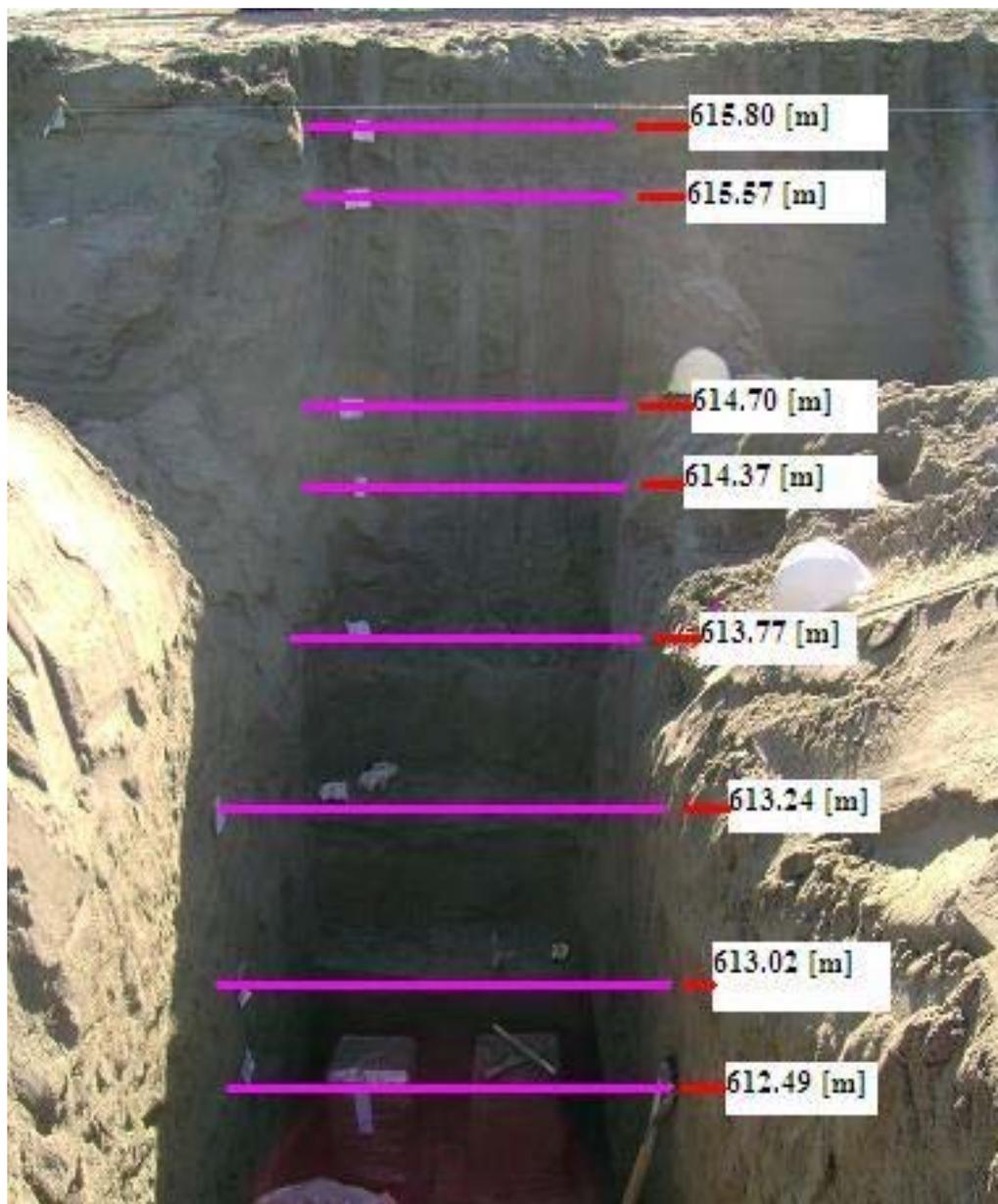


Fig. A.1: Zona y cotas de extracción de muestras en terreno.

ANEXO B:
Ensayos Triaxiales Estáticos

En este anexo se adjuntan las tablas y gráficos obtenidos de los ensayos realizados en probetas remoldeadas con distintos períodos de envejecimiento y muestras inalteradas extraídas de acuerdo a los registros topográficos (Anexo A) y mostradas en la Fig. 4.3. Los antecedentes entregados son:

- Tabla resumen del ensayo.
- Gráfico Esfuerzo de Corte vs. Deformación Unitaria.
- Gráfico Esfuerzo de Corte vs. Presión Media Efectiva.
- Gráfico Variación de Presión de Poros vs. Deformación Unitaria.
- Gráfico Ángulo de Fricción Interna Movilizado vs. Deformación Unitaria.

Los ensayos realizados fueron:

Código ensayo	Tabla en Anexo B	Probeta	C.F [%]	Aging [meses]	e_c	p' [kg/cm ²]	q [kg/cm ²]
I-1-E-1-15	B.1	Inalterada	15.2	1	0.53	6.26	5.36
I-1-E-3-15	B.2	Inalterada	15.2	1	0.58	8.92	6.68
I-1-E-5-15	B.3	Inalterada	15.2	1	0.58	11.96	8.98
I-3-E-1-15	B.4	Inalterada	15.3	3	0.71	5.22	3.81
I-3-E-3-15	B.5	Inalterada	15.3	3	0.70	6.15	4.63
I-3-E-5-15	B.6	Inalterada	15.3	3	0.66	8.63	6.4
I-5-E-1-18	B.7	Inalterada	18.2	5	0.67	3.12	2.31
I-5-E-3-18	B.8	Inalterada	18.2	5	0.71	4.05	2.91
I-5-E-5-18	B.9	Inalterada	18.2	5	0.68	5.79	4.16
R-0-E-1-15*	B.10	Remoldeada	15.2	0	0.70	3.18	2.35
R-0-E-3-15*	B.11	Remoldeada	15.2	0	0.69	5.33	3.93
R-0-E-5-15*	B.12	Remoldeada	15.2	0	0.69	5.75	4.13
R-0-E-1-15**	B.13	Remoldeada	15.3	0	0.69	3.20	2.31
R-0-E-3-15**	B.14	Remoldeada	15.3	0	0.68	5.37	4.00
R-0-E-5-15**	B.15	Remoldeada	15.3	0	0.68	5.99	4.49
R-0-E-1-18	B.16	Remoldeada	18.2	0	0.70	4.67	3.39
R-0-E-3-18	B.17	Remoldeada	18.2	0	0.70	6.29	4.60
R-0-E-5-18	B.18	Remoldeada	18.2	0	0.69	6.92	5.16
R-1-E-1-15	B.19	Remoldeada	15.2	1	0.70	3.98	2.92

Código ensayo	Tabla en Anexo B	Probeta	C.F [%]	Aging [meses]	e_c	p' [kg/cm²]	q [kg/cm²]
R-1-E-3-15	B.20	Remoldeada	15.2	1	0.70	5.49	3.88
R-1-E-5-15	B.21	Remoldeada	15.2	1	0.69	6.02	4.49
R-3-E-1-15**	B.22	Remoldeada	15.3	3	0.69	4.64	3.34
R-3-E-3-15**	B.23	Remoldeada	15.3	3	0.67	6.07	4.48
R-3-E-5-15**	B.24	Remoldeada	15.3	3	0.66	7.07	4.95
R-5-E-1-18	B.25	Remoldeada	18.2	5	0.69	5.54	4.17
R-5-E-3-18	B.26	Remoldeada	18.2	5	0.67	7.40	5.62
R-5-E-5-18	B.27	Remoldeada	18.2	5	0.67	8.64	6.60
R-3-E-1-15*	B.28	Remoldeada	15.2	3	0.67	5.3	3.87
R-3-E-3-15*	B.29	Remoldeada	15.2	3	0.67	6.92	5.21
R-3-E-5-15*	B.30	Remoldeada	15.2	3	0.66	7.31	5.37
R-5-E-1-15	B.31	Remoldeada	15.2	5	0.69	5.7	4.27
R-5-E-3-15	B.32	Remoldeada	15.2	5	0.68	7.09	5.31
R-5-E-5-15	B.33	Remoldeada	15.2	5	0.65	7.88	5.97

ANEXO C:
Ensayos Triaxiales Cíclicos

En este anexo se adjuntan las tablas con antecedentes básicos y gráficos obtenidos de los ensayos realizados en muestras inalteradas y probetas remoldeadas con y sin envejecimiento, para distintas razones cíclicas. Los antecedentes entregados son:

- Gráfico Deformación Unitaria vs. Tiempo.
- Gráfico Esfuerzo Desviador Cíclico vs. Tiempo.
- Gráfico Variación de Presión de Poros vs. Tiempo.

Los ensayos realizados fueron:

Código Ensayo	Nº Probeta	Probeta	Aging [meses]	C.F [%]	N	Rc	σ_0 [Kg/cm ²]	Dr _{final} [%]	e _c
I-1-C-1-15-0.4	1	Inalterada	1	15	169	0.40	1.0	86.69	0.59
I-1-C-1-15-0.45	2	Inalterada	1	15	115	0.45	1.0	85.24	0.60
I-1-C-1-15-0.5	3	Inalterada	1	15	39	0.50	1.0	85.55	0.60
I-1-C-1-15-0.6	4	Inalterada	1	15	17	0.60	1.0	79.90	0.63
I-1-C-1-15-0.7	5	Inalterada	1	15	9	0.70	1.0	80.13	0.63
I-5-C-1-18-0.6	6	Inalterada	5	18	5	0.60	1.0	57.31	0.78
I-5-C-1-18-0.5	7	Inalterada	5	18	14	0.50	1.0	74.11	0.67
I-5-C-1-18-0.35	8	Inalterada	5	18	40	0.35	1.0	74.44	0.67
I-5-C-1-18-0.3	9	Inalterada	5	18	137	0.30	1.0	67.60	0.71
I-5-C-1-18-0.25	10	Inalterada	5	18	296	0.25	1.0	71.82	0.69
R-0-C-1-15-0.25	11	Remoldeada	0	15	303	0.25	1.0	62.98	0.73
R-0-C-1-15-0.3	12	Remoldeada	0	15	180	0.30	1.0	68.65	0.70
R-0-C-1-15-0.35	13	Remoldeada	0	15	39	0.35	1.0	70.74	0.69
R-0-C-1-15-0.4	14	Remoldeada	0	15	15	0.40	1.0	71.14	0.68
R-0-C-1-15-0.5	15	Remoldeada	0	15	7	0.50	1.0	71.29	0.68
R-0-C-1-18-0.5	16	Remoldeada	0	18	20	0.50	1.0	70.44	0.69
R-0-C-1-18-0.6	17	Remoldeada	0	18	7	0.60	1.0	66.20	0.72
R-0-C-1-18-0.7	18	Remoldeada	0	18	3	0.70	1.0	70.43	0.69
R-0-C-1-18-0.4	19	Remoldeada	0	18	125	0.40	1.0	65.05	0.73
R-0-C-1-18-0.65	20	Remoldeada	0	18	4	0.65	1.0	70.38	0.70

Código Ensayo	Nº Probeta	Probeta	Aging [meses]	C.F [%]	N	Rc	σ_0 [Kg/cm ²]	Dr _{final} [%]	e _c
R-1-C-1-15-0.65	21	Remoldeada	1	15	2	0.65	1.0	67.04	0.71
R-1-C-1-15-0.5	22	Remoldeada	1	15	8	0.50	1.0	69.41	0.69
R-1-C-1-15-0.4	23	Remoldeada	1	15	25	0.40	1.0	64.60	0.72
R-1-C-1-15-0.32	24	Remoldeada	1	15	240	0.32	1.0	69.81	0.69
R-1-C-1-15-0.55	25	Remoldeada	1	15	4	0.55	1.0	68.99	0.70
R-5-C-1-18-0.55	26	Remoldeada	5	18	28	0.55	1.0	63.46	0.74
R-5-C-1-18-0.6	27	Remoldeada	5	18	15	0.60	1.0	66.21	0.72
R-5-C-1-18-0.7	28	Remoldeada	5	18	4	0.70	1.0	67.66	0.71
R-5-C-1-18-0.4	29	Remoldeada	5	18	388	0.40	1.0	68.41	0.71
R-5-C-1-18-0.45	30	Remoldeada	5	18	78	0.45	1.0	71.21	0.69
R-5-C-1-15-0.5	31	Remoldeada	5	15	15	0.50	1.0	65.57	0.72
R-5-C-1-15-0.6	32	Remoldeada	5	15	6	0.60	1.0	68.68	0.70
R-5-C-1-15-0.45	33	Remoldeada	5	15	26	0.45	1.0	68.35	0.70
R-5-C-1-15-0.4	34	Remoldeada	5	15	90	0.40	1.0	68.72	0.70
R-5-C-1-15-0.45	35	Remoldeada	5	15	29	0.45	1.0	67.37	0.70
I-1-C-2-15-0.3	36	Inalterada	1	15	500	0.30	2.0	79.08	0.64
I-1-C-2-15-0.4	37	Inalterada	1	15	61	0.40	2.0	79.30	0.63
I-1-C-2-15-0.5	38	Inalterada	1	15	23	0.50	2.0	80.77	0.63
I-1-C-2-15-0.6	39	Inalterada	1	15	7	0.60	2.0	77.75	0.64
I-5-C-2-18-0.6	40	Inalterada	5	18	2	0.60	2.0	75.02	0.66
I-5-C-2-18-0.5	41	Inalterada	5	18	6	0.50	2.0	70.74	0.69
I-5-C-2-18-0.4	42	Inalterada	5	18	18	0.40	2.0	70.42	0.69
I-5-C-2-18-0.3	43	Inalterada	5	18	33	0.30	2.0	69.16	0.70