UNIVERSIDAD DE CHILE
FACULTAD DE CIENCIAS FISICAS Y MATEMATICAS
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL

ESTIMACIÓN DE LOS PARÁMETROS DE RESISTENCIA AL CORTE EN SUELOS GRANULARES GRUESOS

TESIS PARA OPTAR AL GRADO DE
MAGISTER EN CIENCIAS DE LA INGENIERÍA
MENCIÓN INGENIERÍA GEOTÉCNICA

MEMORIA PARA OPTAR AL TITULO DE INGENIERO CIVIL

KAREM HEIDY DE LA HOZ ALVAREZ

PROFESOR GUÍA:
RAMÓN VERDUGO ALVARADO

MIEMBROS DE LA COMISIÓN:
CLAUDIO FONCEA NAVARRO
PEDRO ORTIGOSA DE PABLO
SANDRA LINERO MOLINA

SANTIAGO DE CHILE
ENERO, 2007

RESUMEN DE LA MEMORIA
PARA OPTAR AL TITULO DE
INGENIERO CIVIL Y MAG. CS. ING. MENCION
ING. GEOTECNICA
POR: KAREM HEIDYDE LA HOZ ALVAREZ
FECHA: 15/01/2007
PROF. GUIA: SR. RAMON VERDUGO

"ESTIMACIÓN DE LOS PARÁMETROS DE RESISTENCIA AL CORTE EN SUELOS GRANULARES GRUESOS"

El objetivo de este trabajo es definir las metodologías más apropiadas para obtener los parámetros geomecánicos de un suelo granular grueso, mediante el uso de muestras equivalentes de menor tamaño de partículas. Los métodos analizados corresponden al de curvas homotéticas o paralelas y el método de corte del sobre-tamaño.

Actualmente IDIEM cuenta con un equipo triaxial a gran escala que permite caracterizar las propiedades de resistencia al corte de suelos gruesos, que posean un tamaño máximo de partículas de hasta 17 cm. La metodología aquí analizada es aplicable tanto a proyectos menores donde el uso de este equipo no resulta económicamente justificable como a situaciones donde el tamaño de partículas es aún mayor.

Se utilizaron los métodos de corte y curvas granulométricas paralelas para evaluar la resistencia al corte de muestras extraídas del lecho fluvial del Río Maipo. Además, para un material utilizado en la construcción de un embalse de tierra se utilizó el método de curvas paralelas, ya que se disponía de los resultados del triaxial a gran escala. El estudio se basa en una serie de ensayos triaxiales tipo CID, efectuados en las diferentes muestras equivalentes, en un rango de presiones de confinamiento entre 0.5 a 4.0 kg/cm^2 e igual densidad relativa.

Los parámetros ángulo de fricción y módulo de deformación resultan similares entre muestras homotéticas. Cuando por distintos efectos no es posible satisfacer la condición de homotecia, el ángulo de fricción y el módulo de deformación E_{50} resultan diferentes para cada muestra. Por otro lado, el método de corte proporciona parámetros de resistencia al corte similares al de las muestras originales. No obstante, los ángulos de fricción máximos de la muestra cortada son menores al de las muestras originales y su módulo de deformación inicial es mayor al de éstas.

Una manera de verificar que la homotecia captura el comportamiento mecánico es a través del análisis de las densidades máximas y mínimas. Cuando éstas no son significativamente afectadas por tamaño de partículas la homotecia resultará efectiva. Por otra parte, el porcentaje de finos al realizar el escalamiento no debe superar al 10% y las partículas deben ser sanas, para que la rotura de éstas no sea un factor preponderante en la resistencia. De acuerdo a datos experimentales de este trabajo, el método de corte resulta aplicable solo cuando el porcentaje de sobre-tamaño del material original es menor al 20%.

INDICE DE CONTENIDO

CAPITULO 1	Pág.
INTRODUCCION Y OBJETIVOS	1
1.1 Motivación	1
1.2 Objetivos	2
1.3 Sinopsis de la tesis	2

CAPITULO 2	
COMPORTAMIENTO DE SUELOS GRANULARES	4
2.1 Introducción	4
2.2 Dilatancia	5
2.3 Ángulo de fricción interna	10
2.4 Cohesión	12
2.5 Envolventes de falla	13
2.6 Nivel de tensiones	15
2.7 Dureza de partículas	20
2.8 Forma y rugosidad de las partículas	22
2.9 Rotura de partículas	24
2.10 Densidad inicial	27
2.11 Tamaño de las partículas	28
2.12 Distribución granulométrica	30
2.13 Fábrica	31

CAPITULO 3	
DETERMINACIÓN DE LA RESISTENCIA AL CORTE DE SUELOS GRUESOS	34
3.1 Introducción	34
3.2 Método de corte	34
3.3 Método de corte y reemplazo	37
3.4 Método de la matriz	39
3.5 Método de curvas granulométricas paralelas u homotéticas	42
3.6 Teoría de mezclas	45
3.7 Discusión de metodologías	50

CAPITULO 4
EQUIPO TRIAXIAL Y SUELO ENSAYADO 51
4.1 Caracterización de suelos ensayados 51
4.1.1 Material para triaxial a gran escala 51
4.1.2 Material para homotéticas de muestra P-1 54
4.1.3 Mezcla de grava y arena del Río Maipo 56
4.1.4 Material para homotéticas de muestra Río Maipo 58
4.2 Equipo triaxial a gran escala 62
4.2.1 Descripción de equipo 62
4.2.2 Metodología de ensaye 72
4.3 Equipos triaxiales convencionales 78
4.3.1 Descripción de equipos 78
4.3.2 Metodología de ensaye 81

CAPITULO 5
RESISTENCIA DE SUELOS GRUESOS EN SU ESTADO NATURAL 86
5.1 Introducción 86
5.2 Descripción de la unidad Grava de Santiago 87
5.3 Propiedades Geomecánicas de la Grava de Santiago 89
5.4 Propiedades de la matriz depositación Río Mapocho 95
5.4.1 Descripción mineralógica 98
5.4.2 Microscópico electrónico 99
5.4.3 Análisis EDX 101
5.4.4 Contenido de Arcilla 104
5.4.5 Difracción de rayos X 104
5.5 Discusión 110

CAPITULO 6
PRESENTACIÓN Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS 112
6.1 Metodología de curvas paralelas u homotéticas 112
6.1.1 Forma de partículas 119
6.1.2 Dureza de partículas 122
6.1.3 Comportamiento tensión-deformación y dilatancia 122
6.1.4 Módulo de deformación 130
6.1.5 Ángulo de fricción interna máximo 133
6.1.6 Envolvente de falla 138
6.1.7 Rotura de partículas 141

6.2 Método de corte 145
6.2.1 Forma y dureza de partículas 147
6.2.2 Comportamiento tensión-deformación y dilatancia 148
6.2.3 Módulo de deformación 151
6.2.4 Angulo de fricción interna máximo 152
6.2.5 Envolvente de falla 153
6.2.6 Rotura de partículas 154
6.3 Mezcla de suelos de Río Maipo 155
6.3.1 Forma y dureza de partículas 157
6.3.2 Comportamiento tensión-deformación y dilatancia 158
6.3.3 Módulo de deformación 163
6.3.4 Angulo de fricción interna máximo 164
6.3.5 Rotura de partículas 167
6.4 Caída post peak de la resistencia 168
6.5 Efecto de la forma de las partículas 173
6.6 Efecto de la fábrica 176
6.7 Angulo de fricción en reposo 177
6.8 Densidad relativa 180
6.9 Discusión de metodologías utilizadas 181

CAPITULO 7
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES 184
7.1 Conclusiones 184
7.2 Recomendaciones 188

NOTACION 189

BIBLIOGRAFIA 191

ANEXO A 199

ANEXO B 207

ANEXO C 265

INDICE DE FIGURAS

	Pág.
Fig. 2.1: Comparación de resultados de ensayo triaxial a compresión y deformación plana. (Modificada de Cornforth, 1961, por Lambe & Withman 2002)	5
Fig. 2.2: Variación de la taza de dilatancia en la falla en función de la presión de confinamiento (Bishop, 1966)	7
Fig. 2.3: Respuesta de arena reconstituida en función del plano inicial de inclinación: (a) tensión-deformación y (b) cambio volumétrico. (Oda 1972 modificado por Wan & Guo 2005)	8
Fig. 2.4: Evolución de la fábrica durante el desarrollo de la trayectoria A B C. (Wan & Guo, 2005)	9
Fig. 2.5: Componentes del ángulo de fricción máximo (Mitchell, 1993)	11
Fig. 2.6: Contribución de la fricción por deslizamiento, dilatancia, rotura y reordenamiento en la resistencia drenada del suelo. (Lee and Seed, 1967)	11
Fig. 2.7: Trabazón Mecánica en superficie macroscópica (modificado de Mitchell, 1993)	12
Fig. 2.8: Selección de parámetros de resistencia al corte según fines de diseño. (Maksimovic, 1996)	14
Fig. 2.9: Recopilación de resultados de ensayos de diversos estudios. (Indraratna, 1993)	16
Fig. 2.10: Ensayos triaxiales en enrocados: (a) envolventes de falla (b) desarrollo de los parámetros de resistencia en función de la tensión σ_3. (de Almeida, 2001)	17
Fig. 2.11: Procedimiento para obtener el desacople c-ϕ–$\tilde{\varepsilon}$	18
Fig. 2.12: Movilización de cohesión y fricción en función de la deformación axial para muestras no-perturbadas de Boston Blue Clay (modificado por Bjerrum, 1974)	18
Fig. 2.13: Envolventes para diferentes niveles de deformación en maicillo fino (Ruta de la madera, Ortigosa, 2005)	19
Fig. 2.14: Desacople c–ϕ–ε para una envolvente curva.	20
Fig. 2.15: Granulometrías post ensayo para (a) oxido de aluminio y (b) piedra caliza. (Lo & Roy, 1973)	21
Fig. 2.16: Degradación del ángulo de fricción a mayor presión de confinamiento. (Lo & Roy, 1973)	22
Fig. 2.17: Determinación de esfericidad y redondez de partículas (adaptado de Krumbein y Sloss, 1963)	23
Fig. 2.18: Deformación volumétrica para diferentes forma de partícula. (Lee & Farhoomand, 1967)	23
Fig. 2.19: Resumen de metodología para medir rotura de partículas (Lade et al. 1986)	25
Fig. 2.20: Metodología para la determinación del parámetro Bg. (Modificado de Marsal, 1980)	26
Fig. 2.21: Relación entre rotura de partículas y gradación de enrocados. (Marsal, 1980)	26
Fig. 2.22: Relación entre emin y emax en suelos granulares gruesos (modificado de Almeida, 2001)	27
Fig. 2.23: Degradación del ángulo de fricción secante en arenas. (Vesic & Clough, 1968)	28
Fig. 2.24: Efecto de granulometría en la rotura de partículas. (Lee & Farhoomand, 1967)	30
Fig. 2.25: Efecto de granulometría en la compresibilidad del suelo. (Lee and Farhoomand, 1967)	31
Fig. 2.26: Medición del índice de vacío mínimo, emin, como función del coeficiente de uniformidad y angulosidad de partículas de enrocados (Biarez, 1994)	31
Fig. 2.27: Ensayos triaxiales con diferentes método de confección de probetas. (Mitchell, 1976)	32

Fig. 2.28: Diferentes ordenamientos de partículas. (Verdugo, 1999) 33
Fig. 3.1: Granulometrías del material de la presa Göschenenalp (Zeller & Wullimann,1957) 35
Fig. 3.2: Extrapolación de la resistencia al corte en función de la porosidad y tamaño de partícula, a una presión de confinamiento de 0.9 kg/cm2. (Zeller & Wullimann., 1957) 35
Fig. 3.3: Distribución granulométrica para el basalto chancado antes y después de ensayo. (Al-Hussaini, 1983) 36
Fig. 3.4: Variación del ángulo de fricción interna en función de la σ_3 (Dr=100%, Al-Hussaini, 1983) 36
Fig. 3.5: Distribución granulométrica del método de corte y reemplazo (Donaghe & Torrey, 1979) 37
Fig. 3.6: Trayectoria de tensiones no drenadas (Donaghe & Torrey, 1979) 38
Fig. 3.7: Ángulo de fricción en función del contenido de grava (Donaghe & Torrey, 1979) 38
Fig. 3.8: Esquema de un suelo con partículas de sobre-tamaño (Fragaszy et al., 1992) 39
Fig. 3.9: Granulometrías del suelo prototipo y la matriz. (A) partículas de sobretamaño, (B) suelo prototipo y (C) matriz del suelo (Fragaszy et al. 1992) 40
Fig. 3.10: Comparación entre resultados predichos y reales. (Fragaszy et al., 1992) 41
Fig. 3.11: Grava del Río Maipo de la Comuna de Puente Alto (gentileza de IDIEM) 41
Fig. 3.12: Granulometrías paralelas de la presa Oroville (Marachi, 1972) 42
Fig. 3.13: Ángulo de fricción en función de la presión de confinamiento (Marachi, 1972) 43
Fig. 3.14: Granulometrías de las presas Ranjit Sagar y Purulia (Varadarajan et al.,2003) 44
Fig. 3.15: Variación del ángulo de fricción en función de la presión de confinamiento de las presas Ranjit Sagar y Purulia (modificada de Varadarajan et al., 2003) 44
Fig. 3.16: Rotura de partícula en presas Purulia y Ranjit Sagar (Varadarajan et al., 2003) 45
Fig. 3.17: Granulometría con diferentes contenidos de grava y envolventes de falla (Holtz et al., 1961) 46
Fig. 3.18: (a) Granulometría de enrocado y arena (b) variación del índice de vacío mínimo en función del porcentaje de arena. (Marsal, 1980) 46
Fig. 3.19: Porosidad mínima y resistencia máxima en mezcla binaria de granos (Vallejo, 2001) 47
Fig. 3.20: Representación esquemática del grado de mezcla de partículas de granos finos y granos gruesos: (a) partículas antes de la mezcla, (b) sin mezcla de partículas (Rm=0), (c) mezcla completa de partículas (Rm=1) y (d) mezcla parcial de las partículas (0≤Rm≤1). (Gutierrez, 2003) 48
Fig. 3.21: (a) Variación de e_{max} y $e_{mín}$ en función del contenido de finos, (b) Resultados experimentales y modelación de $S_{u,cyc}/\sigma'_{vo}$ para la arena limosa de Yatesville. (Gutierrez, 2003) 49
Fig. 4.1: Curvas granulométricas de las muestras integrales P-1 y P-2. 52
Fig. 4.2: Curvas granulométricas para la determinación de densidades máxima y mínima. 53
Fig. 4.3: Granulometrías homotéticas al material P-1 55
Fig. 4.4: Densidades máximas y mínimas de las curvas homotéticas material P-1 55
Fig. 4.5: Estratos de grava del sector de muestreo en el Río Maipo 56
Fig. 4.6: Granulometrías con diferentes contenidos de grava sobre tamiz 3/8". 57
Fig. 4.7: Densidades máximas y mínimas de las granulometrías combinadas del Río Maipo 58
Fig. 4.8: Granulometrías homotéticas del material M-2 59

Fig. 4.9: Granulometrías homotéticas del material M-3 59
Fig. 4.10: Densidades máximas y mínimas de muestra M-2 61
Fig. 4.11: Densidades máximas y mínimas de muestra M-3 61
Fig. 4.12: Bases del marco de reacción para triaxial a gran escala 63
Fig. 4.13: Componentes del quipo triaxial a gran escala. 63
Fig. 4.14: Sello entre cámara de presión y camisa de acero inoxidable 65
Fig. 4.15: Sistema de deslizamiento de pistón de carga y sellado de cámara de presión. 65
Fig. 4.16: Sistema de control volumétrico 65
Fig. 4.17: Pedestal y Cap para probeta de 60 cm de diámetro. 66
Fig. 4.18: Molde para confección de probetas de 60 cm de diámetro. 68
Fig. 4.19: Panel de control de presiones. 68
Fig. 4.20: Cilindros hidráulicos de 500 ton. 68
Fig. 4.21: Celda de carga interior 70
Fig. 4.22: Disposición de los sensores desplazamiento LVDT 70
Fig. 4.23: Esquema de sistema de adquisición de datos. 71
Fig. 4.24: Disposición general del equipo triaxial a gran escala 72
Fig. 4.25: Secuencia de armado de molde y probeta 75
Fig. 4.26: Esquema de probeta de 60 cm de diámetro. 76
Fig. 4.27: Marco de carga y programa de adquisición de datos de laboratorio docente. 79
Fig. 4.28: Marco de carga y sistema de aplicación de presiones del laboratorio Sección Geotecnia. 80
Fig. 5.1: Zonificación de la Grava de Santiago (Flores R., 1993) 87
Fig. 5.2: Bandas granulométricas de la grava de Santiago (Ortigosa, 2005) 88
Fig. 5.3: Carta de Plasticidad de la grava de Santiago (Kort et al., 1978 & IDIEM, 2004) 89
Fig. 5.4: Probeta tallada en la primera depositación del Río Mapocho para ensayos triaxiales (Kort et al, 1978). 90
Fig. 5.5: Resultados tensión-deformación triaxial in-situ en la grava del Río Mapocho (Kort et al, 1978) 91
Fig. 5.6: Desacoples de cohesión y ángulo de fricción para 1ª depositación del Río Mapocho. (Kort et al, 1978) 91
Fig. 5.7: Traslado de probetas talladas in-situ en la grava del Río Maipo del sector de Puente Alto. (gentileza de IDIEM) 92
Fig. 5.8: Muestra de grava de Puente Alto y tallado de probetas para triaxial de 10 cm x 20 cm. (gentileza de IDIEM) 93
Fig. 5.9: Envolvente de falla para ensayos triaxiales de 60cm x 120 cm y 10 cm x 20 cm (diámetro x altura, gentileza de IDIEM) 93
Fig. 5.10: (a) Talud de excavación para fundaciones de Edificio Isidora (Foto proporcionada por Luis Contreras) (b) Frente de excavación en túnel del Metro de Santiago (sitio www.metrosantiago.cl). 94
Fig. 5.11: Película de arcilla en el hueco dejado por una grava en la 1ra depositación del Río Mapocho. (Túnel que une las calles Blanco Encalada y Arica) 96
Fig. 5.12: Probeta tallada in-situ en el sector del metro Los Leones. (Kort et al, 1978) 97
Fig. 5.13: Fondo de excavación de fundaciones Edificio Isidora a una profundidad aproximada de 30 m. (Foto proporcionada por Luis Contreras) 97
Fig. 5.14: Fotografía en microscopio óptico a partículas de vidrio volcánico. 98
Fig. 5.15: Fotografía en Microscopio óptico con nicoles paralelos. V: Vidrio volcánico, M: Magnetita, Qz: cuarzo, OxF: Oxido de Hierro., P: Plagioclasa. 99
Fig. 5.16: Vista general de las diferentes partículas bajo malla N° 200. (SEM) 100

Fig. 5.17: Fotografías en microscopio electrónico de (a) vidrio volcánico y (b) minerales de mica. 100
Fig. 5.18: Fotografía en microscopio óptico de corte transparente pulido (a) nicoles cruzados y (b) nicoles paralelos. 101
Fig. 5.19: EDX partícula de Vidrio:(a) Gráfico de intensidad de elementos (b) Fotografía SEM 102
Fig. 5.20: EDX pátina: (a) Gráfico de intensidades elementos (b) Fotografía SEM. 103
Fig. 5.21: Ley de Bragg (Soto-Bubert et al.) 105
Fig. 5.22: Diagrama de difracción de rayos X sobre polvo de fracción arcilla. 107
Fig. 5.23: Fotografía de microscopio tipo SEM de los finos de Grava de Santiago. 109
Fig. 5.24: Fotografía de microscopio óptico de los finos de Grava de Santiago. 109
Fig. 6.1: Granulometrías y densidades límites de muestra A-1. 113
Fig. 6.2: Granulometrías y densidades límites de muestra M-1. 114
Fig. 6.3: Granulometrías y densidades límites de muestra M-2. 115
Fig. 6.4: Granulometrías y densidades límites de muestra M-3. 116
Fig. 6.5: Granulometrías y densidades límites de muestra P-1. 117
Fig. 6.6: Forma de partículas de muestra A-1 (Río Aconcagua; Gesche, 2002). 119
Fig. 6.7: Forma de partículas de muestra M-1, material chancado (Río Maipo; Gesche, 2002) 119
Fig. 6.8: Forma de partículas en granulometrías homotéticas de muestra M-2. 120
Fig. 6.9: Forma de partículas en granulometrías homotéticas de muestra M-3. 120
Fig. 6.10: Forma de partículas en granulometrías homotéticas de muestra P-1: (a) muestra ensayada en equipo triaxial a gran escala, (b) muestras ensayadas en equipos triaxiales convencionales. 121
Fig. 6.11: Rotura de partículas en ensayo triaxial a gran escala efectuado en la muestra P-1. 122
Fig. 6.12: Comportamiento tensión-deformación y variación volumétrica de las curvas homotéticas de la muestra A-1. 124
Fig. 6.13: Comportamiento tensión-deformación y variación volumétrica de las curvas homotéticas de la muestra M-1. 125
Fig. 6.14: Comportamiento tensión-deformación y variación volumétrica de las curvas homotéticas de la muestra M-2. 126
Fig. 6.15: Comportamiento tensión-deformación y variación volumétrica de las curvas homotéticas de la muestra M-3. 127
Fig. 6.16: Comportamiento tensión-deformación y variación volumétrica de las curvas homotéticas de la muestra P-1. 128
Fig. 6.17: Comportamiento tensión-deformación y dilatancia de material P-1 y P-2 de la Serie 2. 129
Fig. 6.18: Variación del módulo de deformación en función de la presión de confinamiento para las curvas homotéticas de la muestra A-1 130
Fig. 6.19: Variación del módulo de deformación en función de la presión de confinamiento para las curvas homotéticas de las muestras M-1 y M-2. 131
Fig. 6.20: Variación del módulo de deformación en función de la presión de confinamiento para las curvas homotéticas de las muestras M-3 y P-1. 132
Fig. 6.21: Variación del módulo de deformación en función de la presión de confinamiento para la Serie 2 del triaxial a gran escala. 133
Fig. 6.22: Variación del ángulo de fricción máximo producto del nivel de tensiones en la muestra A-1. 134

Fig. 6.23: Variación del ángulo de fricción máximo producto del nivel de tensiones en la muestra M-1 134
Fig. 6.24: Variación del ángulo de fricción máximo producto del nivel de tensiones en la muestra M-2. 135
Fig. 6.25: Variación del ángulo de fricción máximo producto del nivel de tensiones en la muestra M-3. 135
Fig. 6.26: Variación del ángulo de fricción máximo producto del nivel de tensiones en la muestra P-1. 136
Fig. 6.27: Granulometrías post-ensayo y original para muestras homotéticas de material M-1. 141
Fig. 6.28: Granulometrías post-ensayo y original para muestras homotéticas de material M-2. 142
Fig. 6.29: Granulometrías post-ensayo y original para muestras homotéticas de material M-3. 142
Fig. 6.30: Granulometrías post-ensayo y original para muestras homotéticas de material P-1. 143
Fig. 6.31: Granulometrías post-ensayo para muestras de segunda serie. 144
Fig. 6.32: Porcentaje retenido por diámetro de partícula para muestras de segunda serie. 145
Fig. 6.33: Granulometrías y densidades límites de muestras originales y de corte 146
Fig. 6.34: Forma de las partículas de las muestras M-2, M-3 y Corte de estas. 148
Fig. 6.35: Comportamiento tensión-deformación y cambio volumétrico de las muestras con un 60% y 80% de partícula de sobre-tamaño, y muestra equivalente de corte. 149
Fig. 6.36: Comportamiento tensión-deformación y cambio volumétrico de las muestras con un 20% y 40% de partícula de sobre-tamaño, y muestra equivalente de corte 150
Fig. 6.37: Variación del modulo de deformación, E50, en función de la presión de confinamiento para las muestras originales y corte. 151
Fig. 6.38: Variación del ángulo de fricción máximo para las muestras originales y de corte. 152
Fig. 6.39: Granulometría post ensayo de muestras M-2(20%), M-3(60%) y Corte. 154
Fig. 6.40: Granulometría de las muestras del Río Maipo con diferentes contenidos de partícula de sobre-tamaño. 155
Fig. 6.41: Densidades límites de las muestras del Río Maipo con diferentes contenidos de partícula de sobre-tamaño. 156
Fig. 6.42: Forma de partículas de muestras de Río Maipo con diferentes contenidos de partículas de sobre-tamaño. 158
Fig. 6.43: Comportamiento tensión-deformación y cambio volumétrico de muestras de Río Maipo con diferentes contenidos de partícula de sobre-tamaño para un σ_3 de 0.5 kg/cm2. 160
Fig. 6.44: Comportamiento tensión-deformación y cambio volumétrico de muestras de Río Maipo con diferentes contenidos de partícula de sobre-tamaño para un σ_3 de 1 kg/cm2. 161
Fig. 6.45: Comportamiento tensión-deformación y cambio volumétrico de muestras de Río Maipo con diferentes contenidos de partícula de sobre-tamaño para un σ_3 de 3 kg/cm2. 162

Fig. 6.46: Variación del módulo de deformación, E_{50}, en función de la presión confinamiento para las muestras del Río Maipo con diferentes contenido de partículas de sobre-tamaño. 163
Fig. 6.47: Variación del ángulo de fricción máximo en función de la presión confinamiento para las muestras del Río Maipo con diferentes contenido de partículas de sobre-tamaño. 165
Fig. 6.48: Variación del ángulo de fricción con el coeficiente de uniformidad para las muestras del Río Maipo y enrocados ensayados por Marsal (1975) en equipo triaxial a gran escala de México. 165
Fig. 6.49: Variación del ángulo de fricción máximo (a) en función de lo porcentaje de contenido de partículas de sobre-tamaño y (b) en función del tamaño medio, D_{50}. 166
Fig. 6.50: Granulometría post ensayo para mezcla del Río Maipo, para un σ_3= 3kg/cm2. 167
Fig. 6.51: Caída post peak de resistencia para diferentes contenidos de partículas de sobre-tamaño. 169
Fig. 6.52: Caída post peak de resistencia para las curvas homotéticas de la muestra M-2 170
Fig. 6.53: Caída post peak de resistencia para las curvas homotéticas de la muestra M-3 171
Fig. 6.54: Caída post peak de resistencia para las curvas homotéticas de la muestra P-1. 172
Fig. 6.55: Curvas granulométricas homotéticas de grava del Río Maipo. (Gesche, 2003) 173
Fig. 6.56: Fotografías de (a) material chancado (Gesche, 2003) y (b) natural de gravas del Río Maipo. 174
Fig. 6.57: Comportamiento tensión-deformación y cambio volumétrico de muestras chancadas y naturales del Río Maipo. 175
Fig. 6.58: Variación del ángulo de fricción máximo en función de la presión de confinamiento de las muestras chancadas y naturales del Río Maipo. 176
Fig. 6.59: Comportamiento tensión-deformación y cambio volumétrico para el suelo con 0% de contenido de partícula sobre 3/8”. 177
Fig. 6.60: Angulo de fricción en reposo para la fracción arena y grava de la muestra proveniente del Río Maipo. 178
Fig. 6.61: Forma de partículas de la muestra del Río Maipo en diferentes tamaños. 179
Fig. 6.62: Correlaciones entre los índices de vacío e_{max} y $e_{mín}$, determinados a partir de ensayos basados en la norma ASTM. 181

INDICE DE TABLAS

	Pág.
Tabla 2.1: Criterios de falla para suelos granulares (modificado de Douglas, 2002)	14
Tabla 2.2: Efecto del tamaño de partícula en la resistencia al corte de enrocados.	29
Tabla 3.1: Metodología para la determinación de los parámetros de resistencia al corte.	50
Tabla 4.1: Densidades mínimas y máximas bajo 3”	53
Tabla 4.2: Características geotécnicas de las granulometrías homotéticas al material P-1	54
Tabla 4.3: Características geotécnicas de las combinaciones del Río Maipo	58
Tabla 4.4: Características geotécnicas de las granulometrías homotéticas al material M-2	60
Tabla 4.5: Características geotécnicas de las granulometrías homotéticas al material M-3	60
Tabla 4.6: Propiedades de confección curvas homotéticas de muestra P-1	81
Tabla 4.7: Propiedades de confección combinaciones granulométrica en la grava del Río Maipo	82
Tabla 4.8: Propiedades de confección homotéticas muestra M-2 con 20% de grava Río Maipo	82
Tabla 4.9: Propiedades de confección homotéticas muestra M-3 con 60% grava Río Maipo	82
Tabla 5.1: Resultados de análisis EDX para partícula de vidrio	102
Tabla 5.2: Resultados de análisis EDX para pátina que rodea las partículas.	103
Tabla 6.1: Densidades iniciales de ensayos triaxiales en muestras M-2 y M-3.	118
Tabla 6.2: Densidades iniciales de ensayos triaxiales en muestra P-1	118
Tabla 6.3: Angulo de fricción interna máximo en función de la presión de confinamiento para A-1.	136
Tabla 6.4: Angulo de fricción interna máximo en función de la presión de confinamiento para M-1.	136
Tabla 6.5: Angulo de fricción interna máximo en función de la presión de confinamiento para M-2.	137
Tabla 6.6: Angulo de fricción interna máximo en función de la presión de confinamiento para M-3.	137
Tabla 6.7: Angulo de fricción interna máximo en función de la presión de confinamiento para P-1.	137
Tabla 6.8: Envolvente lineal para homotéticas de muestra M-2.	139
Tabla 6.9: Envolvente lineal para homotéticas de muestra M-3.	139
Tabla 6.10: Envolvente lineal para homotéticas de muestra P-1 y ensayos a gran escala.	139
Tabla 6.11: Envolvente parabólica para homotéticas de muestra M-2.	140
Tabla 6.12: Envolvente parabólica para homotéticas de muestra M-3.	141
Tabla 6.13: Envolvente parabólica para homotéticas de muestra P-1 y ensayos a gran escala.	141
Tabla 6.14: Angulo de fricción máximo de la muestras originales y de corte.	153
Tabla 6.15: Envolvente lineal para muestras originales y de corte.	153
Tabla 6.16: Envolvente parabólica para muestras originales y de corte.	154
Tabla 6.17: Densidades iniciales de ensayos triaxiales en muestra del Río Maipo.	156
Tabla 6.18: Densidad relativa de confección y de ensayo en muestras del Río Maipo.	156
Tabla 6.19: Principales características de muestras ensayadas	174
Tabla 7.1: Resumen de resultados utilizando método de curvas homotéticas.	185

CAPITULO 1
INTRODUCCION Y OBJETIVOS

1.1 Motivación

En países como el nuestro que se encuentran situados al lado de la Cordillera de los Andes, existe una significativa presencia de depósitos de materiales gruesos que van desde grava hasta grandes bloques. Para la caracterización geomecánica de estos materiales gruesos es común que se presente la dificultad de no poder realizar ensayos de resistencia, por la escasa existencia de equipos capaces de ensayar suelos granulares con partículas de tamaño máximo mayor a 1". Bajo estas condiciones, no es inusual que se opte por no realizar ensayos y trabajar básicamente con información disponible en la literatura. Consientes de esta situación en IDIEM se desarrolló en el año 2002 un equipo triaxial de gran escala, capaz de ensayar materiales con tamaño máximo de 7". Sin embargo, no todos los proyectos permiten el uso de este tipo ensayos, ya sea por limitaciones de tiempo y/o recursos. Además, suelos con tamaño de partículas mayor a 7" igualmente requieren el uso de métodos alternativos para evaluar sus propiedades de resistencia.

Uno de los métodos alternativos mas utilizados para evaluar los parámetros de resistencia al corte de suelos gruesos es la metodología de curvas granulométricas homotéticas, la cual consiste en escalar el material grueso generando una curva granulométrica paralela a la original, con un tamaño máximo de partículas que sea posible ensayar en un equipo triaxial convencional.

Es importante señalar que, en general, debido a las excelentes propiedades mecánicas de los suelos granulares gruesos, una adecuada evaluación de las propiedades de estos suelos puede generar importantes optimizaciones en los diseños geotécnicos de excavaciones, túneles urbanos, fundaciones, embalses, botaderos mineros, etc.

1.2 Objetivos

El objetivo general de este trabajo es definir que características debe cumplir un suelo granular grueso para que sea factible utilizar el método de granulometrías paralelas en la determinación de sus parámetro de resistencia al corte y al mismo tiempo proponer metodologías alternativas que puedan ser utilizadas en el caso que el suelo no cumplan con dichas características.

Los objetivos específicos son:

- Estudiar parámetros que influyen en la resistencia al corte de suelos granulares gruesos.
- Recopilación de antecedentes y discusión sobre metodologías de evaluación de parámetros de resistencia al corte en suelos granulares gruesos.
- Presentar el desarrollo de equipo triaxial a gran escala de IDIEM.
- Análisis y discusión sobre la resistencia inicial de la Grava de Santiago.

1.3 Sinopsis de la tesis

Esta tesis se compone de 7 capítulos, el presente capítulo presenta una introducción al tema que este estudio desarrolla.

El Capítulo 2 presenta una recopilación de antecedes sobre las variables que afectan la determinación de los parámetros de resistencia al corte, como son el nivel de tensiones y dilatancia. Estas variables abarcan propiedades intrínsecas del suelo como son la dureza, forma y rugosidad de las partículas, además el nivel de rotura de partículas. Por otro lado, existen las variables que atañen a la muestra de ensayo tales como densidad inicial de probetas, tamaño de partículas, distribución granulométrica y fábrica.

El Capítulo 3 exhibe un resumen de las diferentes metodologías utilizadas para determinar la resistencia al corte de suelos gruesos y sus limitaciones. Las metodologías estudiadas son método de corte, corte y reemplazo, de la matriz, y curvas granulométricas paralelas. También se presenta la teoría de mezclas que permite definir el nivel de influencia en la resistencia al corte de la fracción gruesa del suelo.

El Capítulo 4 presenta las propiedades geotécnicas de las muestras ensayadas y las características de los equipos triaxiales convencionales utilizados. Además, se presenta las componentes y metodología de ensayo del equipo triaxial a gran escala desarrollado por IDIEM.

El Capítulo 5 presenta los antecedentes de dos tipos de ensayos triaxiales utilizados para determinar la resistencia al corte en suelos gruesos naturales, los cuales fueron ejecutados en la Grava de Santiago. Además, se analizan nuevos antecedentes sobre la matriz de la grava de Santiago, específicamente de la 1ra depositación del Río Mapocho, y como esta puede aportar en la resistencia inicial al corte de este depósito. Para ello se realizaron los siguientes estudios; descripción mineralógica, fotografía en microcopió electrónico tipo SEM, análisis EDX en microsonda, determinación de contenido de arcilla y difracción de rayos X.

El Capítulo 6 expone los resultados de los métodos de curvas homotéticas y de corte, junto con su discusión. Se analizan algunos de los factores que afectan la resistencia al corte como la fábrica, forma de partículas y cantidad de partículas de sobre-tamaño. Además, se estudian otras propiedades como ángulo de reposo, caída post-peak de resistencia y la determinación de densidad relativa en gravas.

El Capítulo 7 expone las principales conclusiones del este trabajo y algunas recomendaciones sobre futuras investigaciones.

El estudio cuenta con 3 anexos. El primero presenta la instalación y componentes del triaxial a gran escala de IDIEM por medio de fotografías. El Anexo B presenta tablas de datos y gráfico de los ensayos triaxiales efectuados. El Anexo C presenta fotografías de microscopio electrónico de la matriz de la 1ra Depositación del Río Mapocho, además de los análisis EDX de la fracción fina de la matriz y fotografías en microscopio óptico de esta fracción.

CAPITULO 2
COMPORTAMIENTO DE SUELOS GRANULARES

2.1 Introducción

Una masa de suelos se entiende como un sistema particulado en el cual se encuentra la interacción de tres fases: sólido, líquido y gas. En ocasiones se agrega a estas tres fases los microorganismos como componente del suelo (Narsilio et al., 2005). Entre las partículas sólidas se generan huecos, los cuales pueden ser llenados simplemente por aire (estado seco), por aire y agua (estado parcialmente saturado) o exclusivamente por agua (estado saturado). Por otra parte, si una masa de suelo es mirado en forma macroscópica, ésta puede ser considerada como un continuo en el cual es posible definir un estado tensional interno y sus respectivas deformaciones asociadas. (Verdugo, 1998).

La resistencia al corte depende del estado tensional al cual se encuentra sometido el suelo en terreno. La figura 2.1 muestra los resultados de un ensayo de deformación plana, en el cual el suelo se puede deformar en la dirección axial y solo en una dirección lateral, mientras que la otra dirección permanece fija. El ángulo de fricción entregado por el ensayo de deformación plana excede al ángulo obtenido por un ensayo triaxial convencional en no mas de 4° en muestras densas, esto es producto de los diferentes estados tensiónales al cual es sometido el suelo. Una condición de deformación plana en algunos proyectos de ingeniería, como embalses de tierra, es mas realista que el ensayo triaxial (Lambe & Whitman, 2002).

Al producirse un aumento del esfuerzo de corte en una masa de suelo esto inducirá importantes cambios volumétricos. Esta deformación volumétrica es producto del reacomodo de partículas y proviene básicamente del cambio de volumen de los huecos del sistema particulado. Durante la aplicación del corte los suelo granulares densos tienden a expandirse aumentando su volumen (dilatancia), mientras que los suelos granulares sueltos tienden a contraerse (contracción) disminuyendo de volumen.

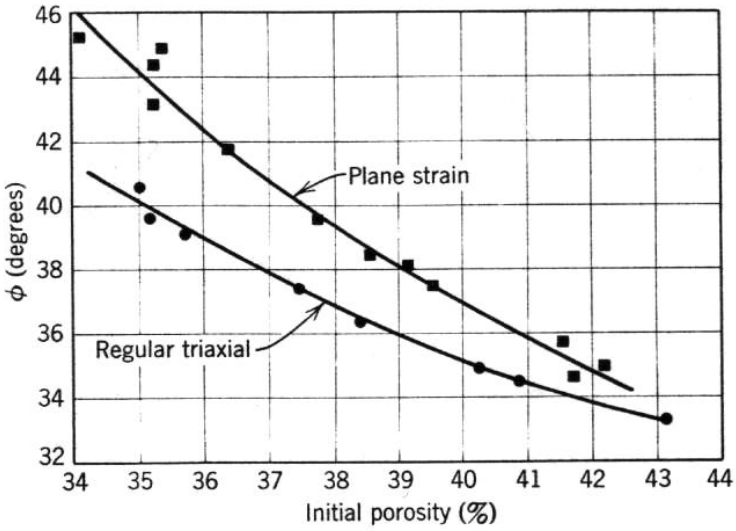


Fig. 2.1: Comparación de resultados de ensayo triaxial a compresión y deformación plana. (Modificada de Cornforth, 1961, por Lambe & Withman 2002)

Si la tendencia al cambio de volumen en un suelo saturado es impedida debido a solicitaciones rápidas, como un sismo, el drenaje de agua dentro de los intersticios es prácticamente nulo, lo cual se denomina carga no-drenada o respuesta no-drenada. Si las solicitaciones son ejercidas por una carga lenta que es permanente en el tiempo y por lo tanto permite la disipación de cualquier incremento de presión de poros, esta situación se denomina carga drenada o repuesta drenada del suelo. La velocidad del cambio volumétrico está controlada también por la permeabilidad del suelo, por ende los materiales muy permeables como gravas gruesas y limpias presentan una respuesta drenada incluso para solicitaciones rápidas.

2.2 Dilatancia

Durante el desarrollo de un ensayo triaxial CID en un suelo granular inicialmente denso, cuando se llega a un estado de máxima densificación las partículas comienzan a montarse una sobre otra, aumentando así el índice de vacío y la resistencia al corte, este fenómeno es definido como dilatancia.

La conocida teoría de Rowe (1962) que relaciona la tensión y dilatancia por medio de la siguiente ecuación:

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_3} = \tan^2(45° + \phi_u) \times D; \qquad D = 1 - \frac{d\varepsilon_V^p}{d\varepsilon_1^p} \qquad \textbf{(Ec. 2.1)}$$

Implica que el termino D de dilatancia es función de la razón de tensiones y la fricción inter-partícula, ϕ_u, dejando fuera el efecto de la fábrica, la densidad de la muestra, la presión de confinamiento y la trayectoria de tensiones. Por este motivo es que diversos autores han desarrollado métodos que incluyen estas características.

Bolton (1986) define el ángulo máximo de dilatancia, $\psi_{max,}$ y de corte, ϕ'_{max}, para un ensayo de deformación plana por medio de las siguientes ecuaciones:

$$\sin\phi'_{\max} = \left[\frac{\tau_{13}}{(\sigma'_1+\sigma'_3)/2}\right]_P = \frac{(\sigma'_1/\sigma'_3)_{\max}-1}{(\sigma'_1/\sigma'_3)_{\max}+1} \qquad \textbf{(Ec. 2.2)}$$

$$\sin\psi_{\max} = \left(-\frac{d\varepsilon_V}{d\gamma_{13}}\right)_P = -\frac{(d\varepsilon_1/d\varepsilon_3)_{\max}+1}{(d\varepsilon_1/d\varepsilon_3)_{\max}-1} \qquad \textbf{(Ec. 2.3)}$$

Shanz y Vermeer (1996) extienden la Ec. 2.3 para un ensayo triaxial a compresión, con una razón diámetro/altura = 1, por medio de la siguiente ecuación:

$$\sin\psi = -\frac{d\varepsilon_V/d\varepsilon_1}{2-d\varepsilon_V/d\varepsilon_1} \qquad \textbf{(Ec. 2.4)}$$

Además Bolton (1986) propone un índice de dilatancia I_R que es función de la densidad relativa y el nivel de tensión efectiva. Basándose en este estudio Shanz & Vermeer (1996) corroboran que el ángulo de dilatancia es el mismo para un ensayo de deformación plana y un ensayo triaxial a compresión, además este se relaciona con I_R por medio de la siguiente ecuación:

$$sen\psi = \frac{0.3I_R}{2+0.3I_R} \qquad \textbf{(Ec. 2.5)}$$

$$I_R = I_D(Q - \ln p') - R \qquad \textbf{(Ec. 2.6)}$$

En la Ec. 2.6 I_D es el índice de densidad relativa, Q y R son coeficientes que toman el valor de 10 y 1, respectivamente, para arenas y p' es la presión media en unidades kN/m^2.

En suelos sometidos a elevadas presiones ocurre rompimiento de partículas, esto reduce los ángulos máximos observados de dilatancia y corte, ψ_{max} y ϕ'_{max} respectivamente. Este efecto se observa claramente en los enrocados, es así como Bishop (1966) en la Fig. 2.2 muestra que la taza de dilatancia, ($d\varepsilon_V/d\varepsilon_1$), en la falla para un enrocado denso es mas cercana a una arena suelta que a una arena densa. Además, se debe tener en consideración que la angulosidad y rugosidad aumentan la tendencia a la dilatancia en arreglos densos.

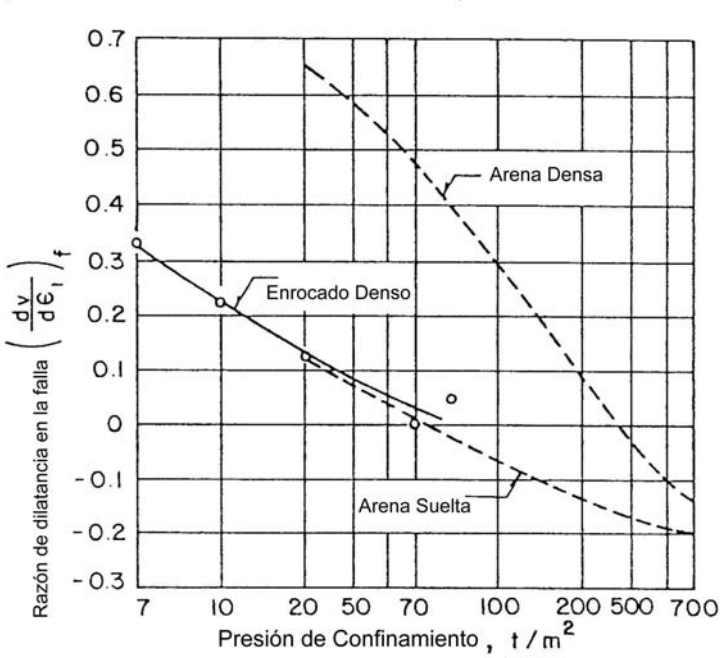


Fig. 2.2: Variación de la taza de dilatancia en la falla en función de la presión de confinamiento (Bishop, 1966)

La resistencia al corte de un suelo exhibe una fuerte dependencia de la fábrica y la dilatancia. La Fig. 2.3 muestra la respuesta tensión-deformación y cambio volumétrico de una arena ensayada en compresión triaxial por Oda (1972). La probeta fue confeccionada por lluvia de arena en diferentes planos de inclinación mientras se mantiene el mismo índice de vacío en cada caso. Es claro que la muestra con un plano de inclinación horizontal (θ=0°) genera un desviador de tensiones más alto que uno construido con un plano vertical (θ=90°). Esto se debe a que la probeta con un plano de inclinación horizontal dilata más que las otras muestras (Fig. 2.3b) (Wan & Guo, 2005).

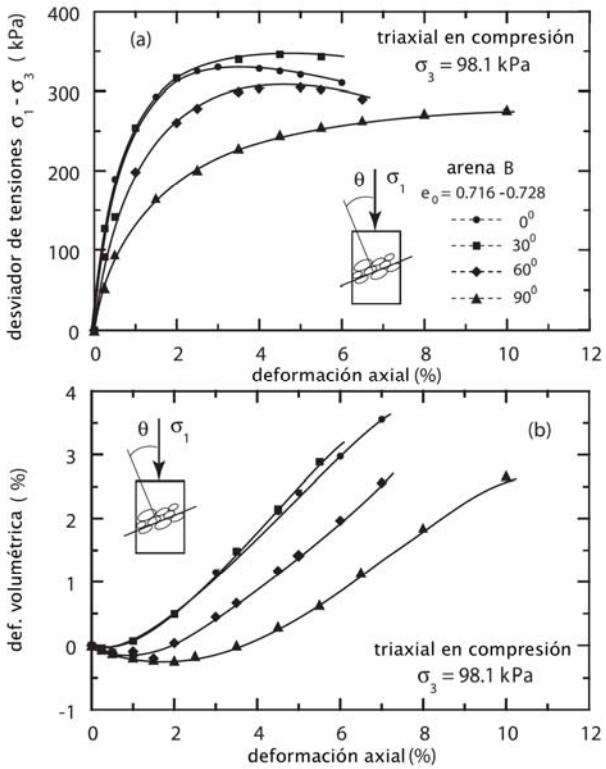


Fig. 2.3: Respuesta de arena reconstituida en función de un plano inicial de inclinación: (a) tensión-deformación y (b) cambio volumétrico. (Oda 1972 modificado por Wan & Guo 2005)

Wan & Guo (2005) realizaron una simulación bidimensional del efecto de la dilatancia en la resistencia de un material granular, al imponer una taza constante de dilatación por medio de una razón impuesta de deformaciones volumétricas y de corte, es decir, $\vartheta = d\varepsilon_V / d\gamma = \text{cte}$. Por ende un valor de $\vartheta = 0$ corresponde a un estado de volumen constante o no-drenado, mientras que un valor negativo corresponde a un estado dilatante y un valor positivo a un estado contractivo. En términos prácticos esta simulación entrega trayectoria de tensiones en la cual se produce una condición de drenaje parcial la cual produce cambios en la estructura del material granular, esta situación se acerca mas a las condiciones reales de un suelo en terreno.

De este modo se sometieron 300 discos de material foto-elástico a una sistema de carga biaxial, controlando las deformaciones axial y lateral (D_1 y D_2) de modo de mantener la taza de dilatancia, $\vartheta^* = (D_1+D_2)/(D_1-D_2)$, constante. Se registra la fuerza axial y lateral F_1 y F_2 respectivamente, luego se grafican la respuesta del material

como una trayectoria de fuerza determinada por el desviador de fuerza ($Fd=F_1-F_2$) y la fuerza media ($Fm=F_1+F_2$). La Fig. 2.4 ilustra el desarrollo de este ensayo por medio de las trayectorias de fuerzas para diferente valores de $\vartheta*$ (Fig.2.4a), el cambio de F_1, F_m y F_2 en función de la deformación D_1 para $\vartheta*$ = -0.67 (Fig. 2.4b) y además en la Fig. 2.4c sobre la fotografía del material foto-elástico se grafica por medio de barras la distribución radial del índice de vacío. Cuando el material inicialmente en estado denso (A, $\vartheta*$= -0.67) comienza a dilatar se generan fuerzas columnares (B) en la dirección axial desarrollando una disminución del índice de vacío en la misma dirección, en el punto de colapso (C) las fuerzas columnares producen una pérdida de densidad en la dirección lateral. En el momento del colapso se concentran las fuerzas en la dirección axial y el nuevo ordenamiento de los discos genera zonas en la cuales algunas partículas quedan aisladas de la transmisión de fuerza debido al cambio volumétrico dilatante del material.

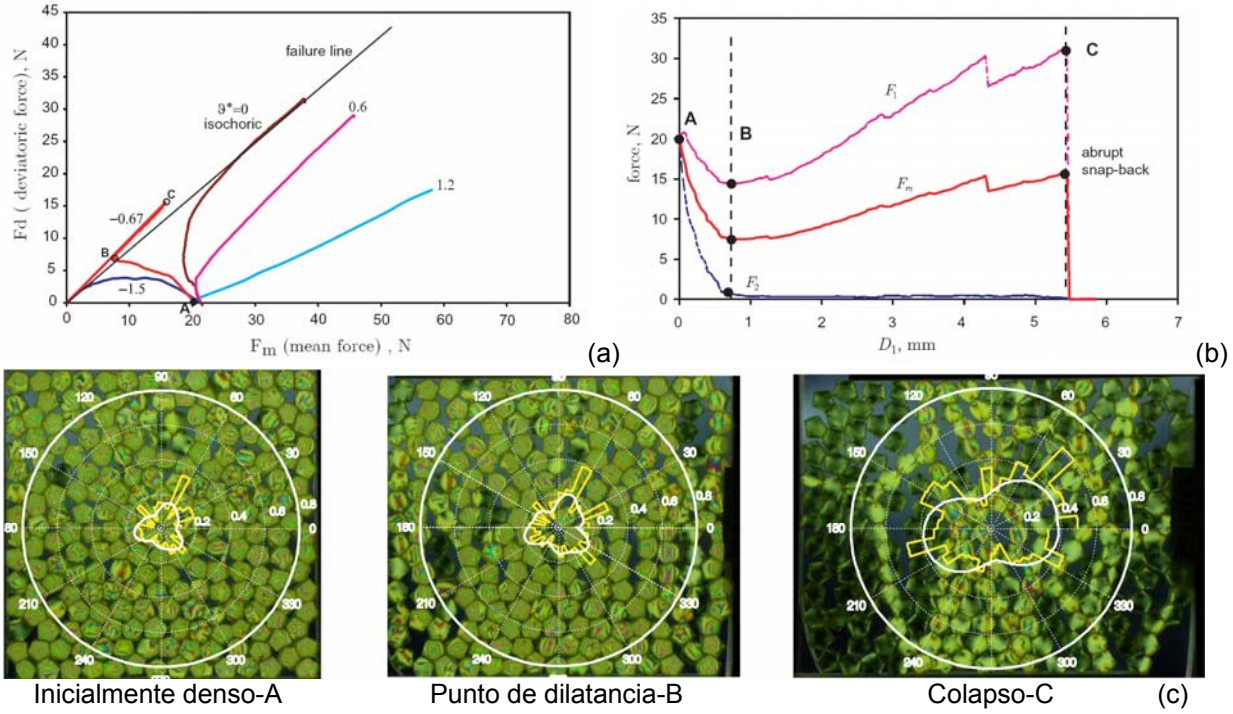


Fig. 2.4: Evolución de la fábrica durante el desarrollo de la trayectoria A B C. (Wan & Guo, 2005)

Trabajos como el de Li & Dafalias (2000) incluye el efecto del índice de vacío y nivel de tensiones en la dilatancia, por otro lado Wan & Guo (2004) además incluyen el efecto de la fábrica. Una buena calibración de estos modelos permite predecir el comportamiento de un suelo arenoso.

2.3 Angulo de fricción Interna

El ángulo de fricción máximo es una sumatoria de varios acontecimientos producidos durante la aplicación del corte, que incluyen la resistencia al deslizamiento en los contactos entre granos, dilatancia, reordenamiento de los granos y rotura de partículas, esta última aumenta en importancia con el incremento de la presión de confinamiento y disminución del índice de vacíos.

La resistencia al deslizamiento entre partículas o "fricción verdadera" (ϕ_μ) está relacionada con los minerales que se encuentran en contacto, usualmente esta resistencia se considera constante y contribuye a la mitad o más de la resistencia máxima (Mitchell, 1993). La rotura de granos en ensayos a altas presiones debería absorber energía, causando que el ángulo de fricción corregido por dilatancia sea mayor al ángulo de fricción de deslizamiento entre partículas. Por ende, en los ensayos a altas presiones de confinamiento la falla se produce a grandes deformaciones, y habrá un aumento en la energía requerida para el remoldeo y reordenamiento de los granos (Lee and Seed, 1967).

El estado donde se alcanza un volumen constante y una resistencia al corte residual se le denomina "estado crítico", el ángulo de fricción interna en estas condiciones se denomina ángulo a cambio volumétrico constante o en estado crítico, ϕ_{CV}.

La Fig. 2.5 muestra cada uno de los elementos que contribuyen en el ángulo de fricción máximo (ϕ_m), donde ϕ_f es el ángulo de fricción relacionado con la dilatancia. Además, por medio de un diagrama de Mohr en la Fig. 2.6 se ejemplifica la contribución en la resistencia máxima de cada uno de estos factores.

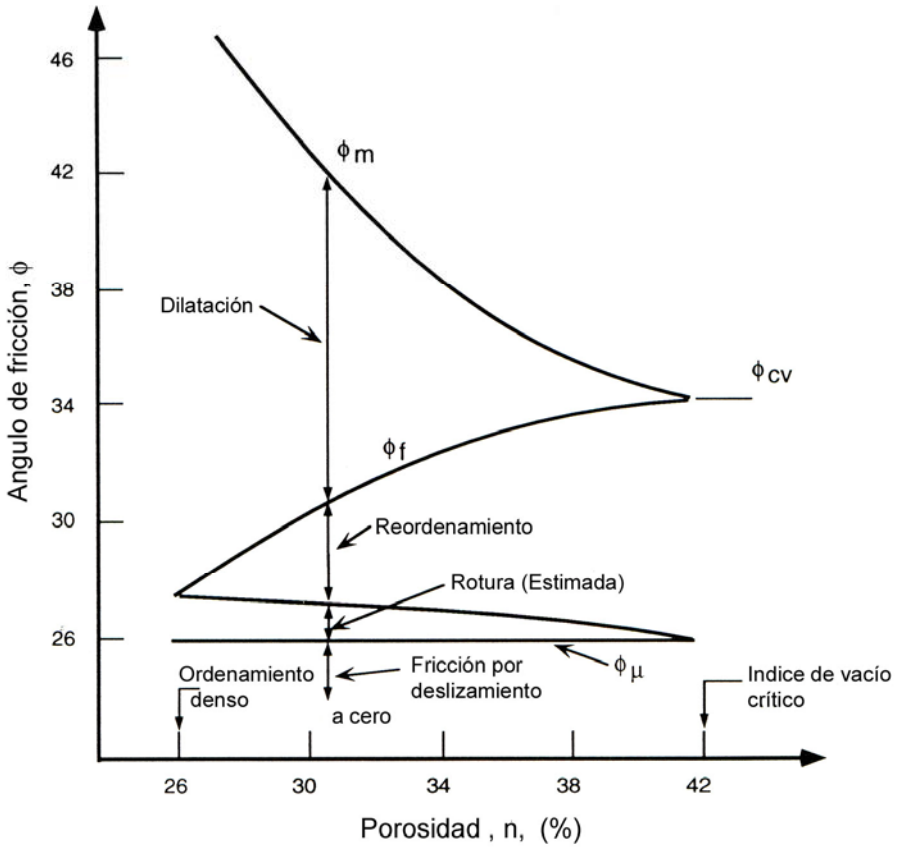


Fig. 2.5: Componentes del ángulo de fricción máximo (Mitchell, 1993)

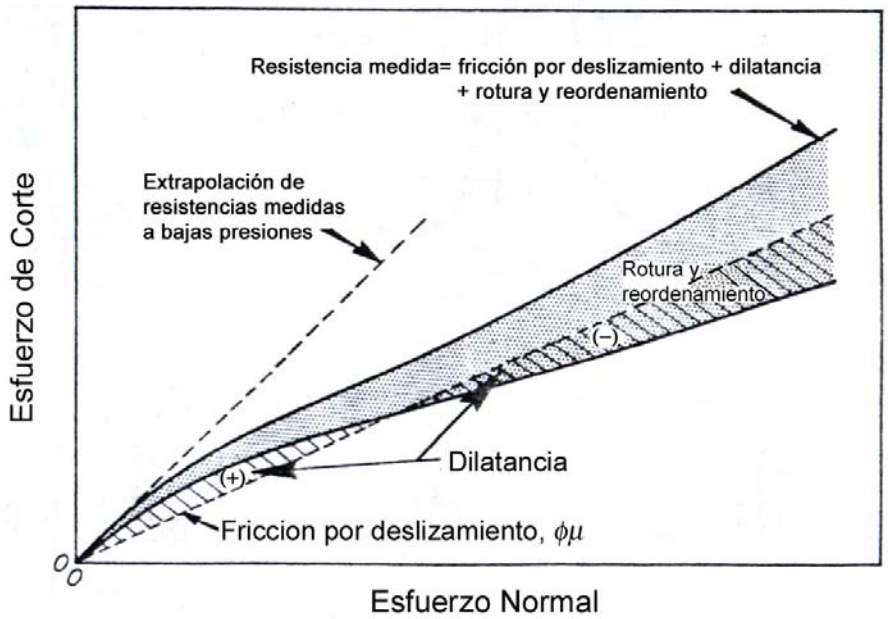


Fig. 2.6: Contribución de la fricción por deslizamiento, dilatancia, rotura y reordenamiento en la resistencia drenada del suelo. (Lee and Seed, 1967)

2.4 Cohesión

La cohesión se define como la resistencia al corte que presenta el suelo en ausencia de cualquier esfuerzo de compresión actuando sobre el esqueleto del suelo o en un plano de falla. Confirmar la existencia de la cohesión y su valor es difícil, ya que la proyección de la envolvente de falla hacia $\sigma'=0$ es incierta, debido a la curvatura de la envolvente de falla, a menos que los ensayos sean realizado a presiones de confinamiento menores a 1kg/cm^2 (Mitchell, 1993).

En suelos granulares limpios es usual asumir una cohesión nula. Pero el análisis retrospectivo de taludes en gravas, conduce a ángulos de fricción demasiado altos si no se considera la existencia de cohesión como resistencia al corte inicial. Además, en resultados de ensayes en gravas limpias a baja presiones de confinamiento se obtiene una componente de resistencia inicial, que no puede ser asociada a efectos de succión, adhesión entre partículas por agentes cementantes o arcilla (Musante et al. 1987).

Esta resistencia inicial o cohesión aparente puede ser interpretada como trabazón mecánica o *interlocking* de superficies rugosas, esta resistencia al corte se produce en ausencia de presión de confinamiento o esfuerzo normal sobre la superficie macroscópica. En la Fig. 2.7 se puede observar la superficie macroscópica y la dirección de deslizamiento debido al corte aplicado, factores que interfieren en el desarrollo de la trabazón mecánica.

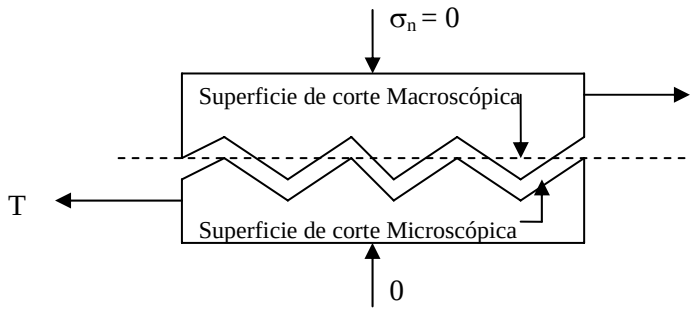


Fig. 2.7: Trabazón Mecánica en superficie macroscópica (modificado de Mitchell, 1993)

Por lo otro lado, Schofield (1999) propone que en vez de una cohesión aparente del suelo, es mejor definir la resistencia máxima como la suma del ángulo del estado crítico, ángulo de dilatancia y la trabazón mecánica, esta última componente depende de la taza de deformación, presión de confinamiento y densidad del suelo.

2.5 Envolventes de falla

Coulomb estableció que la resistencia al corte de un material granular esta dada por la clásica ecuación lineal:

$$\tau = c + \sigma_n \tan\phi \qquad \textbf{(Ec. 2.7)}$$

La cual muestra que la resistencia al corte aumenta linealmente con la tensión normal y supone que tanto la cohesión como el ángulo de fricción son constantes para un suelo dado.

Pero en suelos granulares gruesos se ha observado que la ecuación de Mohr-Coulomb pierde sentido, ya que la resistencia al corte depende de factores como la rotura de partículas, dilatancia y encaje entre partículas, todos los cuales son dependientes de la presión de confinamiento. Esto en definitiva produce una curvatura de la envolvente de falla (Chávez, 2004).

Para definir la envolvente de falla en suelos granulares gruesos, tomando en cuenta la curvatura de esta, variados autores como de Mello (1977), Charles & Watts (1980) y Cea (1993), entre otros, han utilizado una ecuación parabólica del siguiente tipo:

$$\tau = a\sigma'^{\,b}_{n} \qquad \textbf{(Ec. 2.8)}$$

Donde τ y σ_n son los esfuerzos de corte y normal efectivo, los parámetros *a* y *b* son obtenidos por medio de curvas de ajuste de los resultados de ensayos. El valor de *a* varía entre 1.52 kPa hasta 7.44 kPa, y *b* varía entre 0.67 hasta 0.98, según los datos recopilados para enrocados por de Almeida (2001).

Se han desarrollado otras ecuaciones para caracterizar la curvatura de la envolvente de falla, por ello Douglas (2002) realizó una recopilación de criterios de falla para enrocados, de la cual en la Tabla 2.1 se exponen algunos de estos criterios.

Tabla 2.1.: Criterios de falla para suelos granulares (modificado de Douglas, 2002)

Referencia	Ecuación	Desarrollo
De Mello (1977) Charles & Watts (1980)	$\tau = a\sigma'^{\,b}_{n}$	Envolvente de falla empírica
Indraratna et al (1993) Indraratna (1994)	$\frac{\tau}{\sigma_C} = a\left[\frac{\sigma_n}{\sigma_C}\right]^b$	Forma adimensional de la ecuación (Ec. 2.8) .
Sarac & Popovic (1985)	$\tau_{\max} = A\left(\frac{\sigma_n}{\sigma_0}\right)^B$	Desarrollada desde ensayo de corte directo a gran escala en gravas y enrocados
Indraratna et al (1998)	$\frac{\sigma'_1}{\sigma'_3} = a\sigma'^{\,b}_{3}$	Desarrollada empíricamente a partir de dos granulometrías de balasto ensayadas a σ_3'=0
Doruk (1991)	$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \left[\frac{m\sigma'_3}{\sigma_C}\right]^a \sigma_C$	Desarrollado desde criterio de Hoek-Brown por ajuste de resistencia a compresión simple de enrocados.

Como se observa, estas ecuaciones no incluyen una componente de cohesión, la cual se considera en el diseño geotécnico de fundaciones superficiales, taludes, pilotes, etc. Además, los parámetros *a* y *b* de la envolvente parabólica no tienen significado físico. Es por ello que algunos investigadores como Maksimovic (1996), asignan diferentes envolventes de falla de Mohr – Coulomb para determinados diseños geotécnicos y niveles de tensiones, obteniendo así diferentes parámetros de resistencia al corte, c y ϕ, como se observa en la Fig. 2.8.

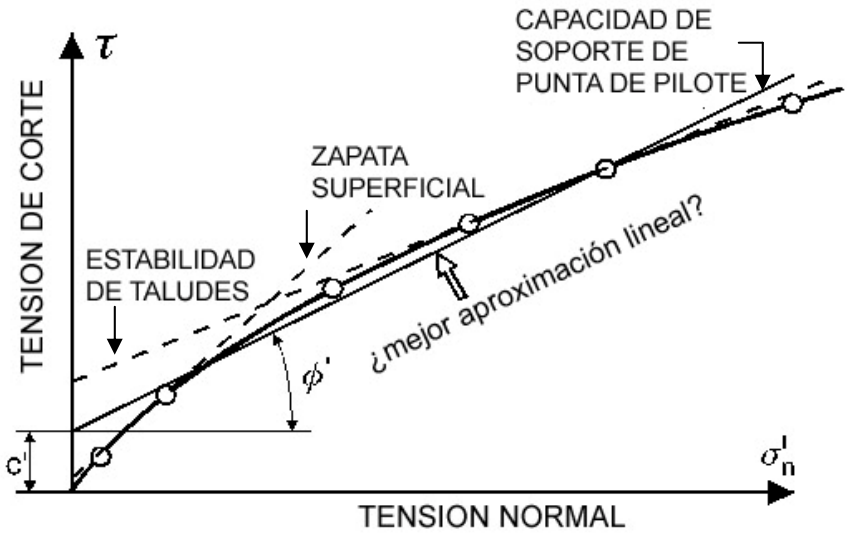


Fig. 2.8: Selección de parámetros de resistencia al corte según fines de diseño. (Maksimovic, 1996)

Los parámetros de resistencia al corte se ven afectados por diversos factores, como propiedades de las partículas (dureza, formar, rugosidad, nivel de rotura), propiedades de la muestra de ensayo (densidad, tamaño de las partículas, granulometría, fábrica) y nivel de tensiones. Estos factores y sus efectos son analizados a continuación.

2.6 Nivel de tensiones

Todos los autores que han estudiado el efecto del nivel de tensiones en la resistencia al corte del suelo, concuerdan en que al aumentar la presión de confinamiento, el ángulo de fricción secante disminuye hasta alcanzar una constante para presiones mayores a 40 kg/cm^2. Este hecho está asociado con la curvatura de la envolvente de falla, además, esta disminución del ángulo de fricción se ha atribuido al rompimiento de partículas, lo cual está directamente relacionado con la resistencia individual de cada partícula y la granulometría del suelo.

Leps (1970) realizó un compendio de 100 ensayos triaxiales realizados en 15 variedades de enrocados, pero este resumen solo sugiere vagamente la influencia de la densidad relativa, la granulometría y la resistencia del tamaño de partícula dominante del suelo. Este estudio arrojó como resultado la Fig. 2.9, en la cual se grafican el ángulo de fricción secante en función de la tensión normal de falla, pero este gráfico no toma en cuenta otros factores como grado de saturación, densidad relativa y la influencia de la forma de las partículas, entre otros.

Indraratna et al. (1993) considerando los resultados de la grava de Contreras y la roca de Santa Fe junto con los datos del enrocado de Greywacke, propone otro límite de baja resistencia que es 3° más conservativo que el límite propuesto por Leps. Indraratna et al (1993) como se señala la Fig. 2.9 realiza ensayos con partículas de tamaño máximo 38 mm y 25 mm para modelar la resistencia de un suelo de tamaño máximo de 50 mm, por lo cual no se considera un enrocado como tal sino que un suelo gravoso.

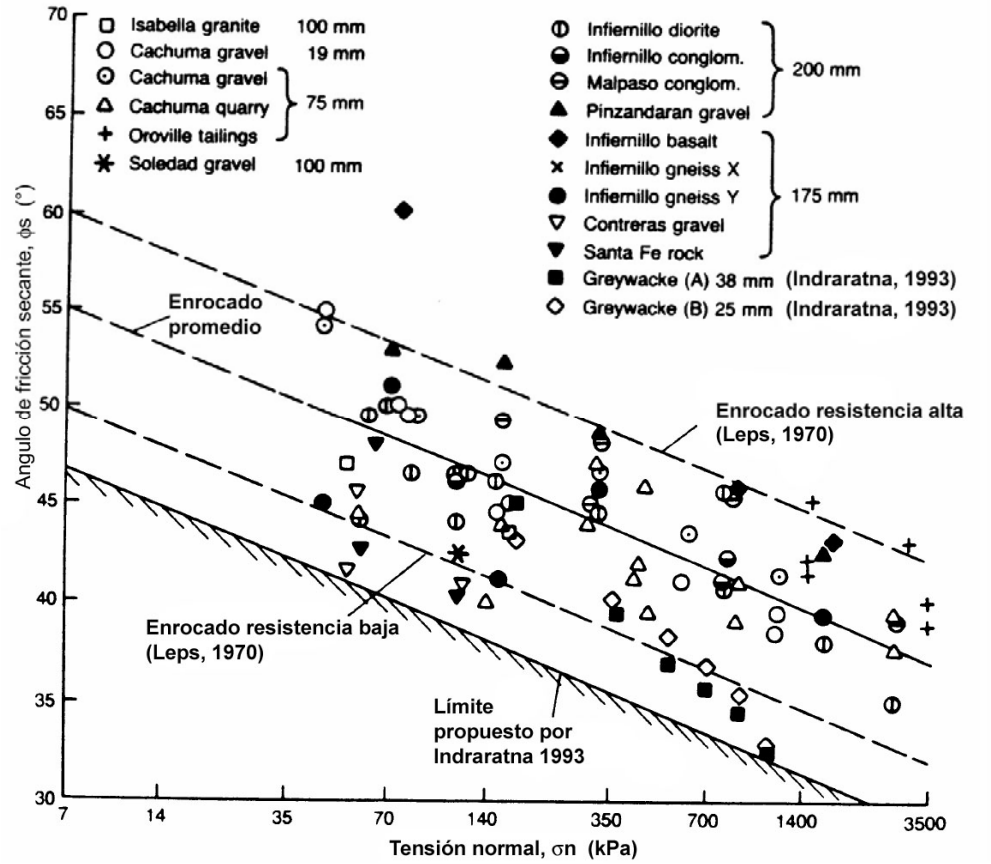


Fig. 2.9: Recopilación de resultados de ensayos de diversos estudios. (Indraratna, 1993)

Una metodología que toma en cuenta el nivel de tensiones en el diseño de enrocados, utilizada por Cea & Olalla (1993) y de Almeida (2001), consiste en obtener la cohesión y el ángulo de fricción en función de σ_3 a partir de las envolventes de falla que se ilustran en la Fig. 2.10a. El ángulo de fricción ϕ' se define como la inclinación de la recta tangente a la envolvente en un determinado valor de tensión σ_3, para la misma tensión la recta tangente corta al eje de vertical (tensión de corte) en una cohesión c', obteniéndose como resultado el gráfico de la Fig. 2.10b.

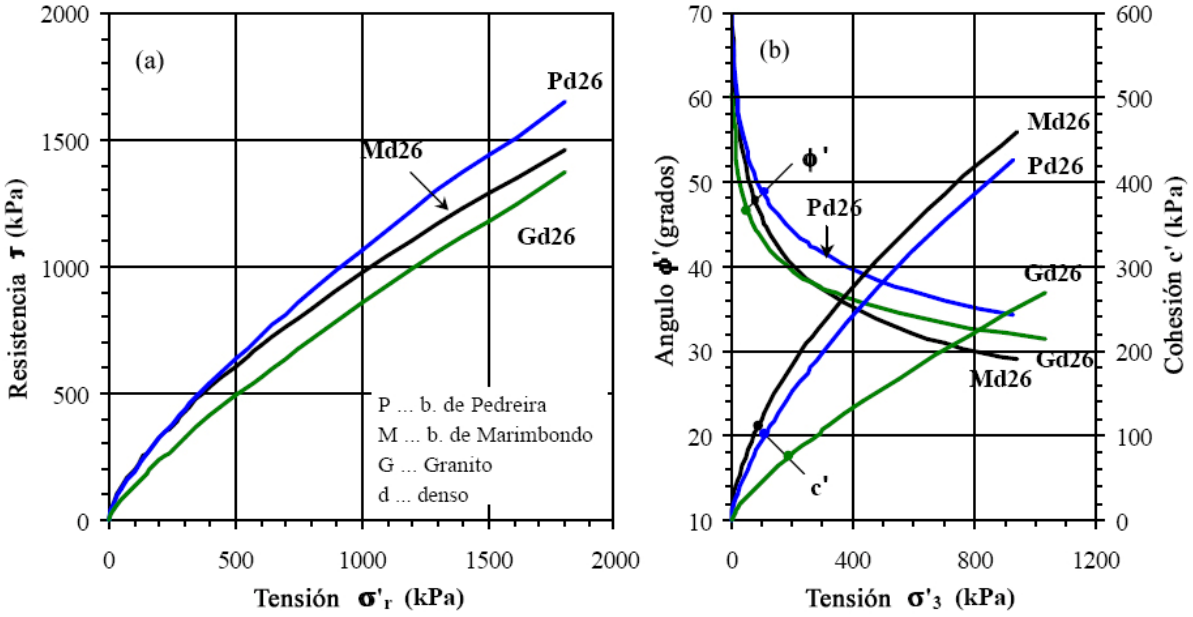
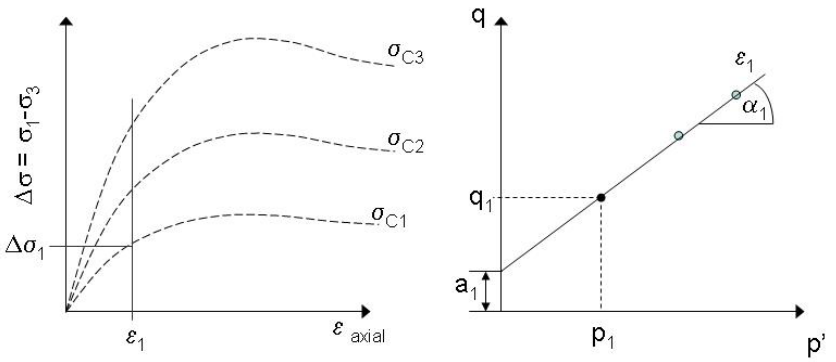


Fig. 2.10: Ensayos triaxiales en enrocados: (a) envolventes de falla (b) desarrollo de los parámetros de resistencia en función de la tensión σ_3. (de Almeida, 2001)

Por otro lado, Schmertmann & Osterberg en 1960 formularon un procedimiento para desacoplar el par cohesión – ángulo de fricción movilizado, par c_m-ϕ_m, en función de la deformación axial, ε, en suelo cohesivos saturados. Este desacople fue aplicado en 1978 por Kort y Musante para interpretar los resultados de ensayos triaxiales a gran escala in-situ realizados en la grava de la 1ª Depositación de la Río Mapocho, para presiones de confinamiento entre 0.22 y 0.83 kg/cm^2. Dicho procedimiento consiste en obtener la envolvente del par movilizado, c_m-ϕ_m, para un nivel de deformación, ε_m, dado. En la Fig. 2.11 se ilustra este procedimiento y en la Fig. 2.12 se presenta el resultado de esta metodología aplicada en muestras de arcilla no-perturbadas denominada Boston Blue Clay.

En general, Schmertman & Osterberg observaron que la componente cohesiva desarrolla un máximo para deformaciones axiales menores a 1%, mientras que la componente friccionante requiere una deformación mucho mayor para alcanzar su valor máximo. Además apreciaron que al aumentar la cantidad de granos gruesos (arena) del suelo cohesivo, la componente cohesiva presenta un decaimiento más pronunciado post-peak.



$$q_1 = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} = \frac{\Delta\sigma_1}{2} \qquad \phi_{\varepsilon 1} = arcsen(\tan\alpha_1)$$

$$p_1 = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} = \sigma_{C1} + \frac{\Delta\sigma_1}{2} = \sigma_{C1} + q_1 \qquad C_{\varepsilon 1} = \frac{a_1}{\cos\phi_{\varepsilon 1}}$$

Fig. 2.11: Procedimiento para obtener el desacople c-ϕ–ε.

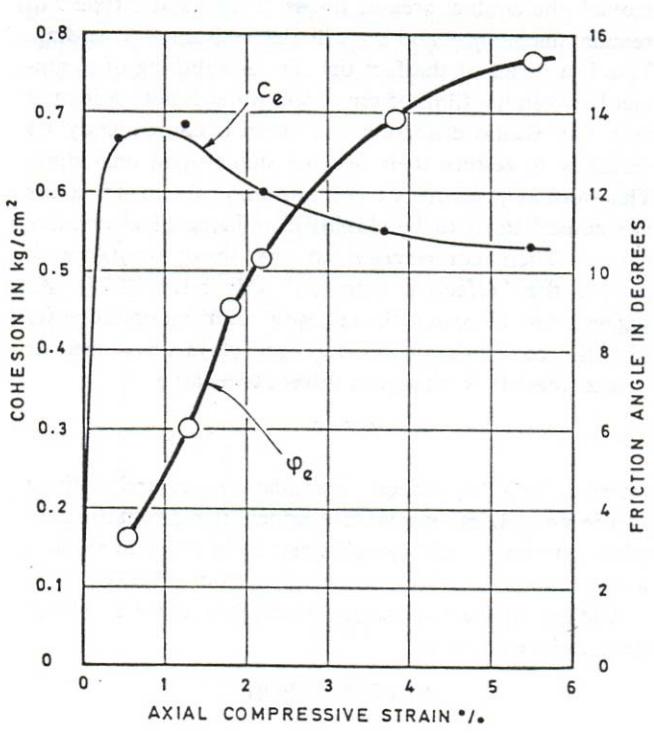


Fig. 2.12: Movilización de cohesión y fricción en función de la deformación axial para muestras no-perturbadas de Boston Blue Clay (modificado por Bjerrum, 1974)

Este procedimiento a sido utilizado y difundido ampliamente por P. Ortigosa en Chile, por ejemplo en la Fig 2.13 se observan tres envolventes movilizadas para ε = 0.25% y 1.02 %y 4.1%, de un maicillo fino compactado al 95% del P.M., cada una de las cuales esta asociado a un par c_m-ϕ_m.

Este procedimiento es útil para evaluar capacidad de soporte, empujes, tensiones incluyendo el efecto de arco, etc. Todo lo anterior considera un suelo homogéneo al cual se le asigna un único desacople c-ϕ–ε. Además, el desacoplamiento sirve para interpretar y establecer límites de validez de ensayos, especialmente para la compresión no confinada.

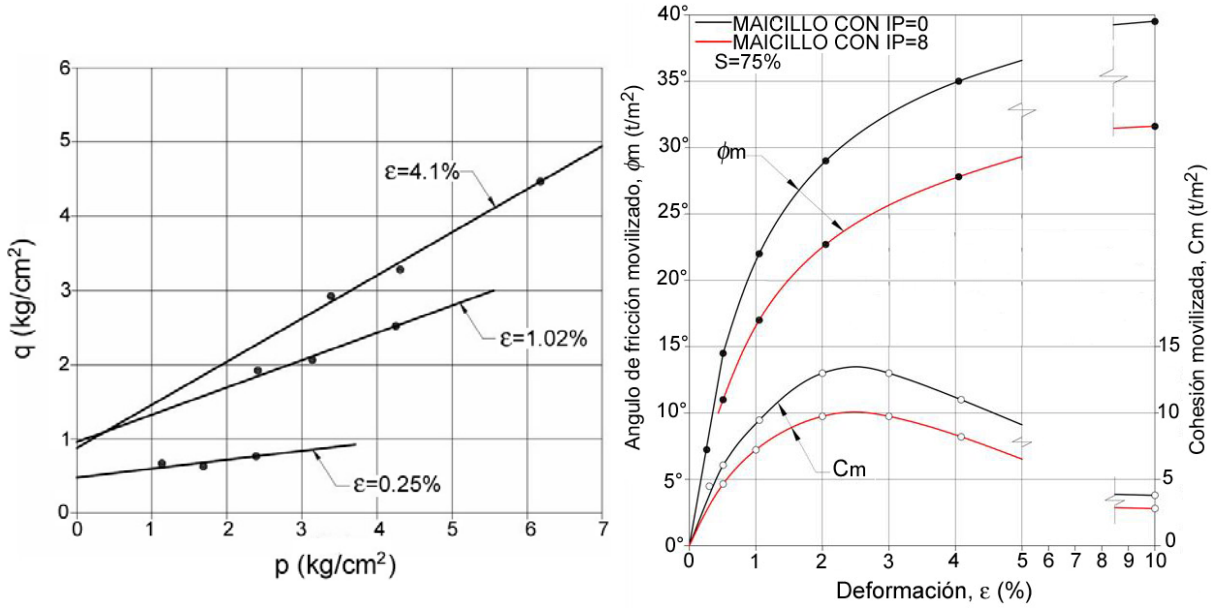


Fig. 2.13: Envolventes para diferentes niveles de deformación en maicillo fino (Ruta de la madera, Ortigosa, 2005)

Este método considera una envolvente de falla recta, pero como se menciona en los párrafos anteriores la envolvente de falla para enrocados y gravas se curva para presiones de confinamientos elevadas. Por ende, este método puede ser modificado utilizando una recta tangente al inicio de la envolvente (bajas presiones), como se indica en la Fig. 2.14. Esta nueva envolvente disminuye la cohesión y aumenta el ángulo de fricción interna, respecto a la regresión lineal utilizada por Schmertman & Osterberg (1960). De esta manera el desacople c–ϕ–ε en enrocados o gravas puede ser utilizado en el caso de un diseño geotécnico a bajas tensiones.

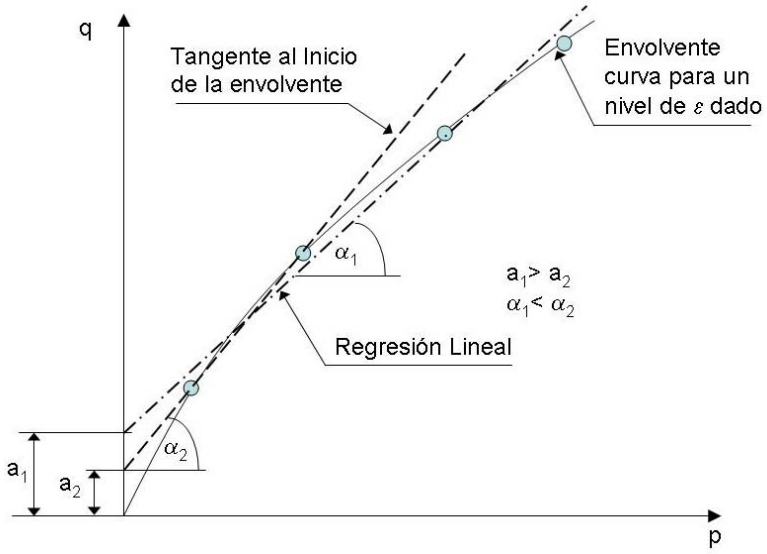
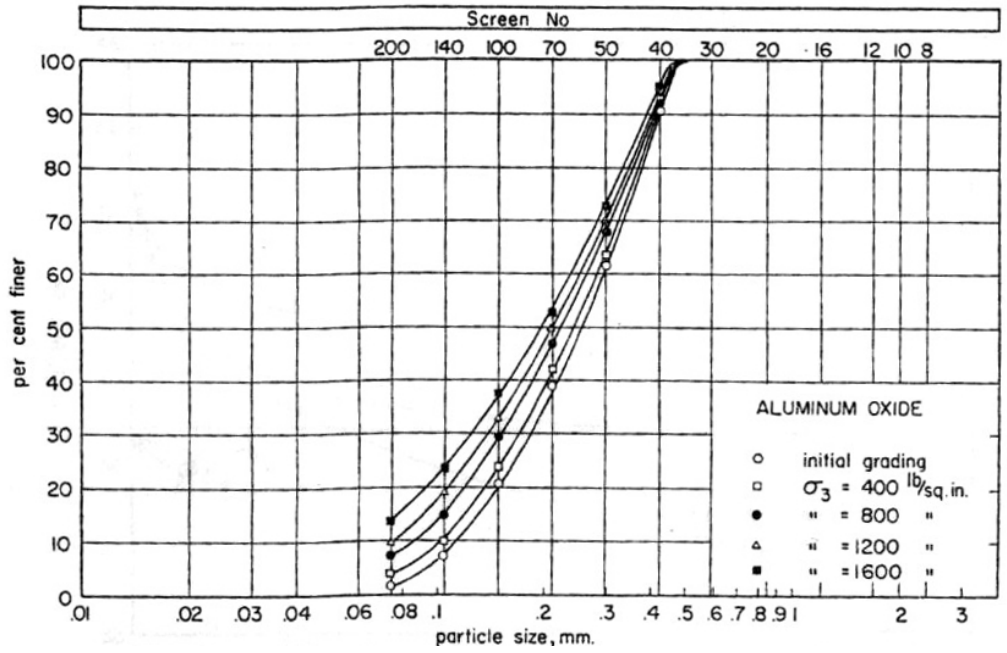


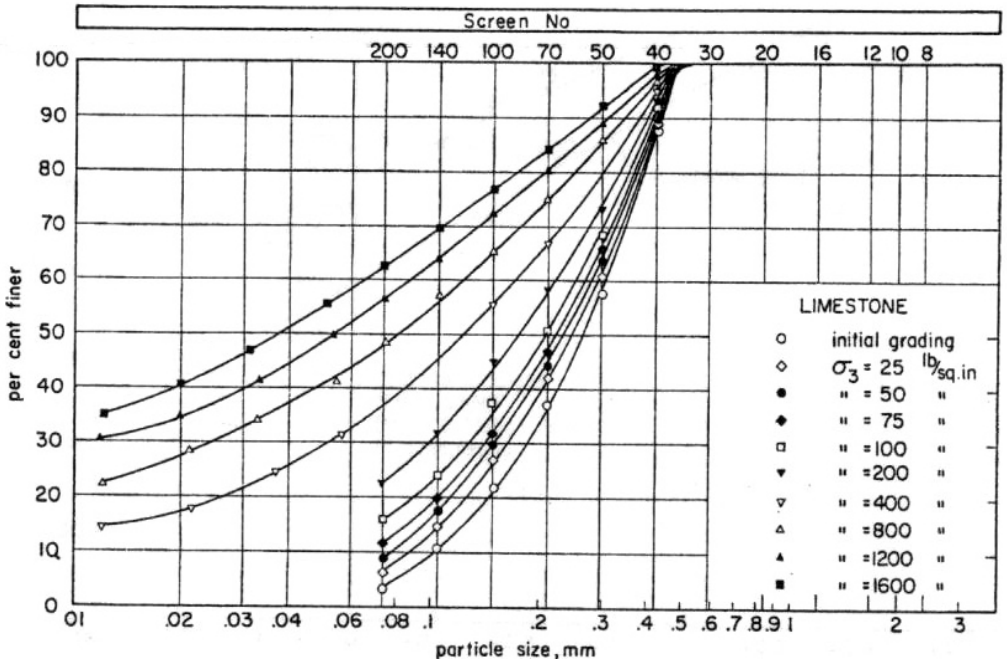
Fig. 2.14: Desacople c–ϕ–ε para una envolvente curva.

2.7 Dureza de las partículas

Las partículas de gran tamaño contienen micro-fisuras o vetillas que forman planos de debilidad a través de los cuales se produce la rotura. Estas irregularidades no se presentan en las partículas de menor diámetro, lo cual aumenta su resistencia como partícula individual. Si se centra el interés en la resistencia individual de las partículas de menor tamaño, Lo & Roy (1973) realizaron ensayos triaxiales drenados a compresión en tres tipos de materiales de similar granulometría inicial y de tamaño máximo 0.5 mm. Los materiales utilizados son oxido de aluminio (aluminum oxide), cuarzo (quartz) y piedra caliza (limostone), en orden decreciente de resistencia de partículas. Los ensayos triaxiales fueron realizados en un amplio rango de presiones de confinamiento desde 25 psi (1,8 kg/cm^2) a 1600 psi (112.5 kg/cm^2), para cada presión se presenta en la Fig. 2.15a y Fig. 2.15b las granulometría después de ensayo para los materiales de oxido de aluminio de alta resistencia y piedra caliza de baja resistencia. La Fig. 2.15 muestra las diferencias esperadas, es decir, el material de baja resistencia presenta mayor rotura de partículas, lo que implica una mayor deformación volumétrica durante los ensayos. Pero si observamos los resultados presentado en la Fig. 2.16 el oxido de aluminio presenta un ángulo de fricción más bajo que la piedra caliza, esto se atribuye a la gran reducción del índice de vacío resultante de la rotura de partículas en la muestra de piedra caliza.



(a)



(b)

Fig 2.15: Granulometrías post ensayo para (a) oxido de aluminio y (b) piedra caliza. (Lo & Roy, 1973)

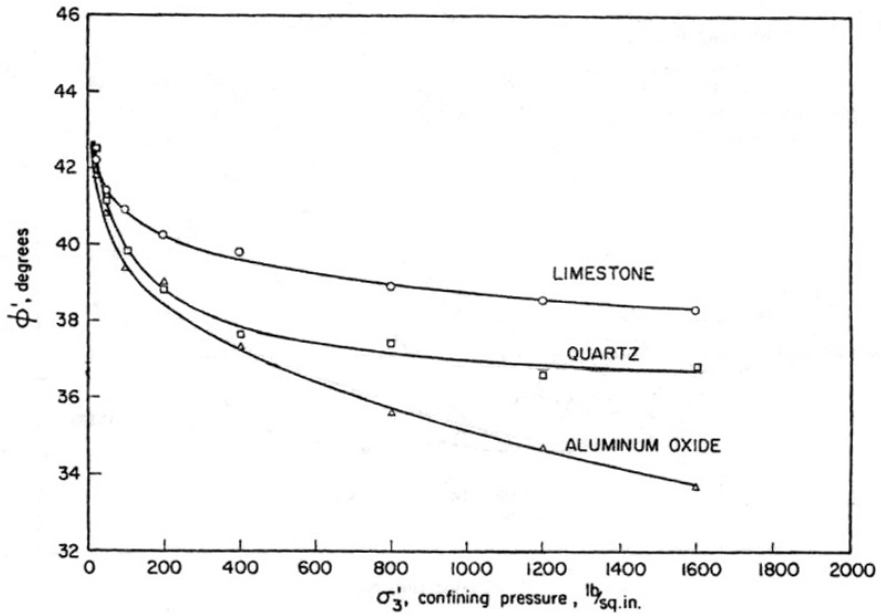


Fig. 2.16: Degradación del ángulo de fricción a mayor presión de confinamiento. (Lo & Roy, 1973)

2.8 Forma y rugosidad de las partículas

El tamaño y la forma de las partículas reflejan la composición mineralógica del material, formación del grano y su liberación de la matriz del mineral, transporte y ambiente de depositación. La esfericidad y redondez puede ser estimada en forma visual al realizar comparaciones con gráficos, como el que se muestra en la Fig. 2.17. Además, las imágenes digitales facilitan el análisis matemático de la forma de la partícula incluido el Análisis de Fourier, análisis de fractal y otras técnicas híbridas (Santamarina, 2004).

Lee & Farhoomand (1967) comprobaron que un suelo anguloso es más compresible que un suelo sub-redondeado, como se observa en la Fig. 2.18, esto se debe a que su resistencia a la rotura es relativamente menor, pues en sus bordes angulosos se produce una mayor concentración de tensiones. No obstante, a presiones elevadas, el aumento de las fuerzas de contacto genera un intenso grado de fractura tanto en partículas angulosas como para redondeadas. Según los ensayos triaxiales con aplicación de vacío realizados por Vallerga et al. (1957) en partículas de igual origen y granulometría uniforme, obtuvieron que las partículas angulosas desarrollan un ángulo de fricción interna mayor que las partículas sub-redondeadas, esto también es confirmado con los resultados de Koener (1970).

Además, Vallerga et al. (1957) realizaron ensayos triaxiales de las mismas características en bolitas de vidrio, las cuales fueron sumergidas en ácido para generar distintos niveles de rugosidad superficial, y se obtuvo como resultado que las partículas con mayor rugosidad superficial aumentan su ángulo de fricción interna hasta en 8° con respecto a las de superficie lisa.

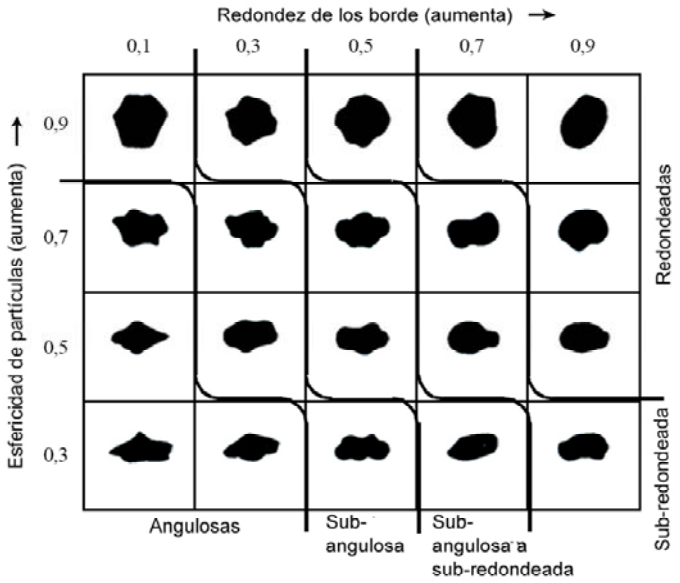


Fig. 2.17: Determinación de esfericidad y redondez de partículas (adaptado de Krumbein y Sloss, 1963)

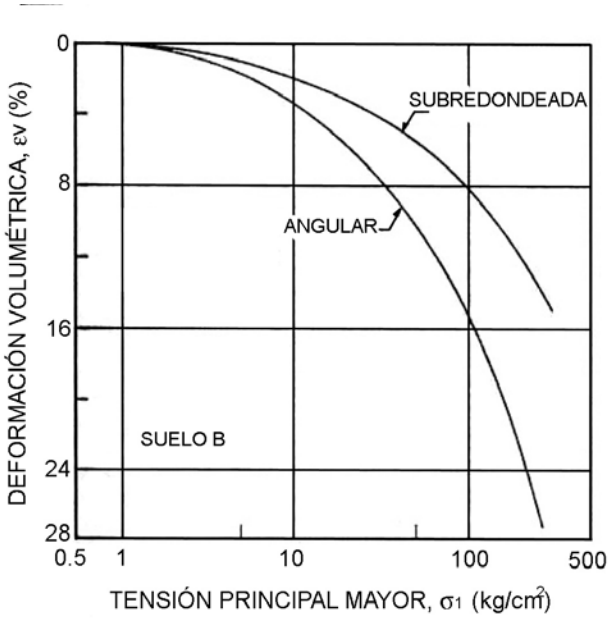


Fig. 2.18: Deformación volumétrica para diferentes forma de partícula. (Lee & Farhoomand, 1967)

Barton y Kjærnsli (1981) relacionan el ángulo de fricción interna, por medio de la ecuación Ec. 2.9, con la resistencia equivalente del enrocado S, expresado como una fracción de la resistencia a compresión simple de la roca parental, con la rugosidad equivalente R y con el ángulo de fricción básico ϕ_b desarrollado en superficies planas de rocas no alteradas. Este criterio de resistencia para enrocados según Indraratna et al. (1993) solo sirve para presiones de confinamiento bajas en el enrocado de grauvaca (greywacke). Pero según los resultados de los enrocados de la presa de Oroville utilizados por Barton el al. (1981), estas ecuación obtiene ángulos de fricción más altos a presiones bajas que los obtenidos por medio de ensayos triaxiales a gran escala. Este método se basa en criterios de falla en roca, pero la existencia de variados parámetros y características del suelo que influyen en la resistencia al corte provocan que esta metodología solo se ajuste a enrocados que cumplan con ciertas características específicas.

$$\phi' = R \log\left(\frac{S}{\sigma_n}\right) + \phi_b \qquad \textbf{(Ec. 2.9)}$$

2.9 Rotura de partículas

Lee & Farhoomand (1967) proponen que a partir de los datos habilitados en la literatura se puede sugerir que tanto la compresibilidad como el rompimiento de partículas son acelerados por la adición de agua, el incremento del tamaño de partícula en un suelo uniforme, el incremento de la uniformidad de la muestra de suelo, la angulosidad de la partículas, densidad de la muestra, la baja resistencia de las partículas individuales, el aumento de la presión confinante y la aplicación de esfuerzo de corte.

En la medición del nivel de rotura de partículas se han propuestos diversos método relacionados con la comparación de granulometrías antes y después de ensayo, entre estos se destacan los siguientes investigadores Lee & Farhoomand

(1967), Hardin (1985), que Lade et al. (1986) presenta por medio de la Fig. 2.19. Además, existen métodos basados en el cambio de superficie específica como el descrito por Yasufuku (2003). Pero el método más utilizado es el parámetro Bg propuesto por Marsal en 1969, en la Fig. 2.20 se esquematiza la determinación de este parámetro que es definido como la sumatoria de las diferencias positivas entre los porcentajes de material retenido en la mallas, antes y después de un ensayo de resistencia. En la Fig. 2.21 se observa que los enrocados de granulometría uniforme presentan una mayor rotura de partículas que los enrocados bien graduados, lo que concuerda con lo expuesto por Lee & Farhoomand en 1967.

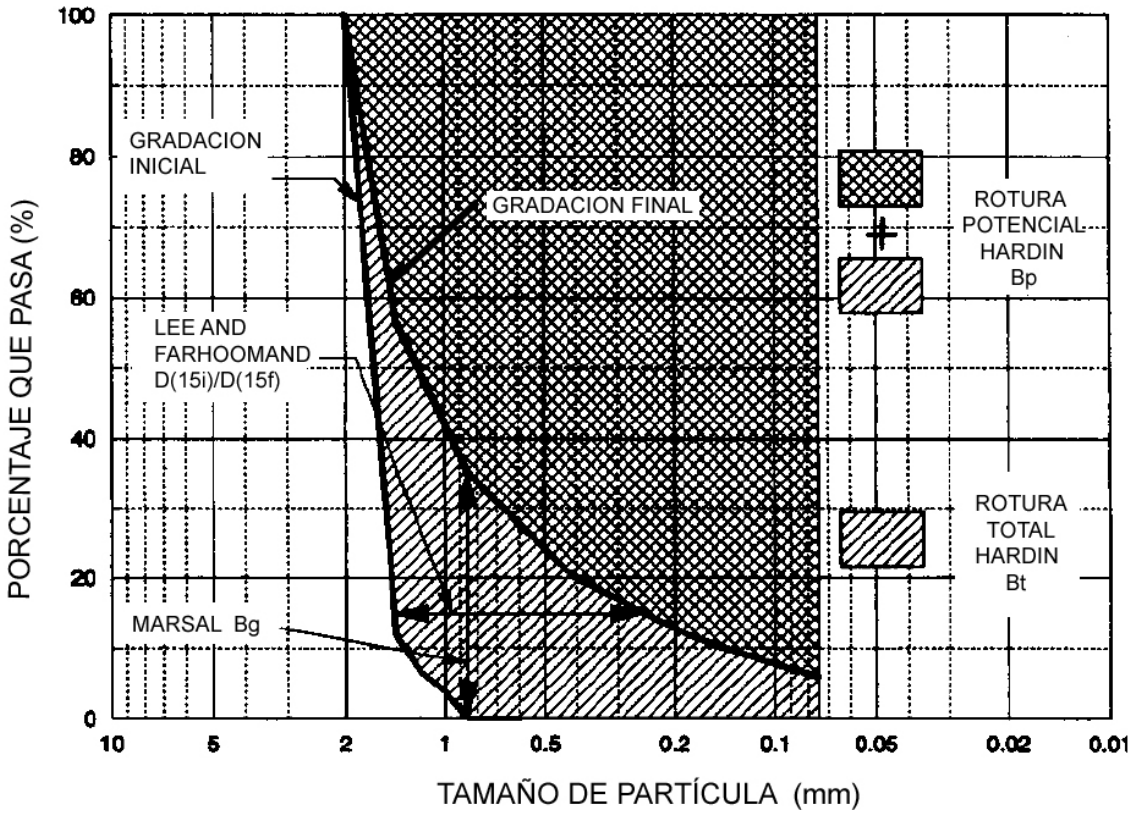


Fig. 2.19: Resumen de metodologías para medir rotura de partículas (Lade et al. 1986)

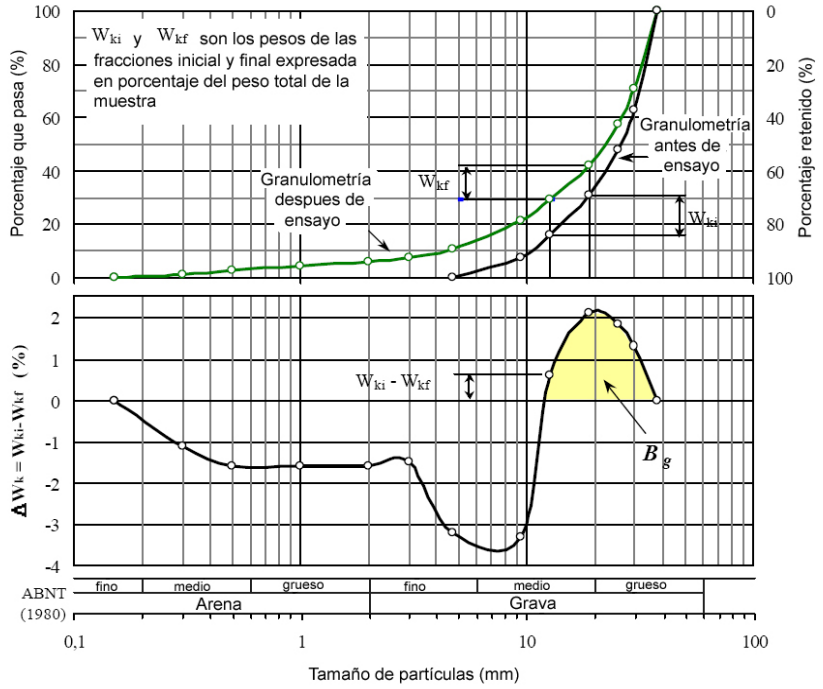


Fig. 2.20: Metodología para la determinación del parámetro Bg. (Modificado de Marsal, 1980)

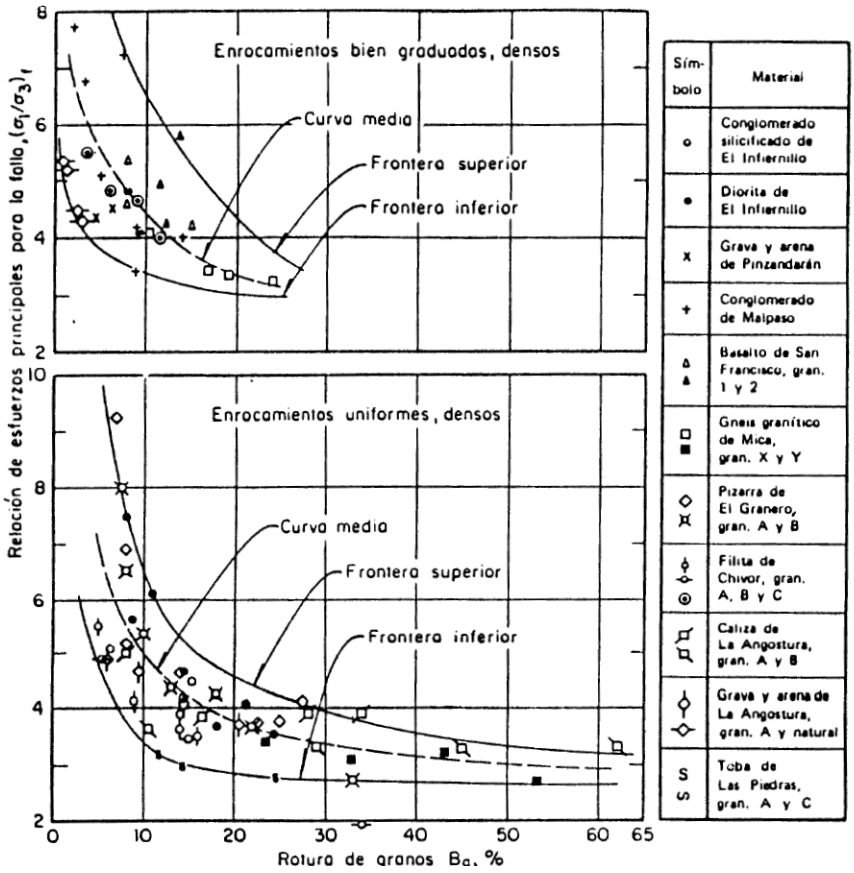
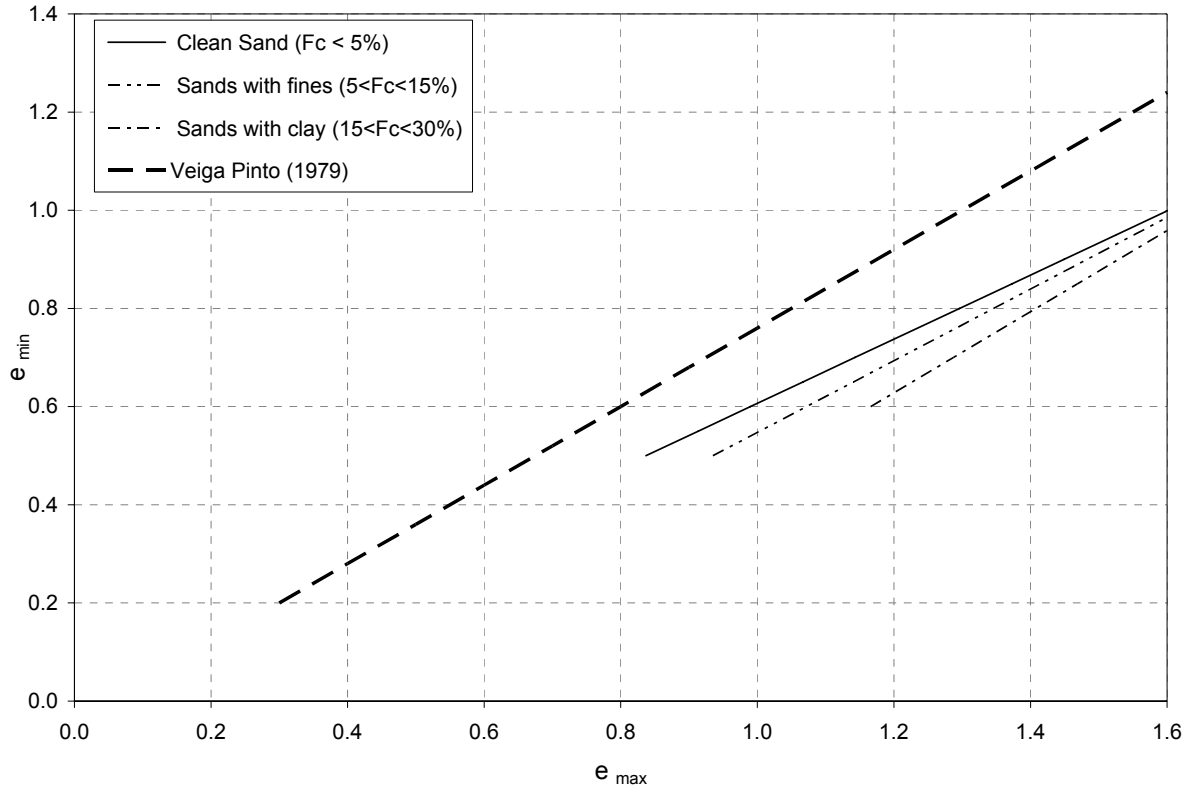


Fig. 2.21: Relación entre rotura de partículas y gradación de enrocados. (Marsal, 1980)

2.10 Densidad inicial

El parámetro más utilizado para representar un grado de compactación de materiales no cohesivos es la densidad relativa, D_R. No obstante, debido al tamaño de las partículas de los enrocados, existen dificultades experimentales en la determinación de densidades máximas y mínimas de estos materiales. Una alternativa para controlar esta dificultad es la utilización de correlaciones entre el índice de vacío mínimo (de difícil determinación para enrocados) y otros parámetros de determinación mas expedita (de Almeida, 2001). Por ejemplo en la Fig. 2.22 se muestra la correlación entre el índice vacíos máximo y el índice de vacío mínimo para enrocados y arenas.



Tipo de suelo	Procedimiento de Ensayo	Ecuación
Clean sand (Fc <5%) of japan (Cubrinovski & Ishihara, 2002)	JGS Standars	$e_{min} = 0.65\ e_{max} - 0.047$
Sands with fines (5 < Fc < 15%) of japan (Cubrinovski & Ishihara, 2002)	JGS Standars	$e_{min} = 0.73\ e_{max} - 0.182$
Sands with clay (15 < Fc < 30%) of japan (Cubrinovski & Ishihara, 2002)	JGS Standars	$e_{min} = 0.83\ e_{max} - 0.364$
Enrocados de Veiga Pinto (1979)	No convencional	$e_{min} = 0.80\ e_{max} - 0.040$

Fig. 2.22: Relación entre e_{min} y e_{max} en suelos granulares gruesos (modificado de Almeida, 2001)

A mayor densidad inicial mayor es la resistencia máxima si se compara esta característica a la misma presión de confinamiento. Pero en el estado crítico, que se produce a un alto nivel de deformaciones, la resistencia es la misma para las diferentes densidades iniciales, como muestran los resultados de ensayos triaxiales drenados de Koener (1970) en arena de Ottawa. Además, según Vesic y Clough (1968), para un nivel elevado de presiones de confinamiento el ángulo de fricción secante es el mismo para cualquier densidad, esto se observa en la Fig. 2.23. Esto se produce ya que a altos niveles de tensión la fractura de las partículas alcanza su mayor intensidad y los efectos de dilatancia desaparecen, por ende la fricción por deslizamiento entre partículas es la que adquiere mayor relevancia y genera un valor aproximadamente constante de ángulo de fricción interna en arenas. En enrocados no se desarrolla este comportamiento, como se aprecia en la Fig. 2.9.

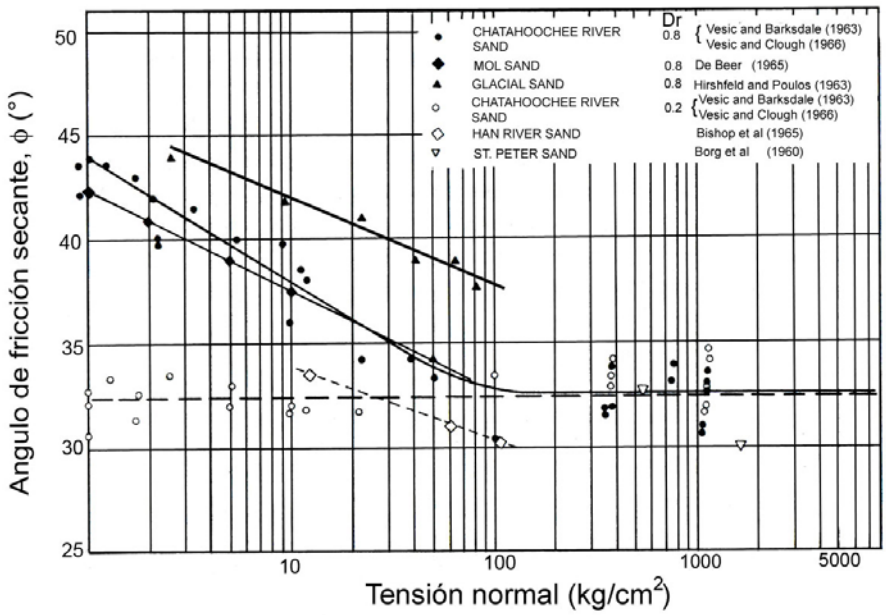


Fig. 2.23: Degradación del ángulo de fricción secante en arenas. (Vesic & Clough, 1968)

2.11 Tamaño de las partículas

Esta característica ha sido estudiada por diferentes autores y han llegado ha distintas conclusiones como se aprecia en la Tabla 2.2. Esto se debe a que han utilizado diferentes metodologías y base de comparación. Además, no se puede aislar el efecto del tamaño de partículas tan fácilmente, ya que la resistencia al corte depende de la mayor o menor uniformidad de la granulometría, forma, rugosidad y

resistencia de las partículas. Leussink (1965) atribuye la reducción del ángulo de fricción con el incremento del tamaño de partículas en los resultados de Marsal, a que en las probetas de grandes dimensiones la carga es transmitida por los granos de mayor tamaño y los granos pequeños solo llenan los vacíos sin transmitir tensiones. Por ello en las partículas de mayor tamaño se concentran las tensiones y en consecuencia aumentan la rotura de estas.

Tabla 2.2: Efecto del tamaño de partícula en la resistencia al corte de enrocados.

Investigador	D_{100} máximo [mm]	Ensayo	Metodología de ensayo	Conclusión
Marachi (1972)	152	Compresión triaxial drenada	Granulometrías paralelas	El ángulo de fricción disminuye con el aumento del tamaño de partículas.
Varadarajan et al. (2003)	80	Compresión triaxial drenada	Granulometrías paralelas	Para el embalse Ranjit Sagar el ángulo de fricción aumenta al incrementar el tamaño de partícula. Para el embalse Purulia el ángulo de fricción disminuye al incrementar el tamaño de la partícula.
Cea et al. (1994)	25	Compresión triaxial drenada	Granulometrías paralelas	El ángulo de fricción aumenta al incrementar el tamaño de partículas.
Frassoni et al. (1982)	35	Compresión triaxial drenada	Granulometrías paralelas	El ángulo de fricción disminuye ligeramente con el aumento del tamaño de partículas.
Thiers & Donovan (1981)	63,5	Compresión triaxial drenada	Granulometría paralela modificada para disminuir la cantidad de finos.	El ángulo de fricción disminuye con el aumento del tamaño de partícula.
Gesche (2002)	37,5	Compresión triaxial drenada	Granulometrías paralelas limitando el contenido de finos a un 10%	El efecto del tamaño máximo de las partículas sobre el ángulo de fricción interna es despreciable.
Marsal (1965)	200	Compresión triaxial drenada	Granulometrías con el mismo Cu	El ángulo de fricción disminuye con el aumento del tamaño de partículas.
Donaghe & Torrey (1979)	75	Compresión triaxial No drenada	Granulometría realizada por medio de Corte y reemplazo	El ángulo de fricción aumenta al incrementar el tamaño de partículas.
Zeller & Wullimann (1957)	100	Compresión triaxial drenada	Corte de granulometría original	El ángulo de fricción aumenta al incrementar el tamaño de partículas.
Al-Hussaini (1983)	76.2	Compresión triaxial drenada	Corte de granulometría original	El ángulo de fricción aumenta al incrementar el tamaño de partículas.

2.12 Distribución granulométrica

Según Terzaghi la granulometría ideal para un enrocado debe ser bien graduada, esto se atribuye a que en este tipo de granulometría el número de contactos entre partículas es alto, por ende las tensiones de contacto son menores. Si la granulometría es uniforme la fuerza de contacto es elevada ya que existe un menor número de contacto entre partículas, lo cual conlleva a un mayor grado de rotura de partículas. Lee & Fardhoomand (1967) ratifican con sus resultados, que se presentan en la Figs. 2.24 y 2.25, que un suelo grueso de granulometría uniforme (A) es más compresible que un suelo bien gradado con el mismo tamaño máximo de partículas (F). Además, un suelo grueso de granulometría uniforme (B) es más compresible que un suelo fino de gradación uniforme (C,D,E).

La granulometría se relaciona directamente con la densidad de los materiales granulares gruesos, y por ello diversos investigadores como Burmister (1938), Korfiatis et al. (1982) y Latham et al. (2001) han correlacionado ambos parámetros. Es así que Biarez (1994) desarrollo un gráfico que relacionan el índice de huecos mínimo con el coeficiente de uniformidad y la forma de las partículas para arenas con un contenido de finos menor al 10%, esto se aprecia en la Fig. 2.26, en ella también se superpone el índice de hueco mínimo obtenidos para diferentes enrocados.

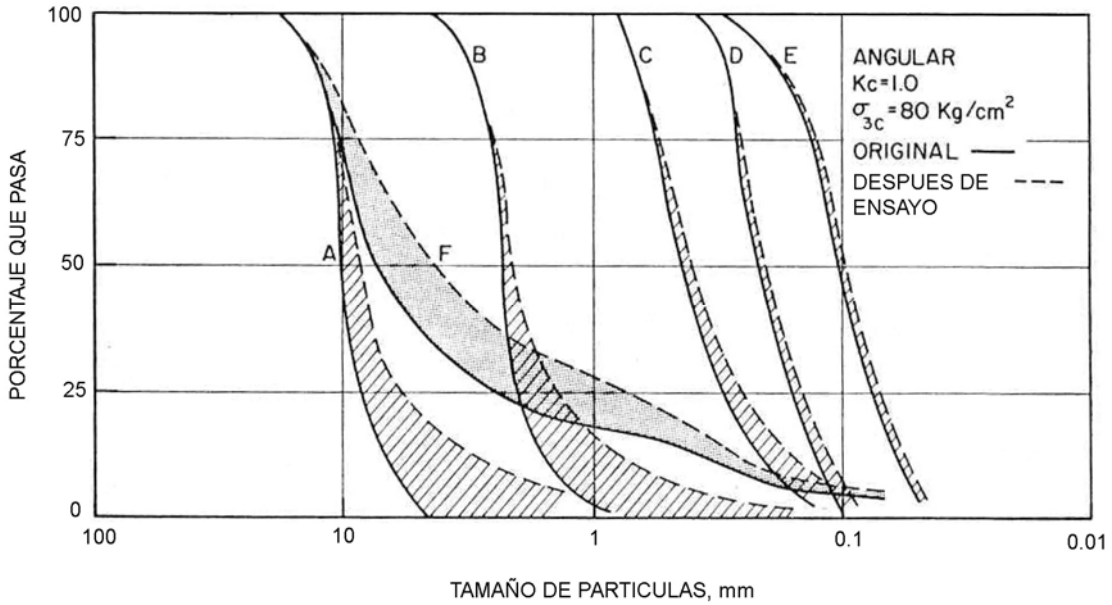


Fig. 2.24: Efecto de granulometría en la rotura de partículas. (Lee and Farhoomand, 1967)

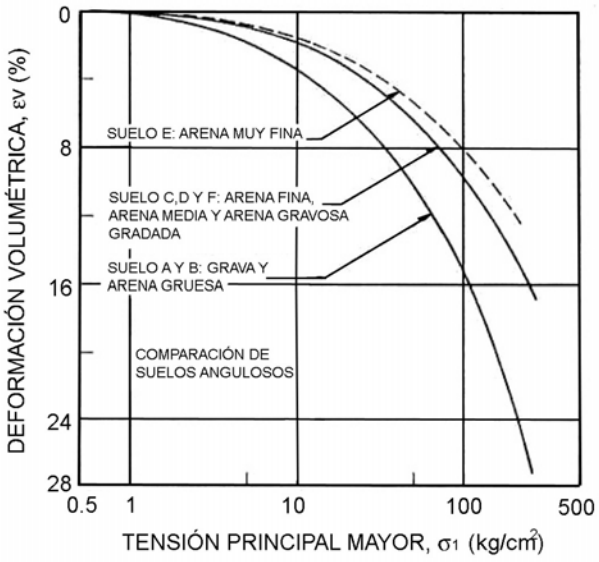


Fig. 2.25: Efecto de granulometría en la compresibilidad del suelo. (Lee and Farhoomand, 1967)

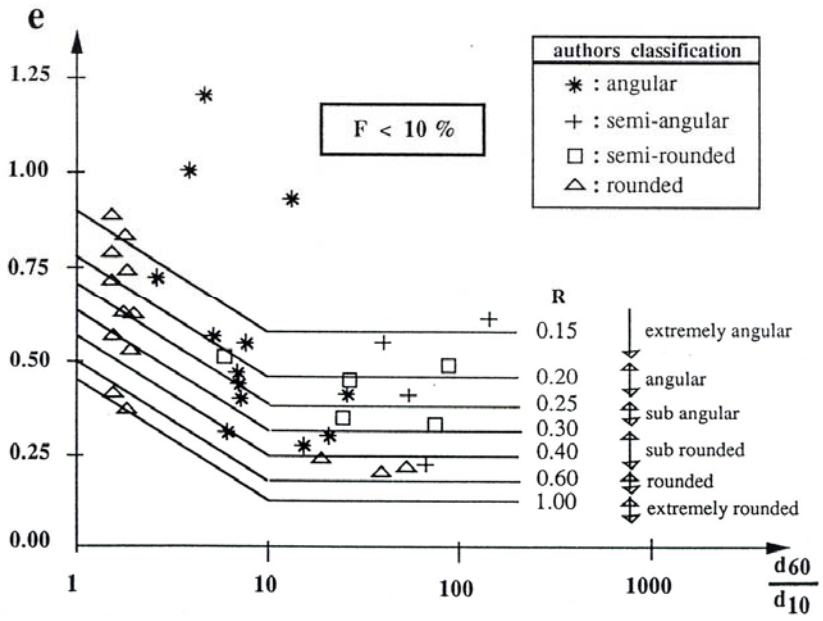


Fig. 2.26: Medición del índice de vacío mínimo, e_{min}, como función del coeficiente de uniformidad y angulosidad de partículas de enrocados (Biarez, 1994)

2.13 Fábrica

Los distintos métodos de confección de probetas producen diferentes fábricas y una anisotropía inducida que cambia el comportamiento tensión deformación para el mismo suelo. Ensayos triaxiales drenados a compresión de la Fig. 2.27, realizados por Mitchell (1976), muestran el comportamiento tensión-deformación y cambio

volumétrico es consistente con la fábrica observada. Esto es, el material más débil y menos dilatante fue preparado por lluvia seca, el material más resistente y dilatante fue preparado por vibrado húmedo. La fábrica cambia con el deslizamiento y rotación de los granos durante la compresión triaxial. Por ende, la deformación de arenas, gravas y enrocados es influenciada por la fábrica inicial.

Verdugo (1999) indica que el ordenamiento obtenido en probetas remoldadas que se observan en la Fig. 2.28a a Fig. 2.28c puede ser destruido a altos niveles de deformación y un nuevo ordenamiento es logrado durante la ocurrencia del estado último, por lo cual la resistencia última es independiente de la anisotropía inicial. Pero en el caso de muestras “inalteradas” donde se producen ordenamientos del estilo de la Fig 2.28d a Fig 2.28f, cualquier nivel de deformación no es capaz de crear un ordenamiento común y por ende en el estado último se alcanzan en diferentes condiciones.

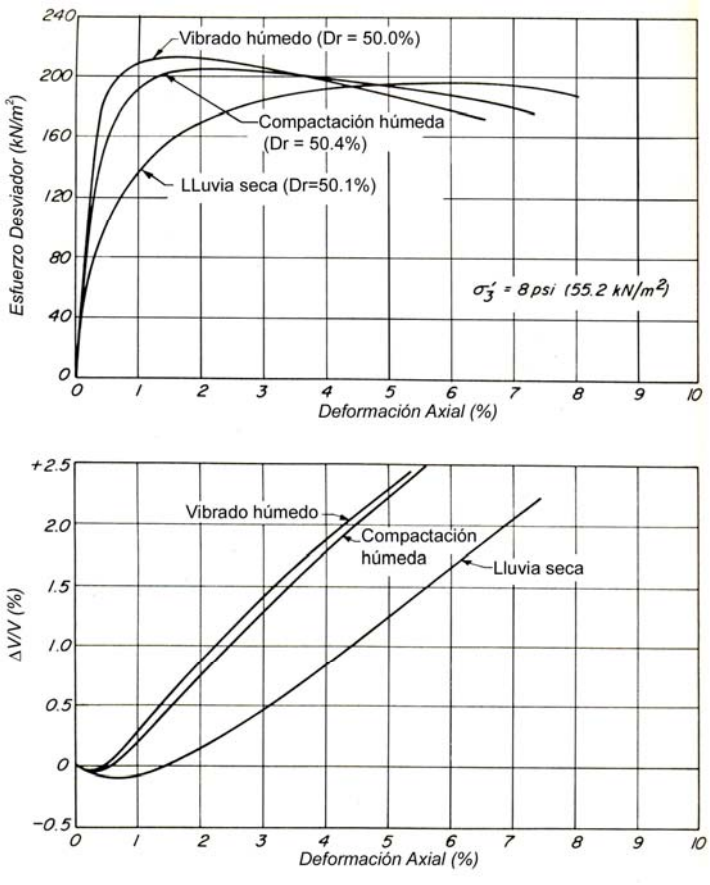


Fig. 2.27: Ensayos triaxiales con diferentes método de confección de probetas. (Mitchell, 1976)

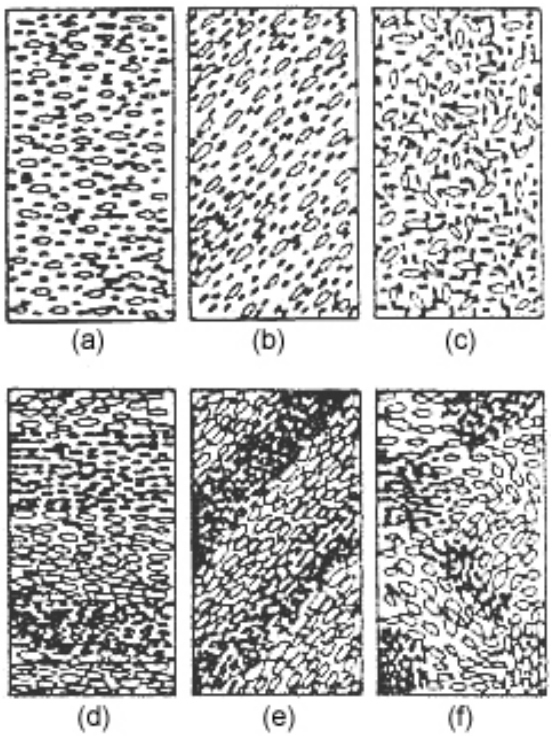


Fig. 2.28: Diferentes ordenamientos de partículas. (Verdugo, 1999)

CAPITULO 3
DETERMINACIÓN DE LA RESISTENCIA AL CORTE DE SUELOS GRUESOS

3.1 Introducción

Cuando se construyeron las primeras presas de enrocados, se hizo necesario conocer la resistencia al corte de estos materiales, para lo cual se requería de equipos de grandes dimensiones. Como no se podían realizar ensayos a escala natural diferentes metodologías han sido propuestas desde los años 60 hasta nuestros días, las cuales han utilizado equipos convencionales para determinar la resistencia de enrocados y gravas en muestras remoldadas. En el presente capítulo se realiza un resumen de los métodos más conocidos y los resultados que estos entregan.

3.2 Método de corte

Zeller y Wullimann (1957) utilizaron el método de corte para los materiales del Embalse Göschenenalp. A la granulometría original del material detrítico utilizado en los espaldones del embalse, se extrajo la fracción gruesa y se obtuvo granulometrías entre 0 – 100 mm, 0 – 30 mm, 0 – 10 mm y 0 – 1 mm, como muestra la Fig. 3.1. Luego se realizaron ensayos triaxiales con aplicación de vació en muestras secas para cada una de estas granulometrías, utilizando probetas de diámetros 505 mm, 252 mm, 160 mm y 80 mm. De esta manera se pudo obtener la dependencia de la resistencia al corte en función de la porosidad y el tamaño máximo de la muestra para una presión de confinamiento de 0.9 kg/cm^2. Finalmente, por medio de aproximaciones sucesivas es posible determinar la resistencia al corte de la granulometría original. Es así como en la Fig. 3.2 se presenta la extrapolación de la resistencia al corte para un tamaño máximo de 600 mm, correspondiente a la granulometría original del material detrítico.

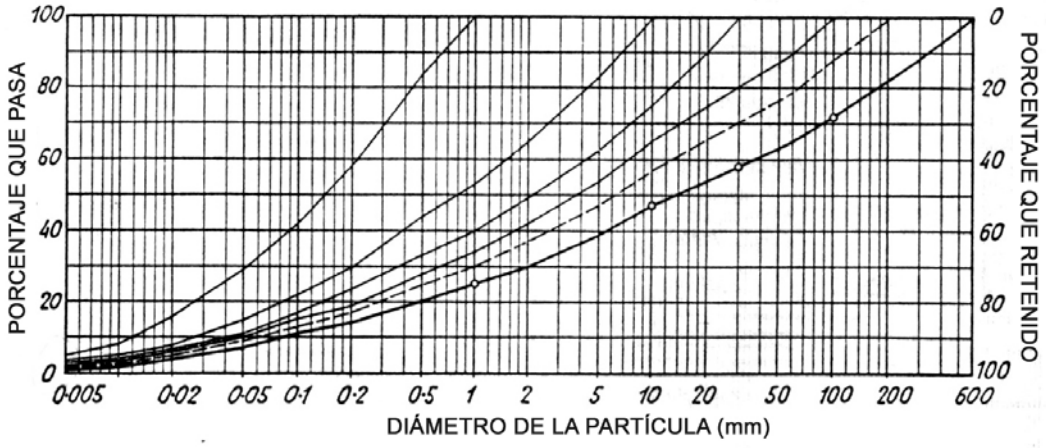


Fig. 3.1: Granulometrías del material de la presa Göschenenalp (Zeller & Wullimann,1957)

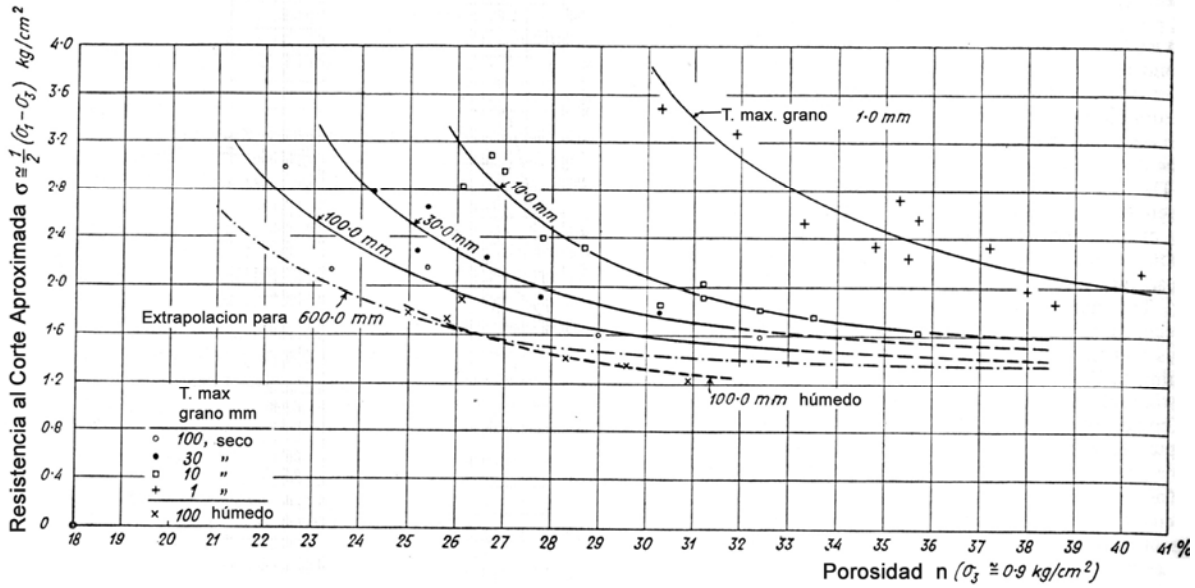


Fig. 3.2: Extrapolación de la resistencia al corte en función de la porosidad y tamaño de partícula, a una presión de confinamiento de 0.9 kg/cm^2. (Zeller & Wullimann., 1957)

En este caso para una misma porosidad la resistencia al corte aumenta con la disminución del tamaño de partículas. Para realizar una adecuada conclusión se debería utilizar como punto de comparación una misma densidad relativa, pero en esta investigación no se cuenta con datos de densidad máxima y mínima. Se debe tener en cuenta que todas estas granulometrías son bien graduadas, pero al disminuir el tamaño máximo de partículas aumenta la angulosidad de los granos y esto genera una mayor resistencia, lo cual puede explicar el incremento de la resistencia al corte de la Fig .3.2.

Por otro lado Al-Hussaini (1983) realizó ensayos triaxiales en basalto chancado, utilizando granulometrías entre 0.6 – 6.4 mm, 0.6 – 12.7 mm, 0.6 – 25.4 mm, 0.6 – 50.8 mm y 0.6 – 76.2 mm, de las cuales se presenta la distribución granulométrica pre y post ensayo de las curvas con tamaño máximo de 76.2 mm y 6.4 mm en la Fig. 3.3. Las muestras se confeccionaron a densidades relativas de 75% y 100%, para lo cual se contaba con probetas de diámetro 71 mm, 154 mm y 305 mm. Estas probetas fueron confinadas a 4,13 kg/cm^2, 8.61 kg/cm^2, 20.67 kg/cm^2 y 31 kg/cm^2 y la aplicación del corte fue en condiciones drenadas. Se observa en la Fig. 3.4 que la resistencia al corte incrementa al aumentar el tamaño máximo de partículas, esto se puede asociar a que al aumentar el tamaño máximo las granulometrías son mejor graduadas y la rotura de partículas disminuye como se aprecia en la Fig. 3.3.

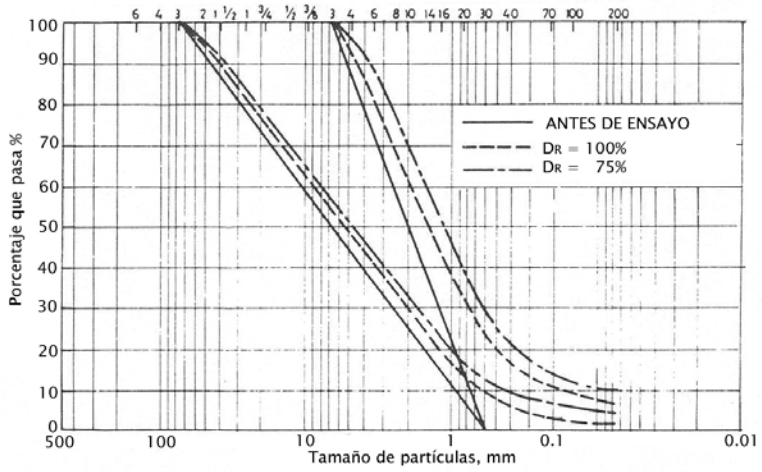


Fig. 3.3: Distribución granulométrica para el basalto chancado antes y después de ensayo. (Al-Hussaini, 1983)

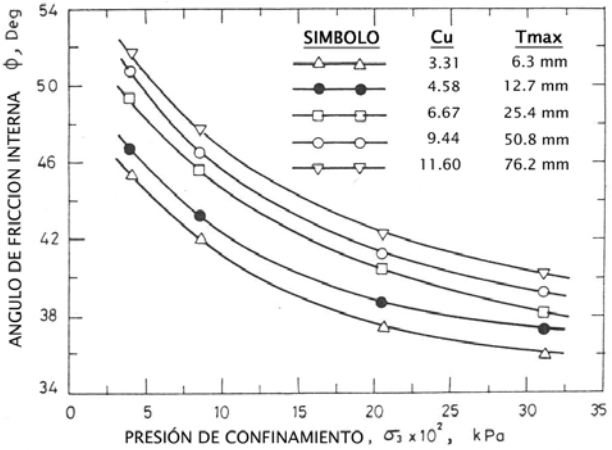


Fig. 3.4: Variación del ángulo de fricción interna en función de la σ_3 (Dr=100%, Al-Hussaini, 1983)

En ambas investigaciones se obtienen diferentes resultados, es decir, en el primer caso la resistencia al corte disminuye al aumentar el tamaño de partículas y en el segundo ocurre lo contrario. Esto se puede atribuir a cambios en la forma de las partículas, pasar de una granulometría bien graduada a una mal graduada, a la dureza de las partículas individuales, etc. Factores que ya han sido discutidos en el capítulo 2 y que se deben tener siempre presentes en la aplicación de cualquiera de los métodos que se describen en este capítulo.

3.3 Método de corte y reemplazo

En este procedimiento las partículas de sobre-tamaño que no pueden ser ensayadas en un equipo tradicional son removidas y reemplazadas por un porcentaje igual en peso de partículas más pequeñas, como lo muestran las granulometrías de la Fig. 3.5. Este método asume que el resultado de los ensayos de probetas pequeñas del material alterado son comparables a los obtenidos por medio de triaxiales a gran escala efectuados en el material original.

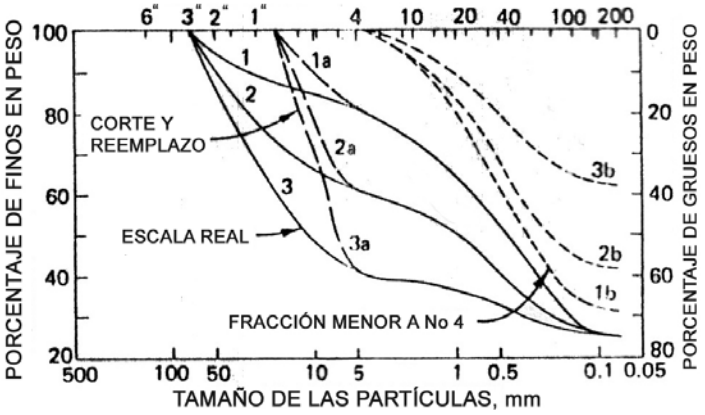


Fig. 3.5: Distribución granulométrica del método de corte y reemplazo (Donaghe & Torrey, 1979)

Donaghe y Torrey (1979) utilizaron equipos triaxiales de 38.1 cm y 15.2 cm de diámetro para realizar ensayos no drenados con este método, empleando muestras con diferentes porcentajes de grava 20%, 40% y 60% (1, 2, 3) compactadas a un 95% del P.M. La Fig. 3.6 muestra la trayectoria de tensiones no drenada para las muestra con 60% de grava y sus muestras equivalentes (3, 3a y 3b), sometida a presiones de confinamiento de 4.14 kg/cm^2 y 13.79 kg/cm^2.

En esta investigación se observó que el procedimiento de corte y reemplazo tiene un mejor resultado para las granulometrías a escala real que contienen más de un 40 % de grava, lo cual limita su utilización. La Fig. 3.7 muestra los ángulos de fricción interna obtenidos para los tres materiales, se observa que los valores de ϕ' de la muestra a escala real es 1° a 3° mayor que para la muestras de corte y reemplazo. Para un rango de contenido desde 20% a 60% de grava esta técnica de modelación provee parámetros ligeramente conservadores.

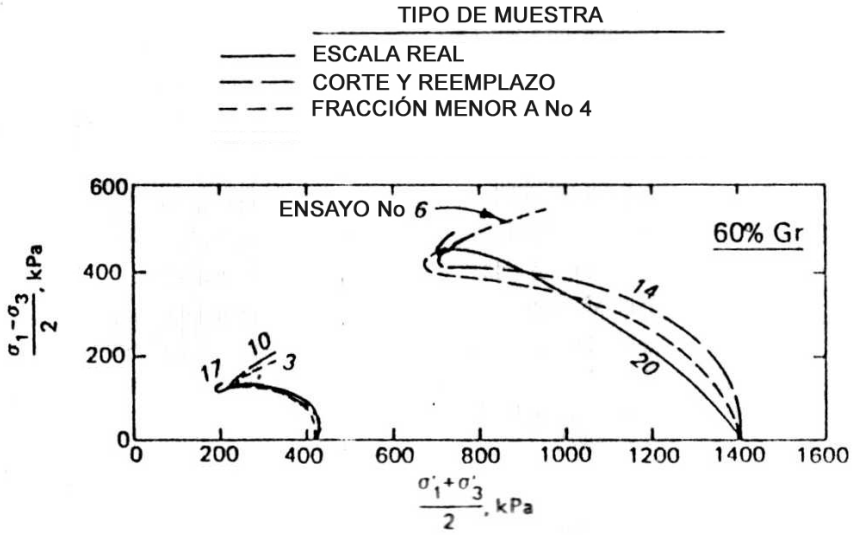


Fig. 3.6: Trayectoria de tensiones no drenadas (Donaghe & Torrey, 1979)

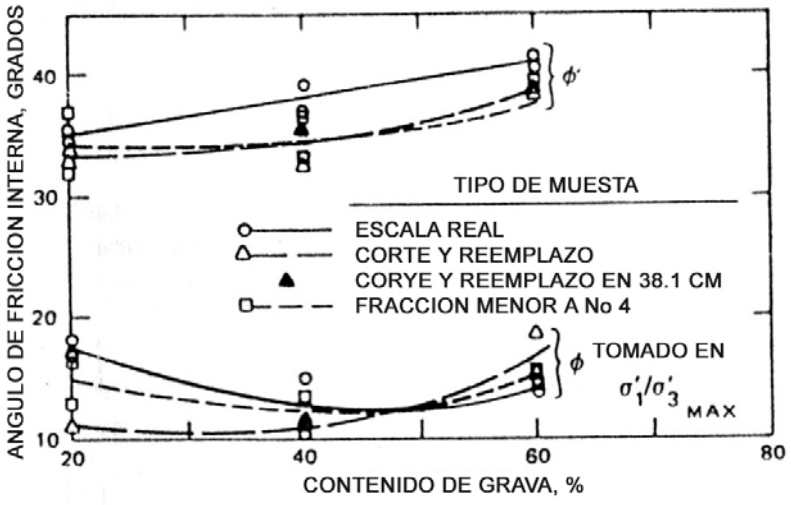


Fig. 3.7: Ángulo de fricción en función del contenido de grava (Donaghe & Torrey, 1979)

3.4 Método de la matriz

Esta metodología desarrollada por Fragaszy et al. (1992) asume que la resistencia al corte de un material con bajo porcentaje de gravas es controlado por la matriz del suelo, es decir, todo aquel material que es posible ensayar en equipos convencionales.

Para entender este modelo se debe definir como partículas de sobre-tamaño, todas aquellas partículas que son muy grandes para ser incluidas en un ensayo triaxial tradicional. Además, se plantea que la matriz está compuesta por dos tipos de partículas: las partículas de campo cercano, que son aquellas que se encuentran en la vecindad de las partículas de sobre-tamaño y las partículas de campo lejano, que son los granos de la matriz que se encuentran lejos del las partículas de sobre-tamaño. La Fig. 3.8 muestra dos situaciones posibles para suelos con partículas de sobre-tamaño, caso (a) cuando las partículas de sobre-tamaño se encuentran en contacto y la matriz llena los vacíos que se generan entre ellas, caso (b) cuando las partículas de sobre-tamaño no tienen ningún contacto entre ellas y se encuentran "flotando" dentro de la matriz. La hipótesis central de este método es que la densidad de las partículas de campo lejano es la que controla la resistencia al corte estática, esta densidad puede ser conocida por el método propuesto por Fragaszy et al. (1990).

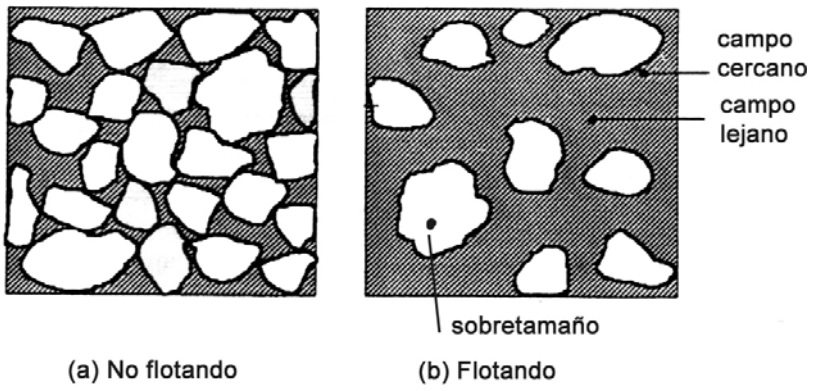


Fig. 3.8: Esquema de un suelo con partículas de sobre-tamaño (Fragaszy et al., 1992)

Para comprobar la validez de este método se realizaron ensayos triaxiales drenados en un suelo prototipo en probetas de 6 pulgadas de diámetro, este suelo fue compactado en un rango de 13.3% y 64% de densidad relativa, el suelo prototipo contenía un 30% de grava en peso (Fragaszy et al., 1992). La Fig. 3.9 muestra las distribuciones granulométricas del material prototipo y la matriz del mismo.

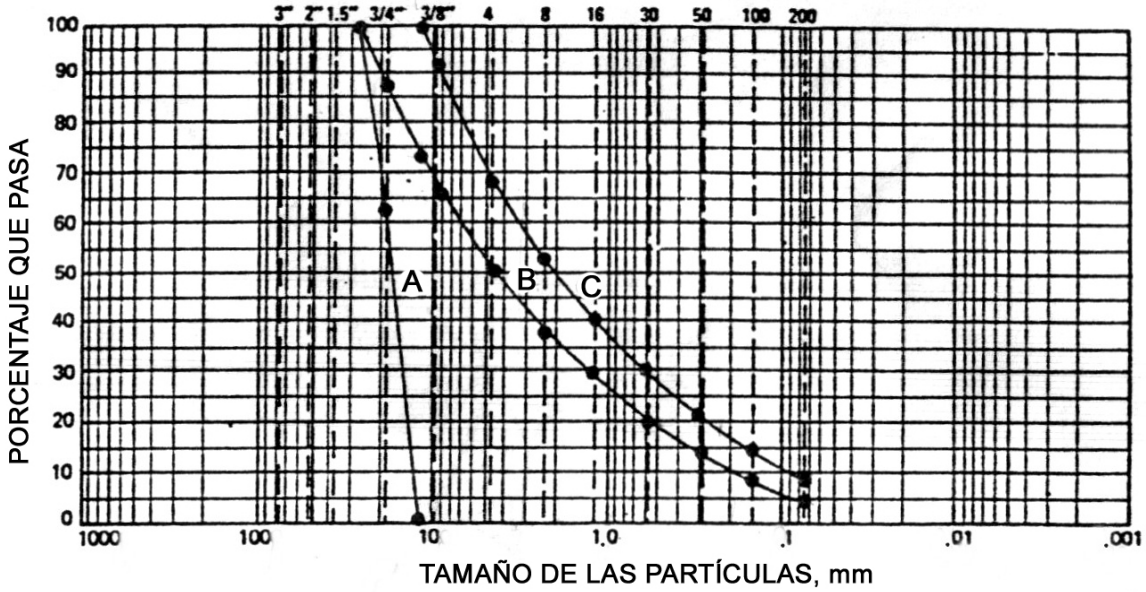


Fig. 3.9: Granulometrías del suelo prototipo y la matriz. (A) partículas de sobretamaño, (B) suelo prototipo y (C) matriz del suelo (Fragaszy et al. 1992)

La Fig. 3.10 muestra los resultados de los ensayos realizados al material prototipo en probetas de 6" de diámetro, en términos del desviador de tensiones máximo versus la densidad seca y la densidad relativa de las muestras, para una presión de confinamiento de 150 kPa. El punto A muestra la resistencia del suelo prototipo a una densidad relativa de 32%, en este suelo la densidad relativa de las partículas de campo lejano es de 30% (1.9 ton/m^3). Entonces si el punto A' tiene una coordenada *x* de 1.9 ton/m^3, su coordenada *y* representa el desviador de tensiones máximo que debería ser el mismo del punto A. Los círculos rellenos representan los resultados de los ensayos triaxiales CID realizados en la matriz, en probetas de 2.8" de diámetro, estos resultados presentan una baja desviación frente a la línea continua predicha por el modelo de la matriz, que relaciona la densidad de las partículas de campo lejano que se encuentran en el suelo prototipo y la resistencia al corte de este.

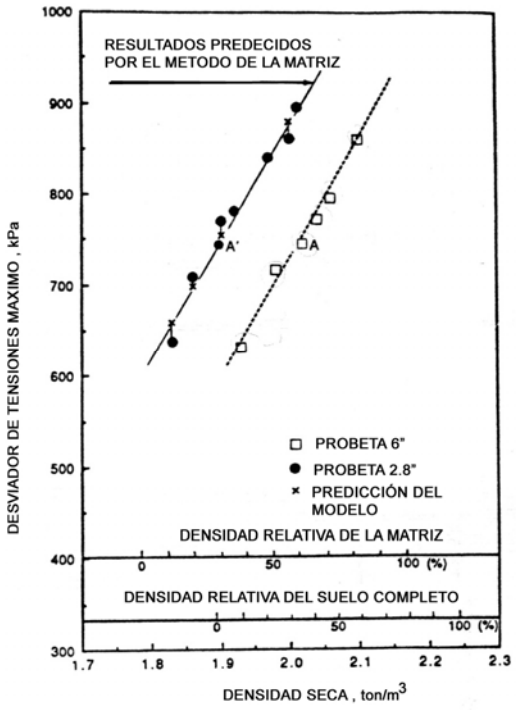


Fig. 3.10: Comparación entre resultados predichos y reales. (Fragaszy et al., 1992)

Este método solo sirve para muestras remoldadas en que las partículas de sobre-tamaño se encuentren flotando dentro de la matriz, este estado puede ser reconocido visualmente en un suelo natural como el de la Fig. 3.11. Pero afirmar que si un suelo contiene un porcentaje menor a un 40% de gravas en peso estas partículas se encuentran flotando, no es correcto, ya que esto depende de la granulometría y la interacción entre partículas. Para conocer la influencia del contenido de grava en la resistencia se puede utiliza la teoría de la mezclas.

Fig. 3.11: Grava del Río Maipo de la Comuna de Puente Alto (gentileza de IDIEM)

3.5 Método de curvas granulométricas paralelas u homotéticas

Lowe en 1964 propone realizar un escalamiento por medio de granulometrías paralelas, hasta alcanzar el tamaño máximo que puede ser ensayado en equipos de grandes dimensiones. Este método es el más utilizado y permitió reducir las dimensiones de los equipos.

Este procedimiento a sido utilizado por diferentes investigadores como Marachi et al. (1972), Thiers et al. (1981), Lee (1986), Platino et al. (1988), Baladi et al. (1988), Cea (1994), Gesche (2002), Varadarajan et al. (2003), entre otros. En esta metodología el efecto de rotura de partículas adquiere una gran importancia, así como la conservación de los índices granulométricos Cu y Cc, dureza y forma de partículas de las muestras escaladas.

En la Fig. 3.12 se muestra las granulometrías paralelas utilizadas por Marachi para ensayos triaxiales drenados en el enrocado de la presa de Oroville, las cuales son mal graduadas. En la Fig. 3.13 se observa que el ángulo de fricción interna decrece con el incremento de la presión de confinamiento y con el aumento del tamaño de las partículas. Es posible apreciar que el ángulo de fricción interna para la probeta de 36" de diámetro es entre 1° a 1.5° más bajo que el de la probeta de 12" de diámetro y la diferencia con la probeta de menor tamaño, 2.8" de diámetro, es de 3° a 4° menor. Estos resultados reflejan el efecto del rompimiento de partículas para granulometría uniformes y sobreestiman los parámetros de diseño.

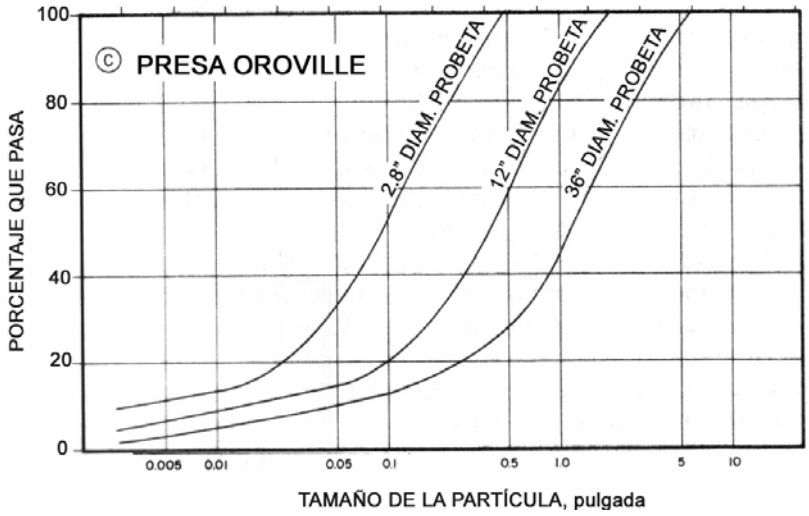
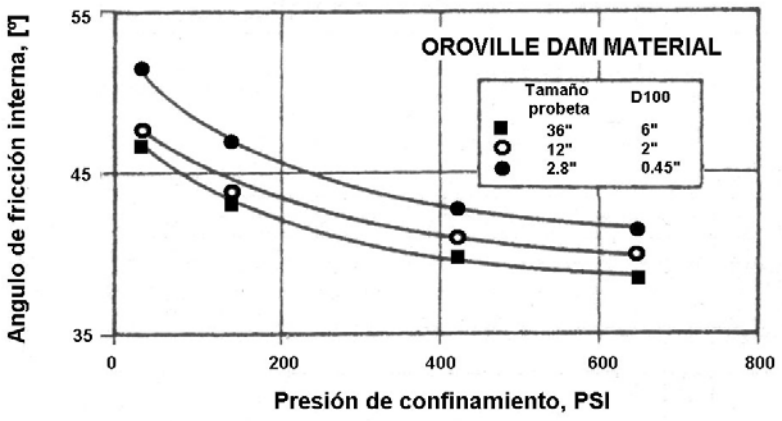


Fig. 3.12: Granulometrías paralelas de la presa Oroville (Marachi, 1972)



1 psi = 0.07 kg/cm^2

Fig. 3.13: Ángulo de fricción en función de la presión de confinamiento (Marachi, 1972).

Cuando las granulometrías tienen una buena gradación y un porcentaje de finos menor al 10% para todas las curvas paralelas, se obtienen ángulos de fricción interna muy similares para todas las muestras ensayadas, no así cuando el porcentaje de finos aumenta y la contribución a la resistencia del material grueso disminuye. Esto lleva a una disminución del ángulo de fricción interna a medida que el tamaño de las partículas decrece, lo cual subestima los valores del ángulo de fricción y el diseño es conservador.

Esta diferencia de comportamiento se observa en los resultados de los ensayos triaxiales drenados realizados en el material de las presas Purulia y Ranjit Sagar en India (Varadarajan et al., 2003). La Fig. 3.14 ilustra las granulometrías de ambos materiales y sus respectivas curvas paralelas, se observa que la granulometría paralela de T_{max}= 25 mm de la presa Ranjit Sagar contiene un porcentaje de finos mayor al 10% y el contenido de arena (d < 4.75 mm) varía entre un 40% a 55%. En tanto el material de la presa Purulia contiene un porcentaje de finos menor al 10% y el contenido de arena varía entre un 20% a 60%. La Fig. 3.15 fue creada a partir de los datos entregados por los diagramas de tensión deformación en el artículo de Varadarajan et al. (2003). En esta figura se aprecia que en la presa Ranjit Sagar el ángulo de fricción secante aumenta al crecer el tamaño máximo de partículas, esto debido al aumento del contenido de finos en las granulometrías homotéticas al aplicar este método. En la presa Purulia ocurre lo contrario, aún cuando los coeficientes Cu y Cc se mantienen constantes, la cantidad de grava aumenta de un 40% a 80% por ende aumenta la rotura de granos (Fig. 3.16).

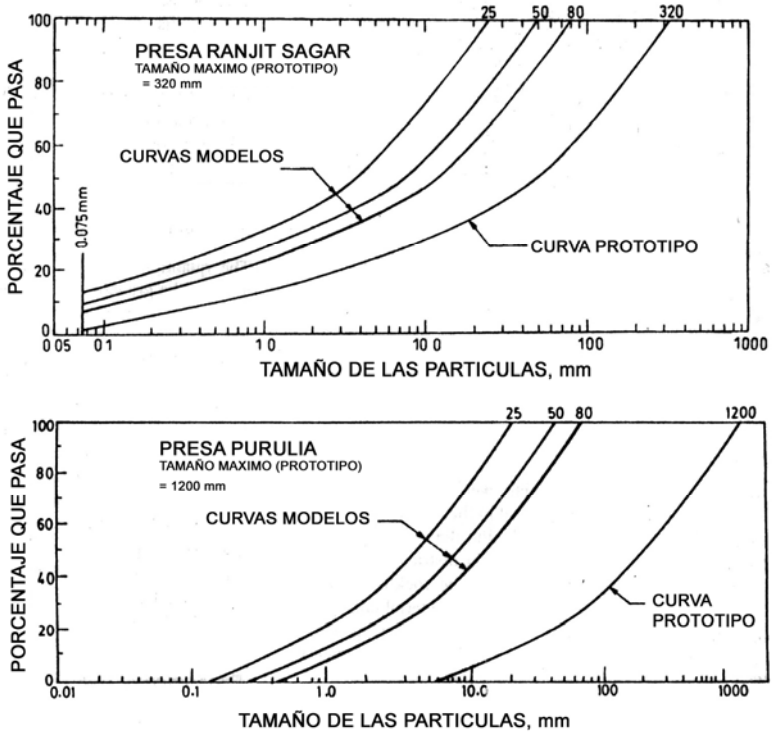


Fig. 3.14: Granulometrías de las presas Ranjit Sagar y Purulia (Varadarajan et al.,2003)

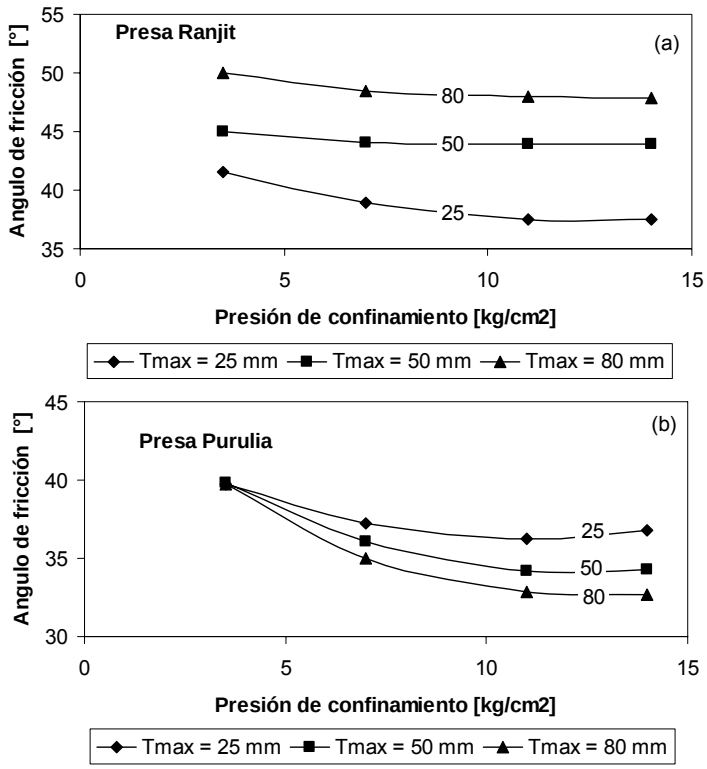


Fig. 3.15: Variación del ángulo de fricción en función de la presión de confinamiento de las presas Ranjit Sagar y Purulia (modificada de Varadarajan et al., 2003)

Para la Presa Purulia se observa en la Fig. 3.16 que el factor de rotura de Marsal (Bg), aumenta considerablemente para la granulometría de T_{max}= 80 mm y además, el coeficiente de abrasión de Los Angeles de este material es de 48.8 %. Por lo tanto los suelos conformados por gravas alteradas, o de baja resistencia, en los cuales crece la rotura de partículas al aumentar el tamaño máximo, al utilizar este método se está sobrestimado el valor del ángulo de fricción interna.

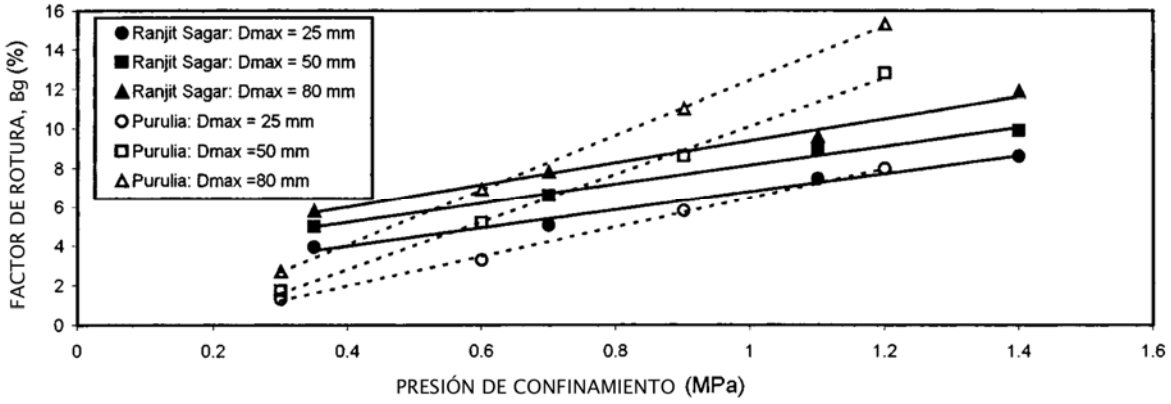


Fig. 3.16: Rotura de partícula en presas Purulia y Ranjit Sagar (Varadarajan et al., 2003)

3.6 Teoría de mezclas

Las primeras investigaciones sobre el efecto en la resistencia de gravas debido a la incorporación de arena, fueron realizadas por Holtz et al. en 1957. Para lo cual utilizó una grava arenosa de 3" de tamaño máximo, la cual fue ensayada a una densidad relativa de 70% en un probeta de 9" de diámetro en el equipo triaxial de U.S.B.R. Las curvas granulométricas y las envolventes de falla se presentan en la Fig. 3.17. Bajo estas condiciones los valores del ángulo de fricción varían entre 36° para un 0% de contenido de grava y 42° para un 65% de contenido de grava, observándose una cohesión aparente de 0.28 a 0.42 kg/cm^2 para bajas presiones. En este caso la resistencia máxima de la mezcla se alcanza para un 50% a 65% de contenido de grava. (Holtz et al., 1961). Marsal y Fuentes de la Rosa (1980) también realizaron ensayos en mezclas de enrocado y arena (E-A), obteniendo un índice de vacío mínimo e=0.27 para un contenido de arena de Ps = 45%, como se observa en la Fig. 3.18. Las pruebas de compresión triaxial CID, revelan que la resistencia del suelo mejora cuando el contenido de arena se encuentra en el intervalo de 30-50 %.

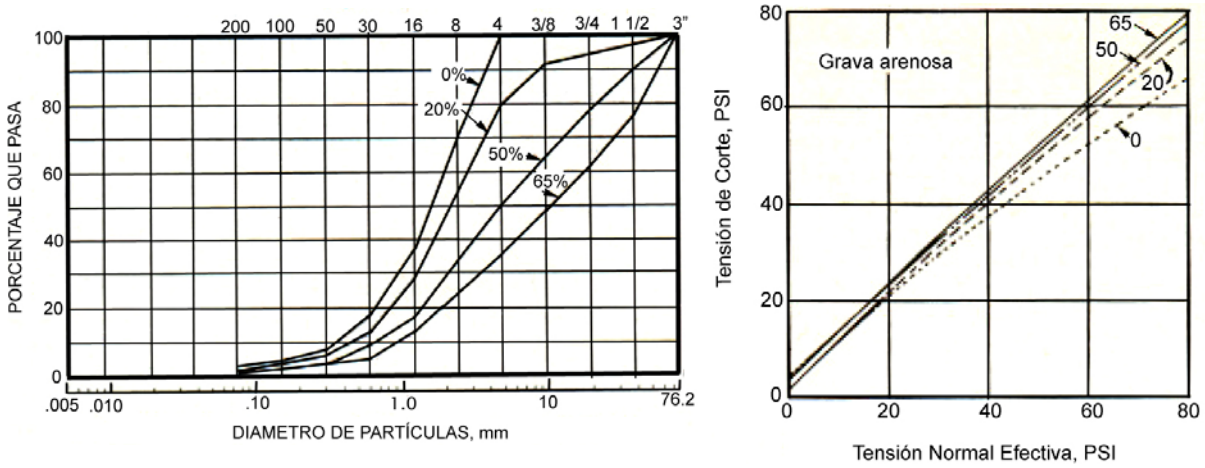


Fig. 3.17: Granulometría con diferentes contenidos de grava y envolventes de falla (Holtz et al., 1961)

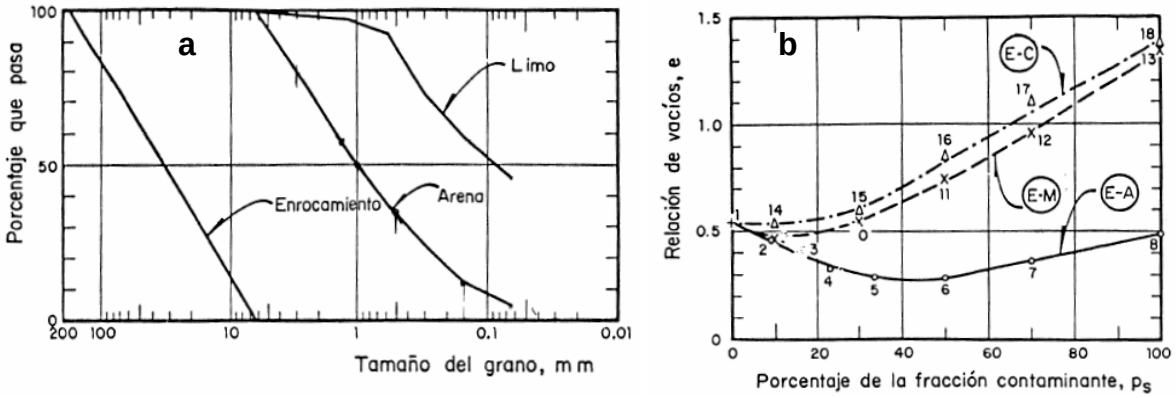
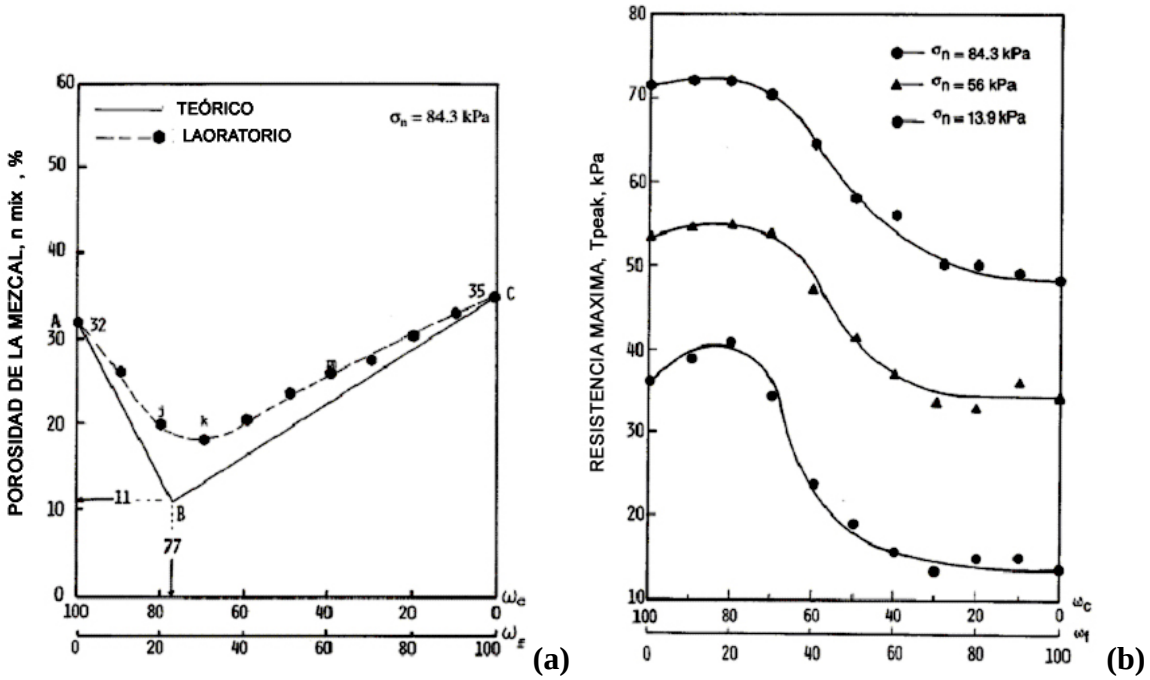


Fig. 3.18: (a) Granulometría de enrocado y arena (b) variación del índice de vacío mínimo en función del porcentaje de arena. (Marsal, 1980)

Otros investigadores han estudiado la variación de resistencia con el contenido de grava, en el caso de Donaghe & Torrey (1979) demostraron que el ángulo de fricción interna aumenta con la incorporación de hasta un 60% de gravas. Para entender la interacción entre partículas Vallejo (2001) mezcló bolitas de vidrio de 5 mm, que representan los granos gruesos, y bolitas de 0.4 mm, representando a los granos finos. La Fig. 3.19a ilustra la variación de la porosidad mínima en función de la fracción gruesa (Wc) y fina (Wf), la cual presenta un mínimo para un 70% de fracción gruesa. Para estas mezclas Vallejo realizó ensayos de corte directo para tensiones verticales de 13.9 kPa, 56 kPa y 84.3 kPa, para los cuales en la Fig. 3.19b se grafica la resistencia al corte máxima en función de la fracción gruesa y fina, alcanzando un máximo de resistencia entre un 70% y 90% de fracción gruesa.



Wc % granos gruesos, Wf % granos finos.

Fig. 3.19: Porosidad mínima y resistencia máxima en mezcla binaria de granos (Vallejo, 2001)

La más reciente investigación realizada por Gutiérrez (2003) relaciona la resistencia al corte cíclico no drenado, en mezclas de arena y limo, con el comportamiento del índice de vacío máximo y mínimo. Para ello utiliza la teoría de mezclas propuesta por Truesdell & Toupin en 1960, la cual puede ser aplicada en materiales inmiscible, es decir, que no son solubles. En el caso de la mezcla de suelos de granos gruesos y granos finos, estos últimos pueden introducirse en los vacíos dejados por los granos de mayor tamaño y considerarse como miscibles en la escala de poros. Por este motivo la teoría de mezclas debe modificarse para considerar el rango de intrusión o mezcla de finos dentro de los poros (Fig. 3.20), para esto se considera el parámetro experimental R_m en la ecuación Ec 3.1, que representa la variación del índice de vacío, e(F), en función del contenido de Finos (F), el índice de vacío de la fracción gruesa e_c (F=0%) y fracción fina e_f (F=100%).

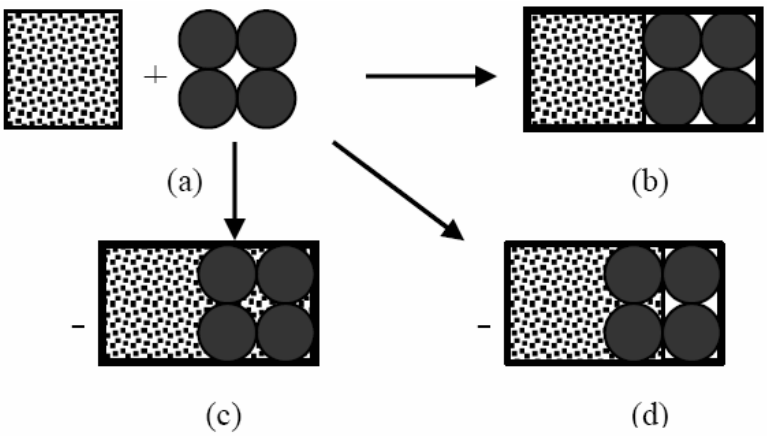


Fig. 3.20: Representación esquemática del grado de mezcla de partículas de granos finos y granos gruesos: (a) partículas antes de la mezcla, (b) sin mezcla de partículas (R_m=0), (c) mezcla completa de partículas (R_m=1) y (d) mezcla parcial de las partículas ($0 \leq R_m \leq 1$). (Gutierrez, 2003)

La ecuación Ec 3.1 permite modelar la variación del índice de vacío máximo, $e_{max,}$ y mínimo, $e_{mín}$, como se aprecia en la Fig. 3.21a, con lo cual es posible obtener la densidad relativa, D_R, para cualquier contenido de finos por medio de la ecuación Ec. 3.2. Además, la variación de la resistencia al corte cíclica no-drenada en función del contenido de finos, S_u (F), puede ser modelada, con una ecuación similar a Ec. 3.1 a una densidad relativa constante, por medio de la ecuación Ec 3.3. donde S_{uf} y S_{uc} representan la resistencia no drenada de los granos finos y gruesos, respectivamente. Esta metodología es comprobada por Gutierrez (2003) con los resultados de resistencia al corte cíclica no drenada, $S_{u,cyc}$, normalizada con respecto a la tensión vertical efectiva, σ'_{vo} , de la arena limosa de Yatesville, para un índice de vacío constate e(F)=0.76 y en función del contenido de finos, como se ilustra en la Fig. 3.21b.

$$e(F) = e_f F + e_c (1-F)(1-R_m F) \qquad \textbf{(Ec 3.1)}$$

$$D_R = \frac{e_{\max}(F) - e(F)}{e_{\max}(F) - e_{\min}(F)} \qquad \textbf{(Ec 3.2)}$$

$$S_u(F) = S_{uf} F + S_{uc}(1-F)(1-R_m F) \quad \text{para Dr constante} \qquad \textbf{(Ec 3.3)}$$

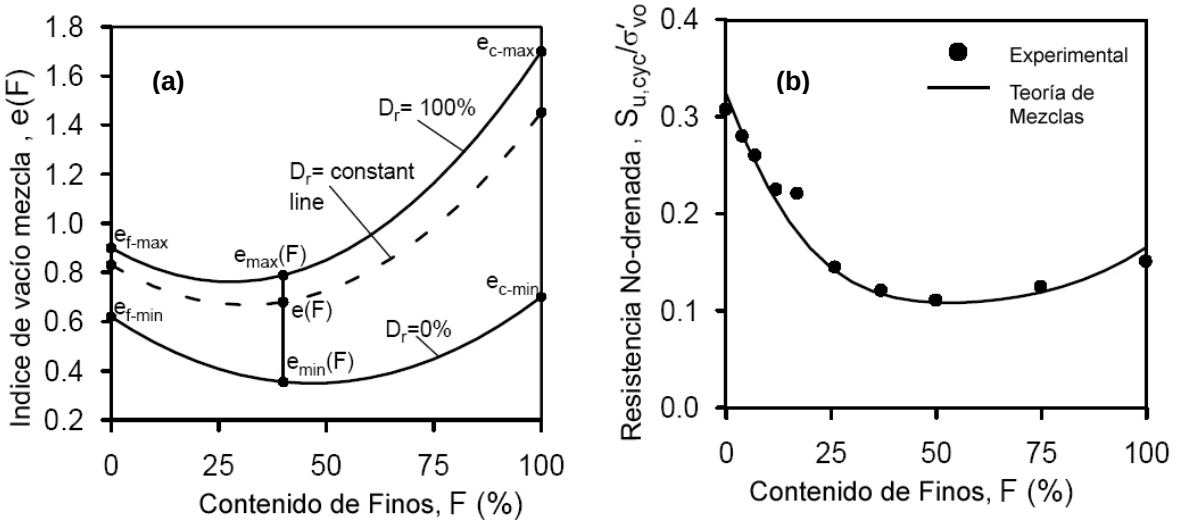


Fig. 3.21: (a) Variación de e_{max} y $e_{mín}$ en función del contenido de finos, (b) Resultados experimentales y modelación de $S_{u,cyc} / \sigma'_{vo}$ para la arena limosa de Yatesville. (Gutierrez, 2003)

La metodología propuesta por Gutierrez (2003) solo ha sido comprobada para una arena-limosa, donde las propiedades físico químicas que presentan suelos más finos como las arcillas no actúan. Por otro lado para suelos gruesos la resistencia al corte se ve alterada por las propiedades de las partículas y de ensayo, por ejemplo el efecto de la rotura de partículas.

Este método es útil para dimensionar la interacción entre partículas por medio de la variación del índice de vacío, pues podemos conocer el contenido de finos para el cual las partículas de sobre-tamaño flotan dentro de la matriz para una densidad relativa dada. Por ejemplo en la Fig. 3.19a se observa una porosidad similar para un contenido de fracción gruesa (Wc) entre 60% y 80%, en este estado debería existir un aporte de resistencia dada por la interacción de ambas fracciones, mientras que para un contenido Wc mayor al 90% la fracción gruesa controla la resistencia y bajo un 50% de fracción gruesa la fracción fina es la que define la resistencia de la mezcla, ya que la porosidad varía abruptamente y sobrepasa incluso la porosidad mínima para un Wc de 100%.

3.7 Discusión de metodologías

Para la determinación de resistencia al corte de suelos granulares gruesos de muestras re-compactadas, los métodos utilizados son:

Tabla 3.1: Metodología para la determinación de los parámetros de resistencia al corte.

Metodología	Procedimiento
Corte	consiste en extraer el material grueso que se encuentra sobre el tamaño máximo de partícula que es posible ensayar en equipos de resistencia al corte, convencionales o de gran escala
Corte y reemplazo	el material de sobre-tamaño que no puede ser ensayado en los equipos convencionales, es removido y reemplazado por un porcentaje igual en peso de partículas más pequeñas.
Método de la matriz	este permite determina la densidad inicial a la cual debe ser ensayada la matriz, para obtener los mismos parámetros de resistencia al corte del material original
Curvas paralelas	este método propone trasladar la curva granulométrica original en forma paralela hasta que coincida con el tamaño máximo de partículas posible de ensayar en un equipo convencional o a gran escala

Si se utiliza como base de comparación igual D_R, tanto el método de corte, como el de corte y reemplazo, presentan un incremento del ángulo de fricción con el aumento del tamaño de partículas. Una causa posible de este resultado, sin tomar en cuenta la dureza y forma de partículas, es el aumento de la uniformidad de las granulometrías de menor tamaño al utilizar estos métodos.

El método de la matriz entrega resultados coherentes, pero el suelo debe cumplir con la condición de contener clastos flotando dentro de una matriz de arena y finos, lo cual limita enormemente su utilización.

Teniendo en cuenta los antecedentes presentados anteriormente, el método de curvas paralelas al ser utilizado en suelos que presentan una mala gradación, bajo porcentaje de finos y partículas de baja resistencia, en general, el ángulo de fricción disminuye al aumentar el tamaño máximo de partículas, utilizando como base de comparación un D_R constante. Sin embargo, al aumentar la cantidad finos de las curvas homotéticas de menor tamaño máximo por sobre un 10%, este método produce una aumento del ángulo de fricción al incrementar el tamaño máximo de partículas, independientemente del nivel de rotura de las partículas.

CAPITULO 4
EQUIPO TRIAXIAL Y SUELO ENSAYADO

4.1 Caracterización de suelos ensayados

En este capitulo se describen los materiales utilizados en el ensayo triaxial a gran escala y el material muestreado en la rivera norte del Río Maipo para la realización de ensayos triaxiales convencionales.

4.1.1 Material para triaxial a gran escala

Para la ejecución de los ensayos triaxiales a gran escala se utilizaron dos materiales identificados como muestra P-1 y P-2. Visualmente, los materiales recibidos en IDIEM corresponden a materiales gravo arenosos de origen fluvial, con partículas de tamaño máximo 4", de forma sub-angular a redondeada, con una fracción fina cercana al 3 % para el material P-1 y al 8 % para el material P-2. Las muestras definitivas para los ensayos triaxiales correspondieron a 3250 kg del material P-1, para la ejecución de la primera serie de ensayos y 3400 kg del material P-2, para completar la ejecución de la segunda serie.

Para iniciar la caracterización de cada material se desarrolló el análisis granulométrico de cada muestra integral. Para ello se utilizaron 1800 kg aproximadamente de material, cantidad que fue escogida aleatoriamente de los sacos enviados en cada caso. Cada una de estas muestras fue dividida a su vez en 3 muestras iguales identificadas como Ensaye Nº 1, Ensaye Nº2 y Ensaye Nº3. Los resultados de las granulometrías realizadas se presentan en la Fig.4.1.

Para determinar la densidad a utilizar en las pruebas de compresión triaxial, se ejecutó una serie de ensayos de densidad máxima y mínima de modo de obtener valores representativos de los materiales integrales, a partir de muestras que tuviesen un tamaño máximo de partículas de 3", que corresponde a la frontera superior que permiten las normas ASTM D4254-91 y ASTM D4253-93 para el ensayo de densidad máxima y mínima respectivamente.

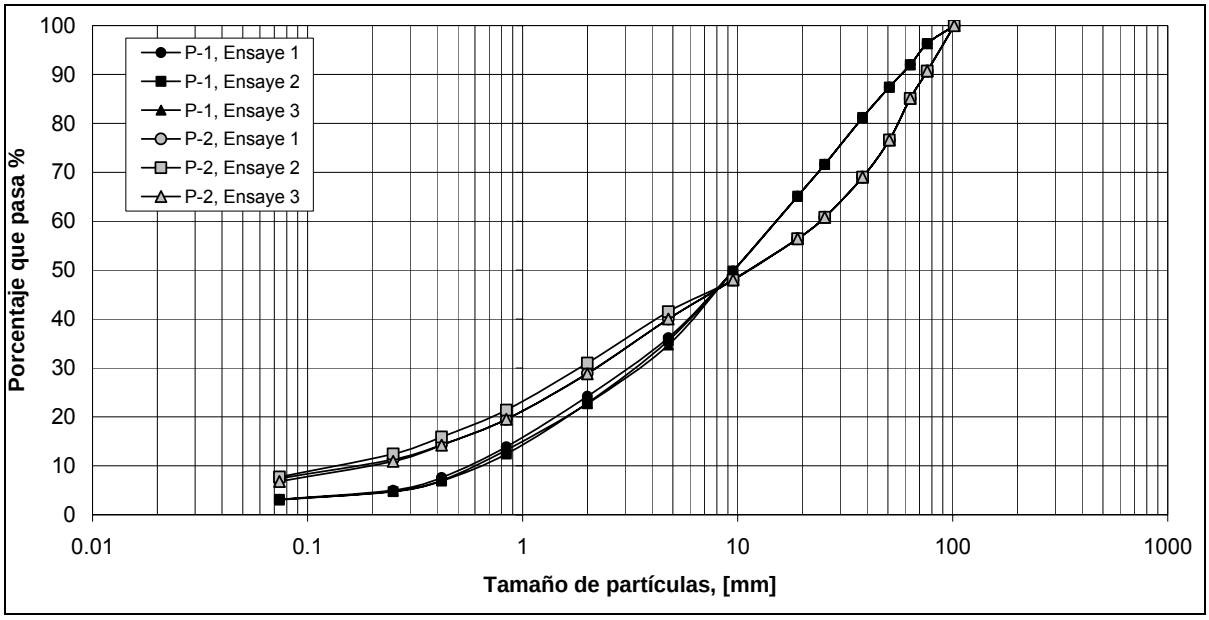


Fig. 4.1: Curvas granulométricas de las muestras integrales P-1 y P-2.

A partir de las granulometrías del material integral se crearon las siguientes curvas granulométricas para la determinación de densidades (Fig. 4.2):

a. Homotética referenciada al promedio de las 3 curvas del material integral con tamaño máximo de 3".
b. Integral bajo 3" sin reemplazo.
c. Integral bajo 3" con reemplazo. El reemplazo de material fue realizado respecto al material retenido sobre 3" con el material pasante en la malla 3" y retenido en la malla 3/4".

Con el material correspondiente a cada una de las 3 curvas granulométricas definidas anteriormente, se realizaron 3 ensayos de densidad mínima y máxima (método seco y saturado), el resultado de estos ensayes se presenta en la Tabla 4.1.

Además para la muestra integral P-1 se determinó una densidad máxima de 2.34 gr/cm^3 con un bajo porcentaje de rotura de partículas, para ello se compacto la muestra con un pisón vibratorio dentro de un contenedor cilíndrico de 1 m de diámetro y de altura.

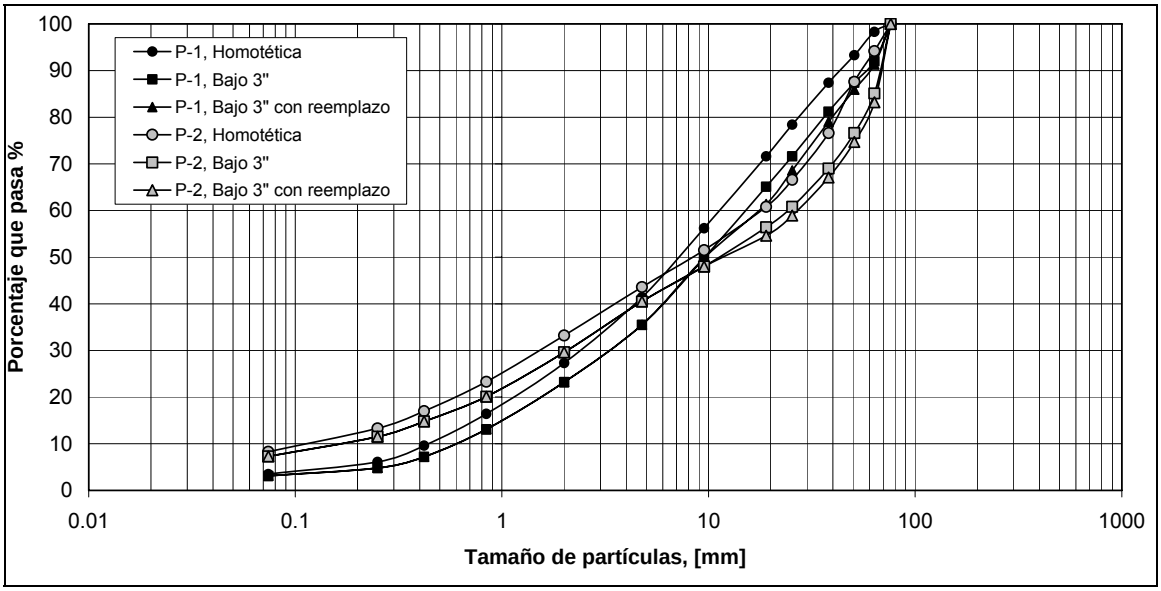


Fig. 4.2: Curvas granulométricas para la determinación de densidades máxima y mínima.

Tabla 4.1: Densidades mínimas y máximas bajo 3”

Identificación	Muestra P-1			Muestra P-2		
	Densidad seca mínima [gr/cm^3]	Densidad seca máxima		Densidad seca mínima [gr/cm^3]	Densidad seca máxima	
		Método Seco [gr/cm^3]	Método Húmedo [gr/cm^3]		Método Seco [gr/cm^3]	Método Húmedo [gr/cm^3]
Homotética Nº 1	1.813	2.117	2.176	1.876	2.154	2.078
Homotética Nº 2	1.816	2.107	2.162	1.880	2.109	2.092
Homotética Nº 3	1.811	2.127	2.176	1.879	2.151	2.080
Bajo 3” sin reemplazo Nº1	1.852	2.155	2.210	1.891	2.237	2.066
Bajo 3” sin reemplazo Nº2	1.868	2.140	2.200	1.918	2.215	2.023
Bajo 3” sin reemplazo Nº3	1.852	2.154	2.213	1.916	2.165	2.091
Bajo 3” con reemplazo Nº1	1.877	2.163	2.224	1.924	2.223	2.084
Bajo 3” con reemplazo Nº2	1.880	2.167	2.215	1.939	2.210	2.098
Bajo 3” con reemplazo Nº3	1.865	2.169	2.214	1.939	2.210	2.065

4.1.2 Material para homotéticas de muestra P-1

De la muestra P-1 recibida por IDIEM para la realización de los ensayos triaxiales a gran escala se separaron 400 kg. Con este material se realizaron cuatro granulometrías paralelas a la granulometría integral de la muestra P-1 con tamaños máximos de 25 mm (1”), 12.7 mm (1/2"), 9.5 mm (3/8") y 4.76 mm (Nº 4), restringiendo el contendido de finos a 10%. Con esta restricción las granulometrías de tamaño máximo 9.5 mm y 4.76 mm no son perfectamente paralelas a la granulometría original, esto se refleja en la diferencia entre los coeficientes de uniformidad (Cu) y concavidad (Cc) con respecto al material original (Tabla 4.2). Las curvas granulométricas ajustadas a los tamices 1”, 3/4", 1/2", 3/8”, Nº 4, 8, 10, 16, 30, 40, 50, 100 y 200 se presentan en la Fig. 4.3.

Considerando que el material resultante sigue siendo granular, es factible realizar ensayos con saturación total. En los ensayos triaxiales convencionales se utilizó una densidad relativa de 80%, para lo cual se determinaron las densidades secas máximas y mínimas de cada granulometría homotética según las normas ASTM D4254-91 y ASTM D4253. En la Fig. 4.4 se presentan las densidades secas máx. y mín. en función del tamaño medio de las partículas, sobre cada punto se indica el valor de la densidad correspondiente.

Tabla 4.2: Características geotécnicas de las granulometrías homotéticas al material P-1

Tamaño máximo, [mm]	D_{50} [mm]	Coeficiente de uniformidad, Cu	Coeficiente de concavidad, Cc	Clasificación USCS
100	9.61	27.6	1.1	GW
25	2.40	28.3	1.2	SW-SM
12.7	1.20	25.1	1.0	SW-SM
9.5	0.88	18.9	0.8	SP-SM
4.76	0.45	9.4	0.4	SP-SM

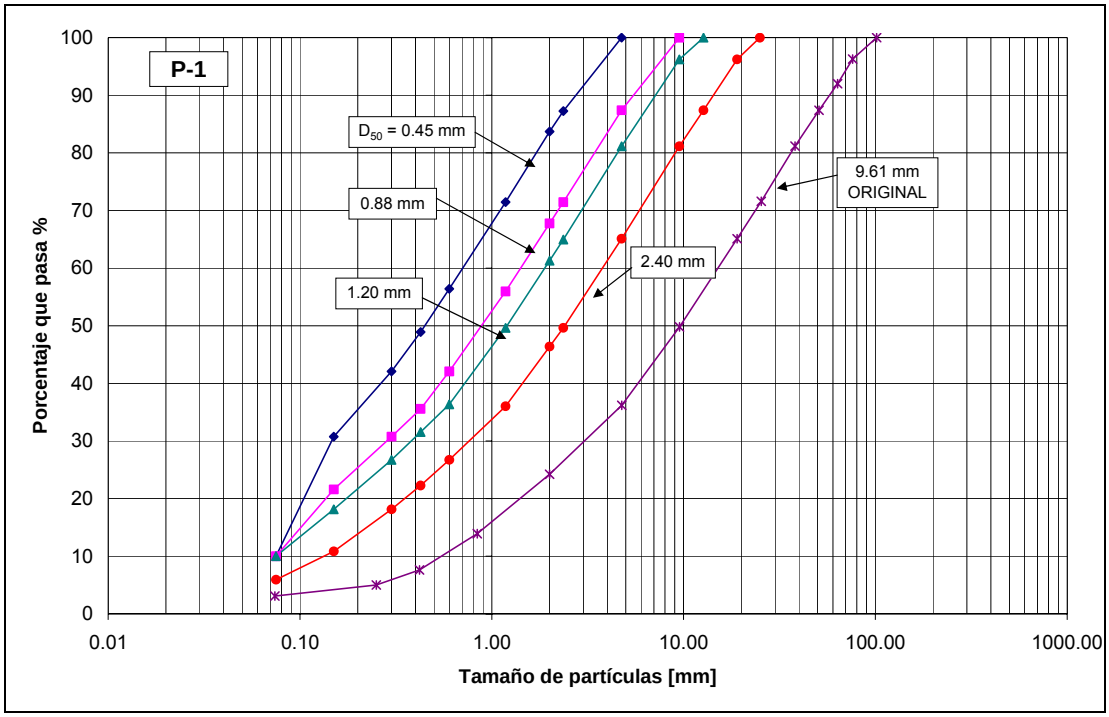


Fig. 4.3: Granulometrías homotéticas al material P-1

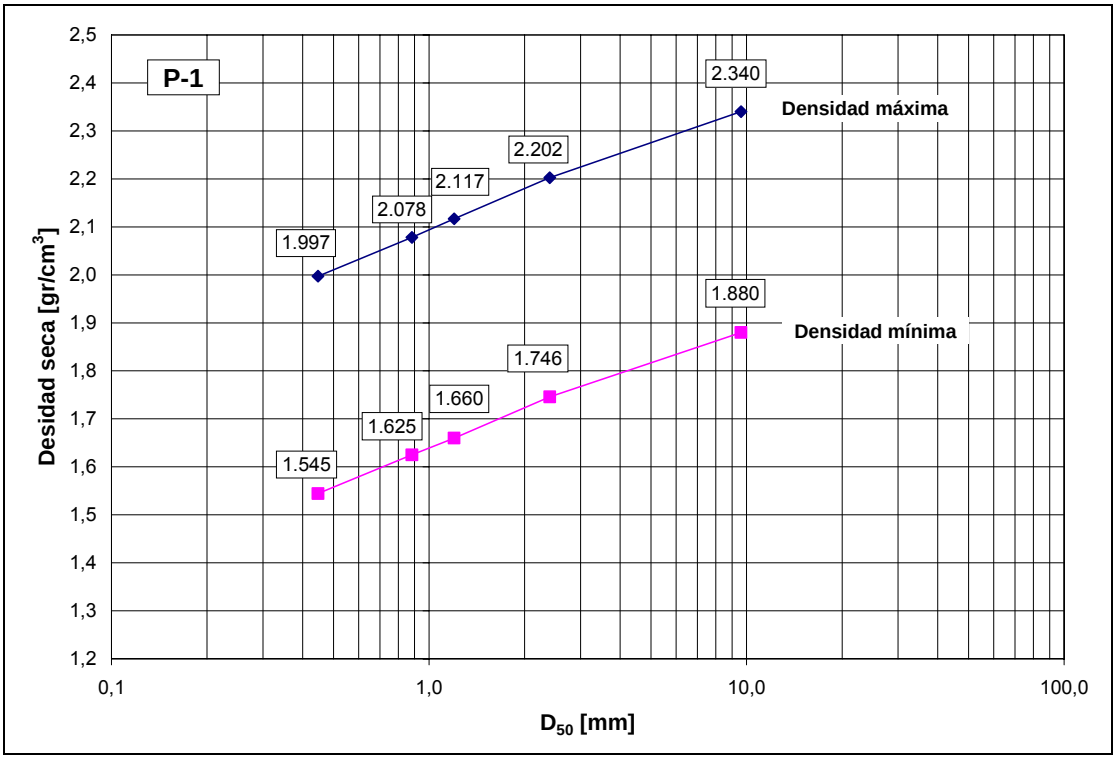


Fig. 4.4: Densidades máximas y mínimas de las curvas homotéticas material P-1

4.1.3 Mezcla de grava y arena del Río Maipo

Este material fue extraído en la rivera norte del Río Maipo en el sector de El Romeral, cercano a Buin. La recuperación se realizó en terreno cortando el material por medio de una malla de 1” y obteniendo aprox. 500 kg de este material. El lugar de muestreo corresponde a un depósito natural del Río Maipo, por ende las partículas no presentaban alteraciones adicionales a las propias de las acciones de arrastre y erosión de sedimentos fluviales, la gran mayoría de las partículas son redondeadas como se observa en la Fig. 4.5.

Fig. 4.5: Estratos de grava del sector de muestreo en el Río Maipo

Una vez trasladado el material hasta el laboratorio, se procedió a homogenizar el material, para ello se realizó la mezcla de todo el material, el cual luego fue separado en 4 partes visualmente iguales. Se realizó la granulometría de una de estas partes, la que se considera como representativa del material original. Posteriormente, la granulometría original que contiene un 43% de grava sobre 3/8” y un 1% de contenido de finos, se separó en el material sobre el tamiz 3/8” (100% sobre-tamaño) y bajo tamiz 3/8” (0% sobre-tamaño). Luego, a partir de esta separación se realizaron granulometrías con diferentes contenidos de material sobre tamiz 3/8” como se observa en la Fig. 4.6.

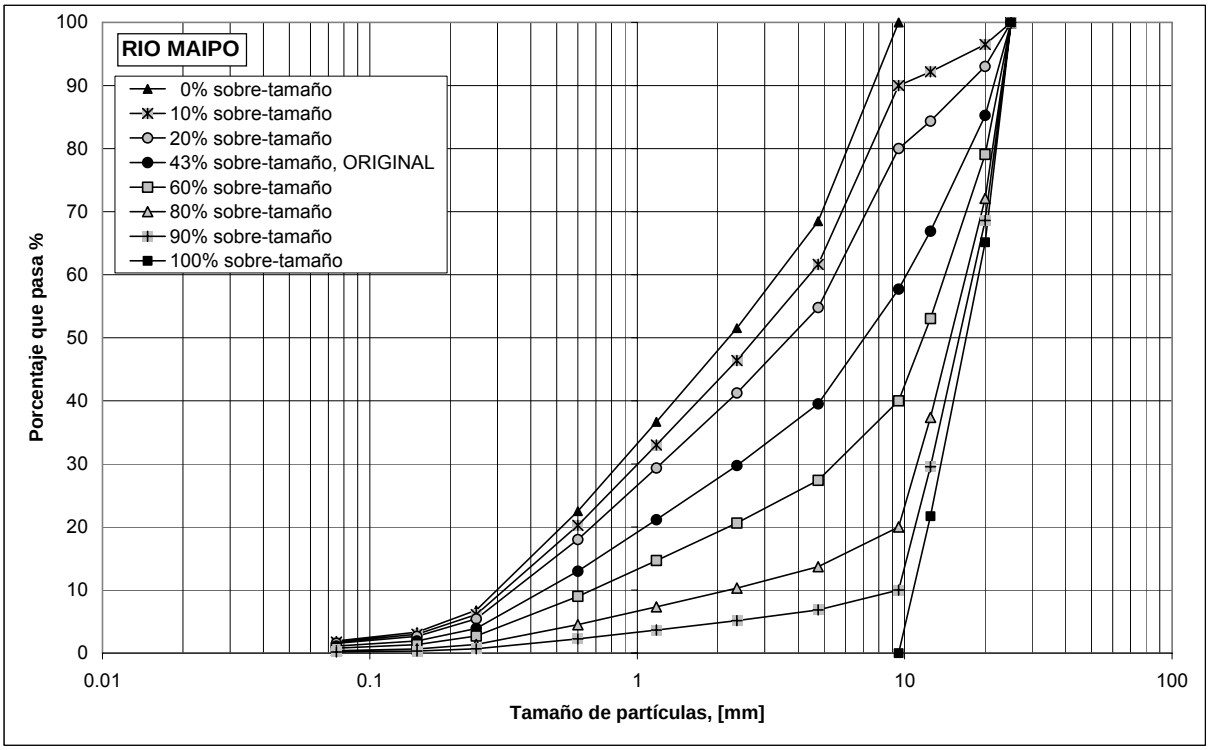


Fig. 4.6: Granulometrías con diferentes contenidos de grava sobre tamiz 3/8".

Se consideró utilizar una densidad relativa de 70% para los ensayos de resistencia al corte, por lo cual se determinó la densidad máxima y mínima de las granulometrías con contenidos partículas de sobre-tamaño de 0%, 20%, 43%, 60%, 80% y 100%, para esto se utilizaron los procedimientos descritos en las normas ASTM D4254-91 y ASTM D4253. Las densidades secas son graficadas en la Fig. 4.7 en función del tamaño medio de las granulometrías y sobre cada punto se indica el porcentaje de contenido de partículas de sobre-tamaño. El diámetro medio, los coeficientes de concavidad y curvatura, además de la clasificación USCS de estos materiales son presentados en la tabla 4.3.

Solo se ensayó una probeta de las granulometrías con contenidos de partículas sobre 3/8" de 10% y 90% a una presión de confinamiento de 0.5 kg/cm^2, para corroborar la tendencia de los resultados.

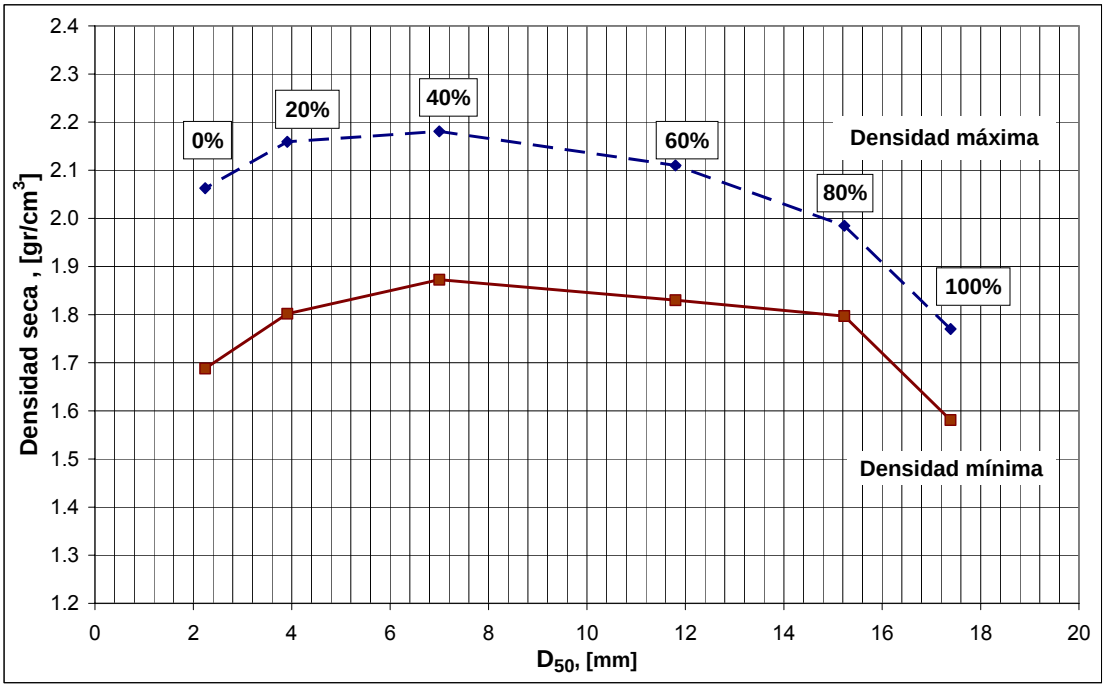


Fig 4.7: Densidades máximas y mínimas de las granulometrías combinadas del Río Maipo

Tabla 4.3: Características geotécnicas de las combinaciones del Río Maipo

% Grava sobre tamiz 3/8"	D_{50} [mm]	Coeficiente de uniformidad, Cu	Coeficiente de concavidad, Cc	Clasificación USCS
100	17.39	1.8	0.9	GP
90	16.43	1.9	0.9	GP
80	15.23	7.8	3.2	GP
60	11.80	20.7	3.2	GP
40	6.99	20.2	1.1	GW
20	3.93	15.2	0.7	SP
10	2.93	13	0.7	SP
0	2.24	11	0.7	SP

4.1.4 Material para homotéticas de muestras Río Maipo

Las granulometrías con contenidos de sobre 3/8" de 20% y 60% fueron elegidas para realizar nuevas granulometrías homotéticas, estos materiales son denominados M-2 y M-3 respectivamente. Para ambos materiales se generan tres granulometrías paralelas con tamaño máximo de partículas de 25 mm (1"), 12.7 mm (1/2") y 4.75 mm (N° 4). Para realizar un buen ajuste de las curvas se eligieron los tamices 1", 3/4", 1/2", 3/8", Nº 4, 8, 16, 30, 60, 100, 200. En el caso de las muestras homotéticas con tamaño máximo de 4.75 mm se agregaron los tamices Nº 10 y 20. Los resultados de estos ajustes se presentan en las figuras 4.8 y 4.9.

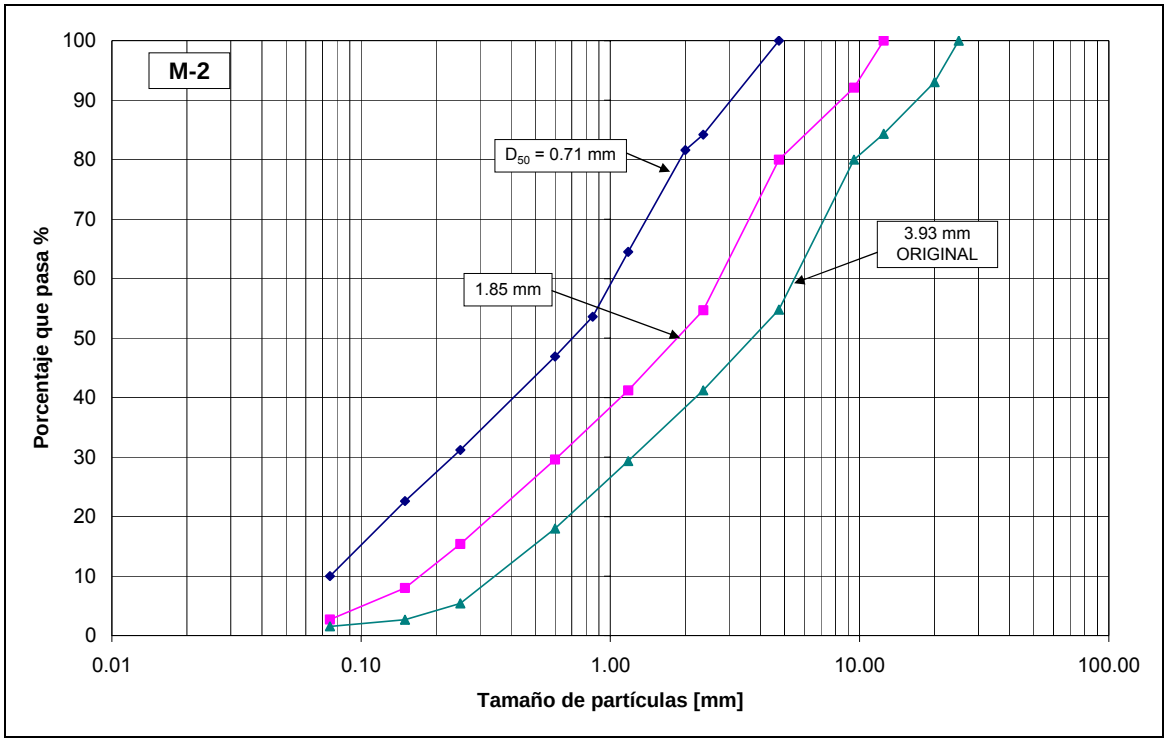


Fig. 4.8: Granulometrías homotéticas del material M-2

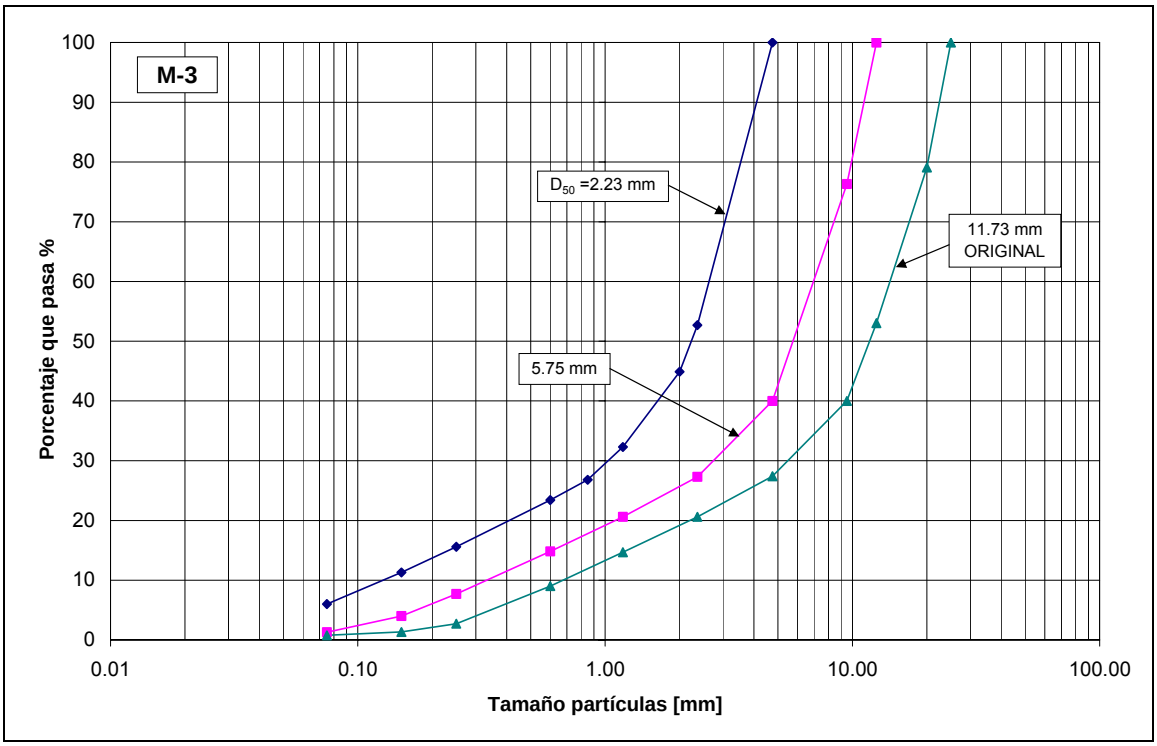


Fig. 4.9: Granulometrías homotéticas del material M-3

En el caso del material M-2 la curva granulométrica de tamaño medio D_{50} = 0.71mm, alcanza un 10% de contenido de finos, por lo cual cumple con la restricción impuesta para utilización del método de homotecia presentado en este trabajo. El material M-3 también cumple con esta restricción. Además, los coeficientes de uniformidad y concavidad de las granulometrías homotéticas que se presentan en las tablas 4.4 y 4.5 son muy similares en ambos materiales, lo cual indica que la homotecia se cumple en estos casos.

Tabla 4.4: Características geotécnicas de las granulometrías homotéticas al material M-2

Tamaño máximo, [mm]	D_{50} [mm]	Coeficiente de uniformidad, Cu	Coeficiente de concavidad, Cc	Clasificación USCS
25	3.93	15.9	0.8	SP
12.7	1.85	15.9	0.8	SP
4.75	0.71	13.7	0.7	SP-SM

Tabla 4.5: Características geotécnicas de las granulometrías homotéticas al material M-3

Tamaño máximo, [mm]	D_{50} [mm]	Coeficiente de uniformidad, Cu	Coeficiente de concavidad, Cc	Clasificación USCS
25	11.73	21.0	3.1	GP
12.7	5.75	21.0	3.2	GP
4.75	2.23	20.8	3.2	SP

En los ensayos triaxiales convencionales se utilizó una densidad relativa de 70%, para ello se determinaron las densidades secas máximas y mínimas de cada granulometría homotética según las normas ASTM D4254-91 y ASTM D4253. En las Figs. 4.10 y 4.11 se presentan las densidades secas en función del tamaño medio de las partículas y sobre cada punto se indica el valor de la densidad correspondiente.

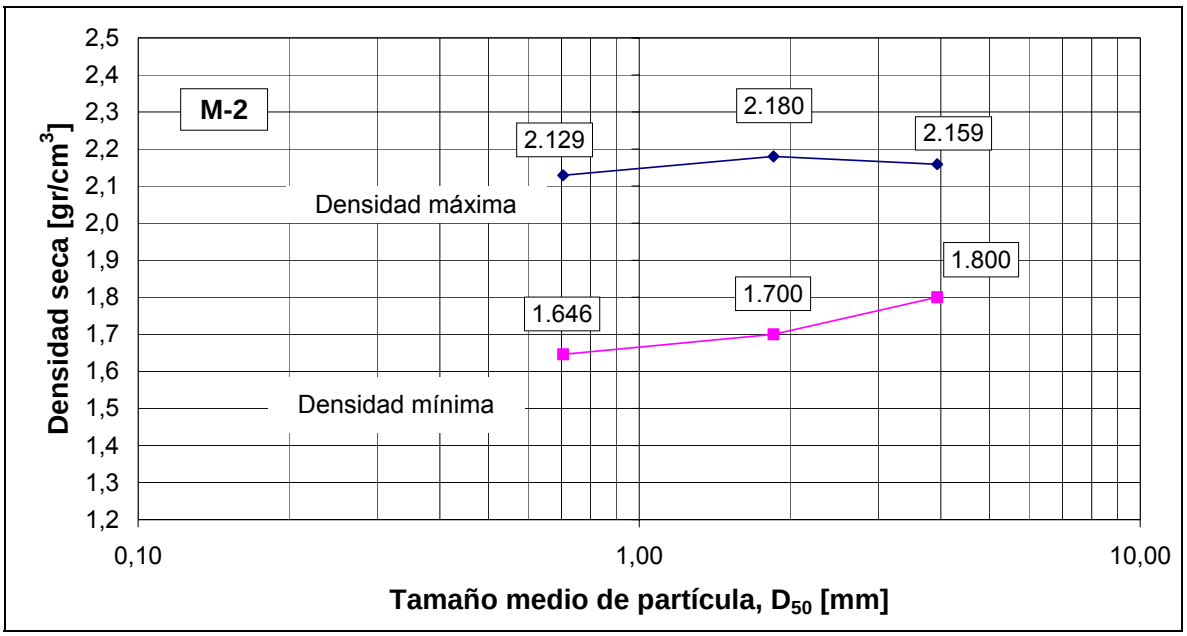


Fig. 4.10: Densidades máximas y mínimas de muestra M-2

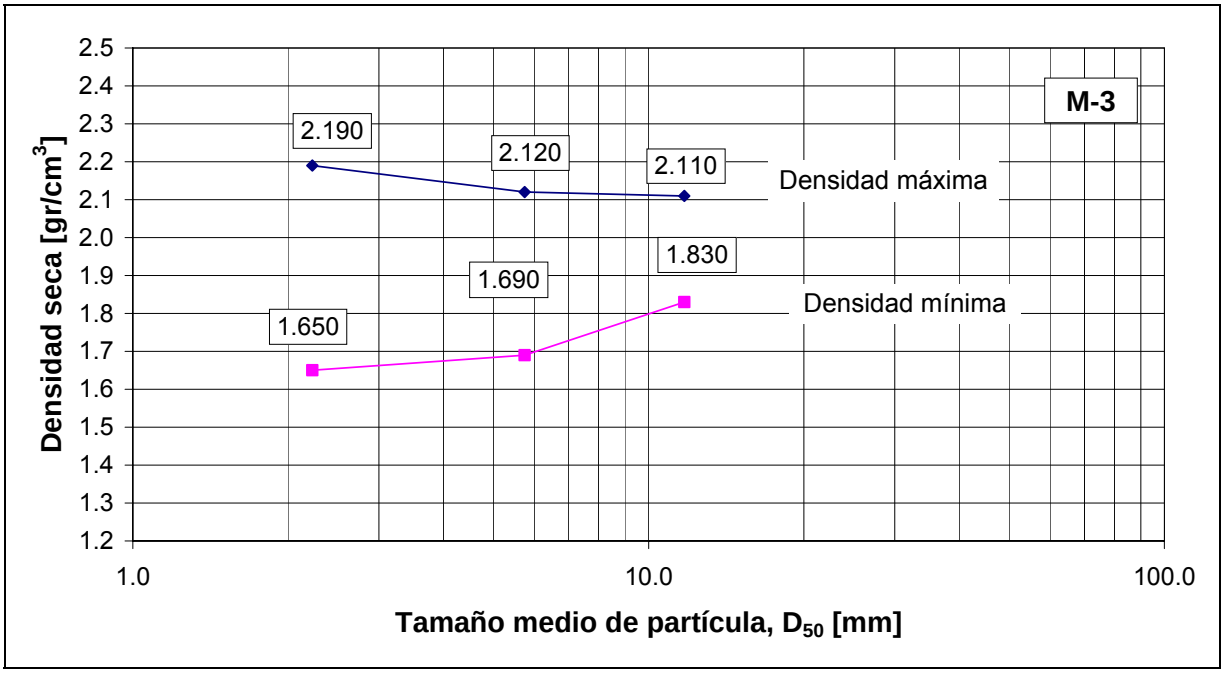


Fig. 4.11: Densidades máximas y mínimas de muestra M-3

4.2 Equipo triaxial a gran escala

En el año 2002 la Sección Geotecnia de IDIEM desarrollo un equipo triaxial de gran tamaño, el cual puede ensayar suelos gruesos con tamaños máximos de partícula de hasta 7", los cuales pueden ser sometidos a presiones de confinamiento efectivas de hasta 30 kg/cm^2.

4.2.1 Descripción de equipo

El equipo está compuesto por los siguientes elementos:

a. *Marco de Reacción*: Lo componen dos bases cuadradas de acero, superior e inferior, las cuales se detallan en la Fig 4.12. Estas bases están unidas entre sí por 4 columnas macizas de acero de diámetro 20 cm y altura 600 cm, este conjunto forma un marco auto-soportante que se ilustra en la Fig. 4.13. Las bases fueron diseñadas para una carga admisible de 2000 ton, esta carga es transmitida por medio de 4 cilindros hidráulicos. Las placas que componen las bases tienen una tensión admisible a la compresión de 253 MPa.

b. *Cámara de presión*: Consiste en un cilindro de acero en forma de botella de diámetro interior 174 cm y 266 cm de altura, esta cámara fue diseñada para resistir una presión de 30 kg/cm^2. Posee 6 entradas inferiores de mangueras de alta presión para la aplicación de presión de cámara, contrapresión y medición de presión de poros a través de conexiones al pedestal y cap de la probeta. Además, la cámara posee 8 entradas superiores de mayor diámetro para la conexión de sensores de carga y medición de velocidades de onda. Esta cámara de presión está fijada a una placa soporte de carga que es parte de la base inferior del marco de reacción como se puede apreciar en la Fig. 4.13.

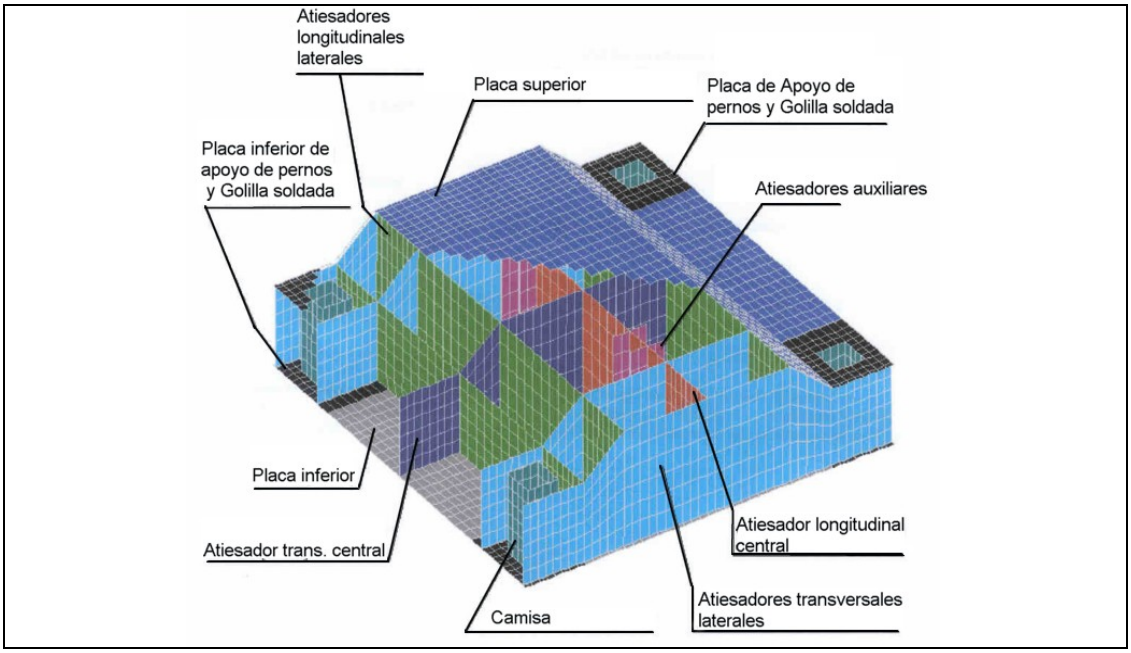


Fig. 4.12: Bases del marco de reacción para triaxial a gran escala

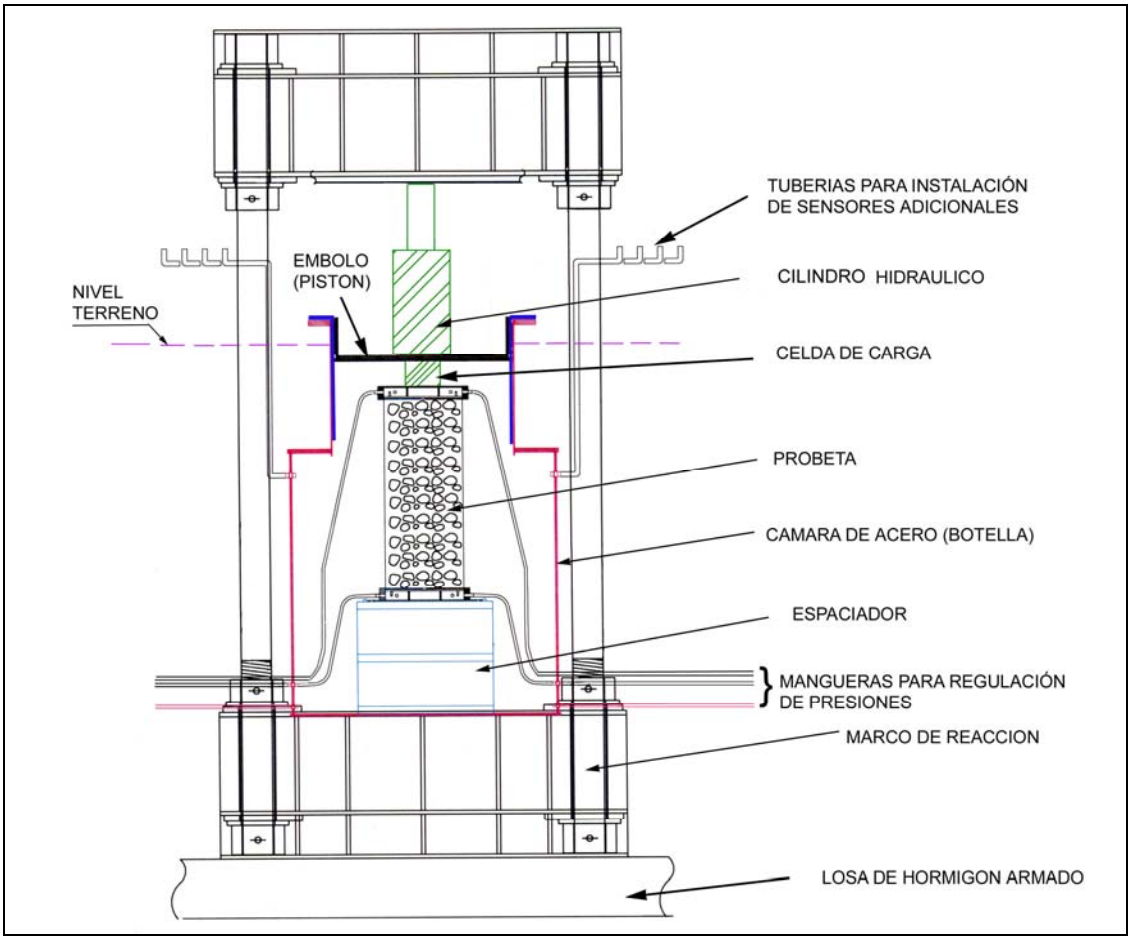


Fig. 4.13: Componentes del quipo triaxial a gran escala.

c. *Camisa de acero*: Este es un cilindro de acero inoxidable que se encuentra en la zona superior de la cámara de presión. La Fig. 4.14 muestra que la camisa no se encuentra en contacto directo con la cámara de presión en la sección superior, ya que existe una empaquetadura de caucho que se encuentra entre ambas superficies y permite sellar el sistema completo. Además, para unir ambas secciones se utilizaron pernos de acero de alta resistencia.

d. *Pistón de Carga*: El pistón posee en el borde inferior un sello packing de Acrilo Nitrilo y cuenta con dos anillos de fricción de polietileno de alta densidad (UHMW) que se encuentran sobre el packing y en el borde superior del pistón de carga (Fig. 4.15). Estos anillos sirven de guía al pistón mientras que éste se desliza por el interior de la camisa de acero inoxidable haciendo contacto con la celda de carga interior sobre la probeta. Además, para facilitar la entrada del pistón se cubren su borde exterior con vaselina.

e. *Sistema de Control Volumétrico*: El control volumétrico de la probeta se realiza a través de un estanque de alta presión de 500 lt de capacidad, que se encuentra suspendido por un brazo en "V" sobre un marco soporte. En el centro del marco, se ubica una celda de carga de 1.000 kg. de modo de registrar por medio de los cambios de peso, la variación volumétrica de la probeta (Fig. 4.16). El estanque se conecta a través del panel principal de control al pedestal de la probeta, por medio de esta conexión se aplica la contra presión al interior de la probeta.

f. *Pedestal y cap*: Estos elementos forman parte del sistema de montaje de la probeta. Tanto el cap como el pedestal tienen habilitadas salidas para la conexión de mangueras de alta presión y sensores que se utilizan en la implementación del ensayo bender element. Además, ambos cuentan con discos perforados que permiten la circulación de agua a través de la probeta. El pedestal posee 3 perforaciones con hilo para las barras guía del molde (Fig. 4. 17).

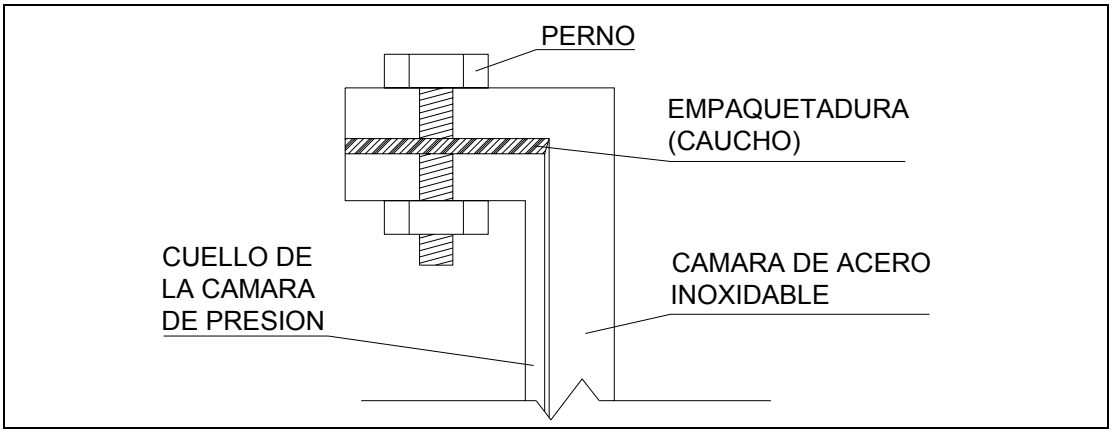


Fig. 4.14: Sello entre cámara de presión y camisa de acero inoxidable

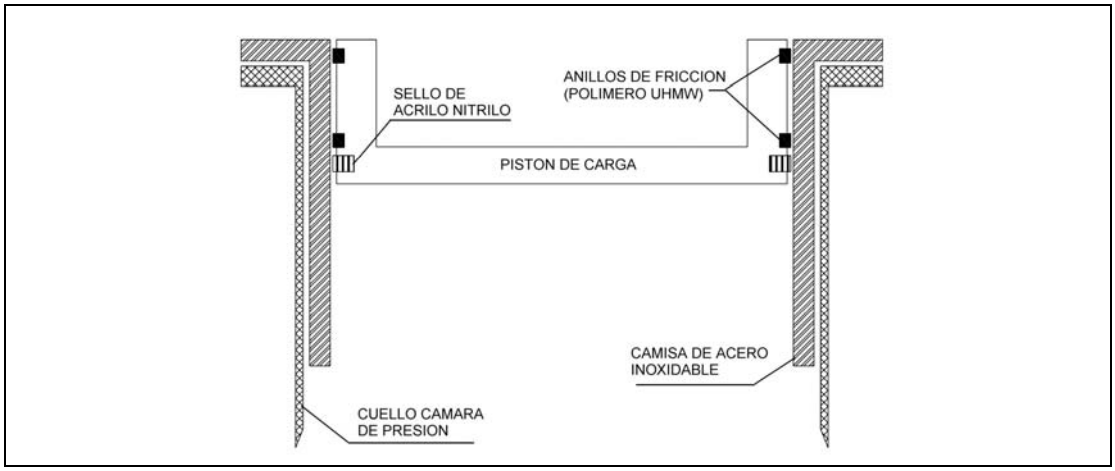


Fig. 4.15: Sistema de deslizamiento de pistón de carga y sellado de cámara de presión.

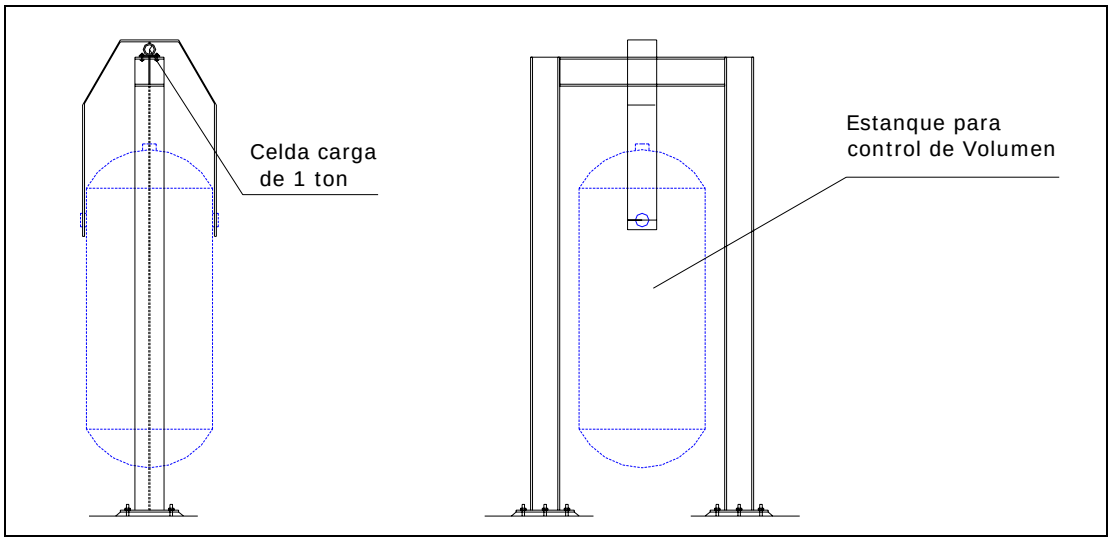


Fig. 4.16: Sistema de control volumétrico

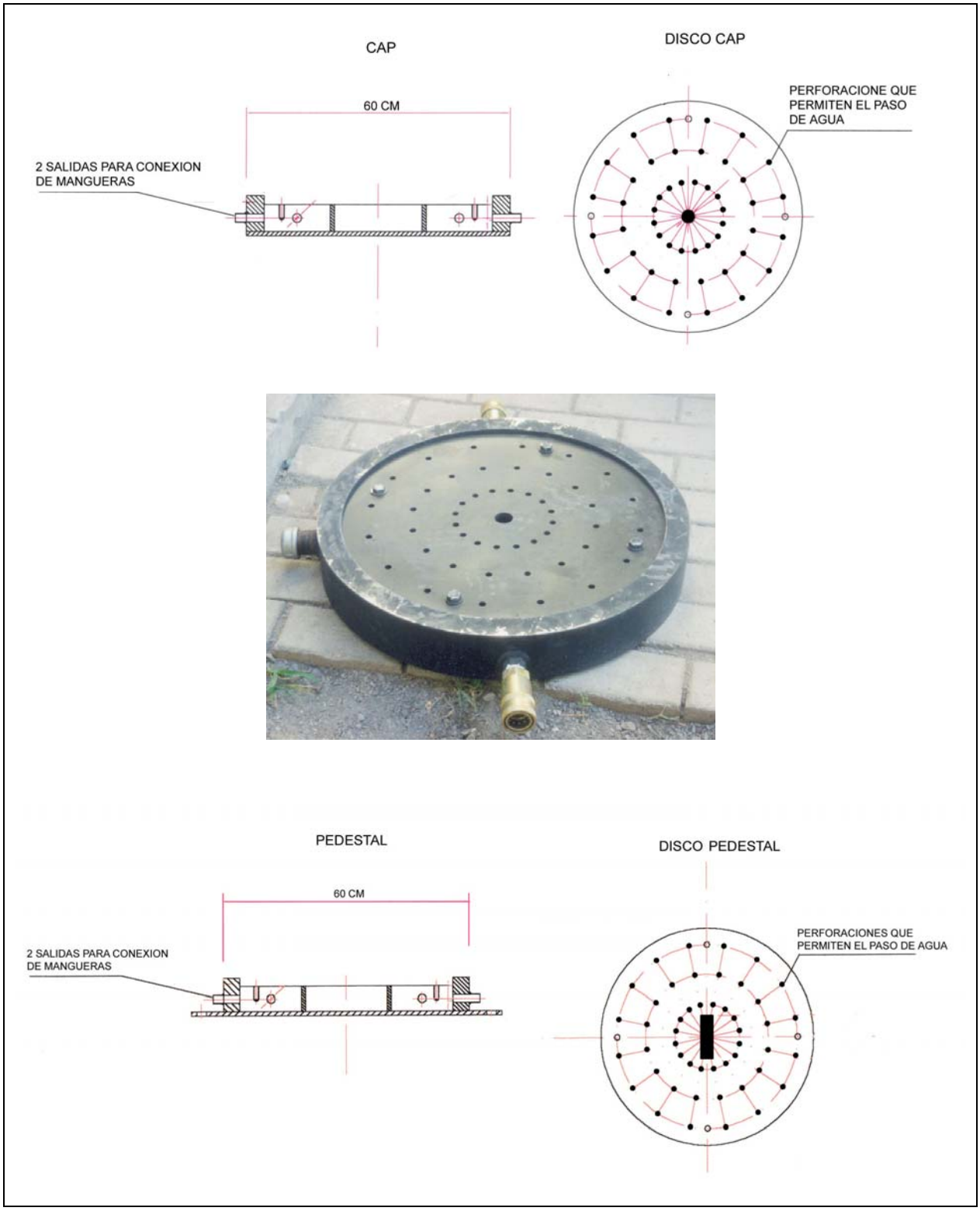


Fig. 4.17: Pedestal y Cap para probeta de 60 cm de diámetro.

g. *Molde*: Está compuesto por 3 paneles que se presentan en la Fig 4.18, estos paneles son unidos por 3 barras guía, que están atornilladas al pedestal y en la parte superior están unidos por un cuello de acero. Este molde es armado dentro de la cámara de triaxial, lo cual permite que la probeta no sufra alguna alteración debido a un traslado.

h. *Panel de control principal*: El panel principal permite regular y controlar los flujos y presiones aplicadas en todo el proceso del ensaye. La regulación se hace por medio de llaves de acero inoxidable y reguladores de presión de aire y agua, mientras que el control es efectuado por medio de un sistema doble de manómetros de precisión y sensores de presión (Fig. 4.19).

i. *Bomba Hidráulica*: Bomba de pistones triple de alta presión (máx.105 kg/cm²) equipada con manómetro, válvula reguladora de presión y estanque de compensación, el cual sirve de reductor de pulsaciones para aplicar presión de confinamiento constante durante la ejecución del ensayo.

j. *Cilindros Hidráulicos*: Se dispone de 4 cilindros del tipo doble efecto, con capacidad de carga de 500 toneladas cada uno y una carrera máxima de 40 cm (Fig. 4.20). Se encuentran conectados a una central hidráulica de alta presión, accionada eléctricamente y con control de flujo y presión regulado manualmente.

k. *Celdas de Carga*: Para controlar y medir la carga aplicada por medio del cilindro hidráulico, se utiliza una celda de carga interna fabricada en IDIEM (Fig. 4.21), con una capacidad de 500 ton, ubicada entre el cap y el pistón de carga. Ésta cuenta con strain-gages que miden la deformación del cuerpo de la celda que luego se traduce a carga, por lo cual cada presión de cámara genera una carga lateral y vertical que no es evaluada durante la calibración de la celda, afectando así las primeras mediciones de carga. Debido a ello se utiliza una segunda celda de carga con capacidad máxima de 200 ton, ubicada entre el cilindro hidráulico y la base superior del marco de reacción, con ella se puede contrastar la medida realizada por la celda de carga interna.

Fig. 4.18: Molde para confección de probetas de 60 cm de diámetro.

Fig. 4.19: Panel de control de presiones.

Fig. 4.20: Cilindros hidráulicos de 500 ton.

l. *Sensores de Desplazamiento tipo LVDT*: Se cuenta con 3 sensores de desplazamiento de 5 cm de recorrido para la medición de las deformaciones. Estos se fijan de modo equidistante en el perímetro del pistón de carga, por medio de barras guías las cuales son solidarias al pistón de carga (Fig. 4.22). Los LVDT se utilizan en serie para obtener un registro continuo de deformaciones verticales durante el ensayo.

m. *Sensores de Presión*: Se utilizan tres sensores de 10 kg/cm^2 de capacidad, uno para la medición de la presión de cámara y dos para el control de presiones al interior de la probeta, contrapresión y presión de poros, respectivamente.

n. *Sistema de adquisición de datos*: Se utiliza un sistema de adquisición combinado. El primer sistema reúne a los sensores de medición de carga y desplazamiento en una tarjeta externa de conversión análoga digital que puede realizar un muestreo de 100 kHz y entrega datos al Computador 1 por medio de una conexión al puerto paralelo. Los LVDT son conectados a 3 amplificadores, el primer amplificador tiene un rango de medición de $\pm$17 V y los otros dos un rango de $\pm$ 5V. Las celdas de carga de 500 ton y 200 ton son conectadas a 2 amplificadores los cuales poseen filtros pasa bajo, diferente sensitividad y pueden entregar diferentes voltajes de excitación de 2, 4 y 10V a los sensores. La celda de 1 tonf, del cambio volumétrico, está conectada a un amplificador de señal que posee un monitor de 4 dígitos que se actualiza aprox. 3 veces por segundo, tiene un factor de ganancia de 2, además cuenta con filtro pasa bajos y una frecuencia de respuesta de 2.5 a 5 kHz. El segundo sistema agrupa a los sensores de presión, que van conectados a 3 canales de un modulo de entrada análoga. Cada canal entrega una corriente de 10V al sensor, con ello el sensor puede generar un variación de potencial eléctrico registrado por una tarjeta análoga digital que envía la señal a través de una conexión tipo RS-232 al computador 2, luego estos datos son presentados en pantalla ya calibrados para poder visualizar en forma instantánea las presiones generadas a lo largo del ensayo. Estos sistemas de adquisición son esquematizados en la Fig. 4.23.

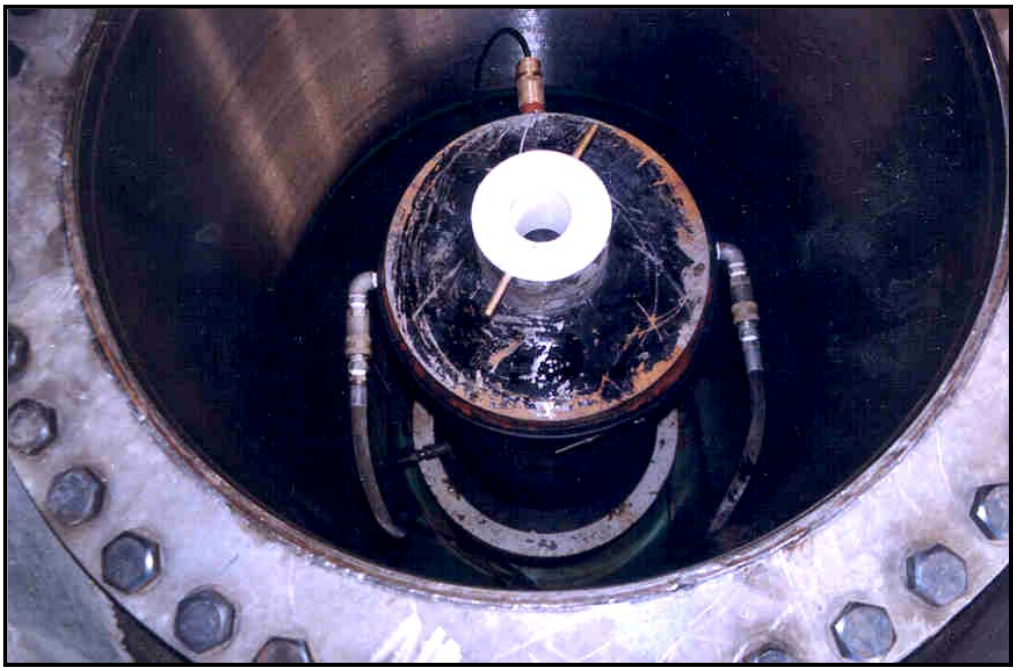


Fig. 4.21: Celda de carga interior

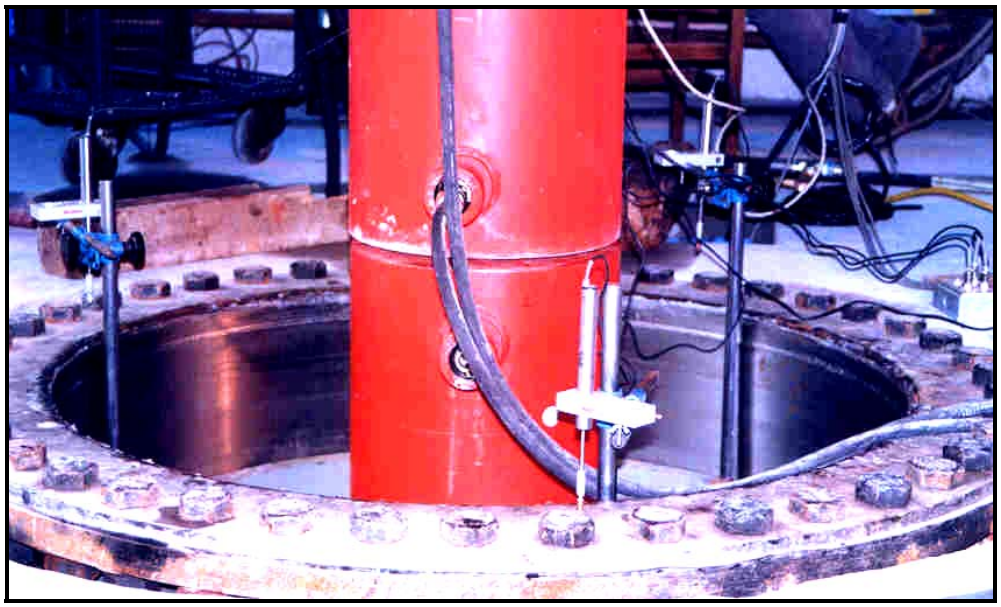
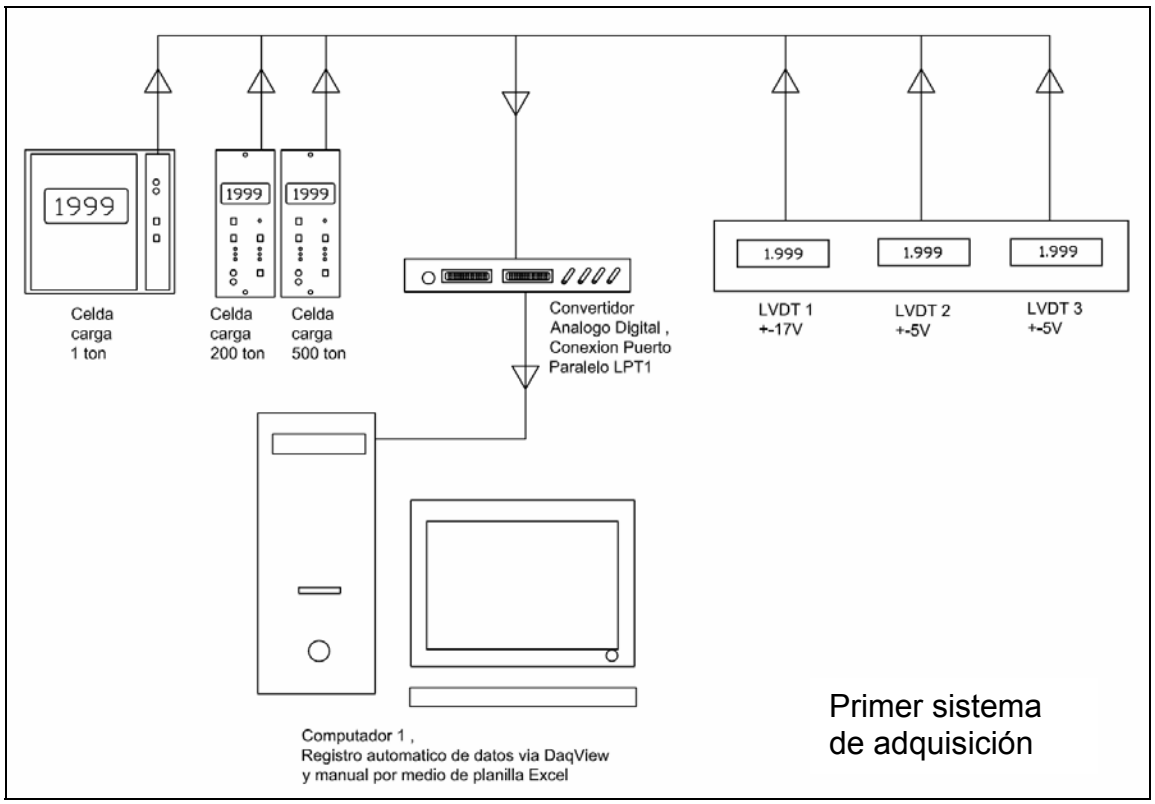


Fig. 4.22: Disposición de los sensores desplazamiento LVDT



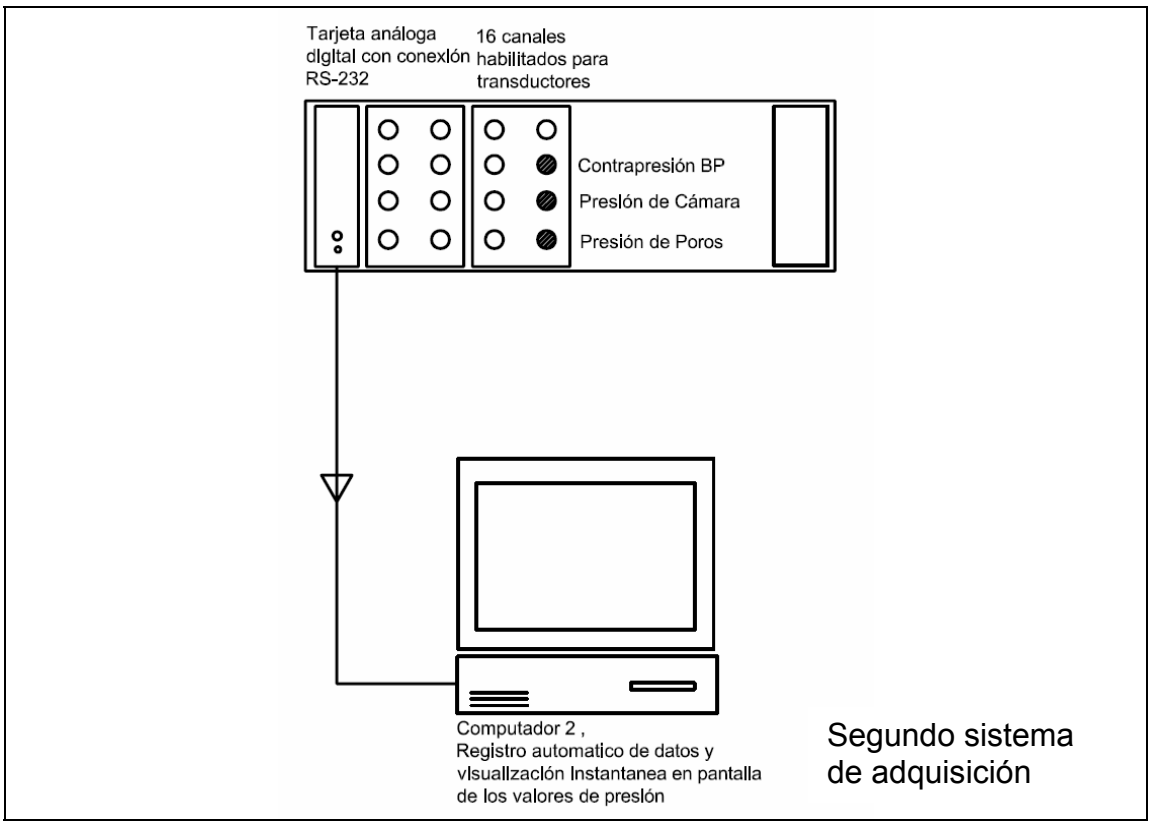


Fig. 4.23: Esquema de sistema de adquisición de datos.

En la Fig. 4.24 se presentan la distribución de los elementos principales que conforman el triaxial a gran escala, como es posible apreciar gran parte del marco y la celda de presión están bajo el nivel del terreno para aminorar los posibles efectos de cualquier accidente que se pudiera generar si la cámara de presión se rompiera. El proceso de instalación del equipo triaxial y sus componentes se presenta en la secuencia fotográfica del Anexo A.

Fig. 4.24: Disposición general del equipo triaxial a gran escala

4.2.2 Metodología de ensaye

Las cuatro probetas del material P-1 correspondientes a la primera serie de ensayos fueron montadas a una densidad seca de 2.12 gr/cm^3, la cual corresponde a una densidad relativa de 80% y fueron ensayadas a presiones de confinamiento de 0.15, 2.0, 4.0 y 8.0 kg/cm^2. La probetas de la segunda serie fueron ensayadas a una densidad seca de 2.29 gr/cm^3, que corresponde a la máxima densidad compactada sin que se observe rotura de partículas, estimada por IDIEM con el material integral de tamaño máximo 4". En esta segunda serie se utilizaron presiones de

confinamiento de 1.0 y 2.0 kg/cm^2 para el material P-1, y presiones de 4.0 y 8.0 kg/cm^2 para el material P-2. En ambos ensayos, las muestras utilizadas corresponden a los materiales integrales considerando un tamaño máximo de partícula de 4", por lo cual el tamaño mínimo de probeta es 60 cm x 120 cm (diámetro y altura), para cumplir la recomendación de que el diámetro de la probeta debe ser igual o superior a 6 veces el tamaño máximo de partículas.

La metodología de ensayo de una probeta se puede detallar como**:**

- Selección de la muestra

  Para la confección de una probeta se selecciona 1 ton de material aproximadamente. Posteriormente, la muestra obtenida se homogeniza por volteo, seleccionando y separando en 8 porciones visualmente de similares características, que luego corresponderán a cada una de las capas utilizadas en el montaje de la probeta.

- Armado de Molde

  El molde para la confección de probetas está compuesto por:

a. Pedestal de acero que posee 3 perforaciones con hilo para las barras guías.
b. Tres placas semicirculares de acero que forman un cilindro.
c. Cuello de acero que facilita la compactación de la última capa de material.
d. Membrana de caucho natural cilíndrica de espesor variable entre 3 mm y 6 mm.

- Montaje de probetas

  Una vez instalado el molde dentro de la cámara de presión y la membrana de sacrificio, se coloca en la base una doble capa de geotextil del tipo no tejido punzonado. Luego se procede a compactar el material en 8 capas de 15 cm de altura y de igual peso. La disposición del material de cada capa en el molde se realizó por volteo en tres pequeñas cantidades iguales, cuidando de

distribuir homogéneamente las partículas de mayor tamaño. El control de la compactación se realizó midiendo la altura de cada capa. Terminado el proceso de compactación se procede a retirar el cuello guía, utilizado en la compactación de la última capa, se coloca una doble capa de geotextil del tipo no tejido punzonado y finalmente se instala el cap. Una secuencia fotográfica de esta etapa se presenta en la Fig. 4.25.

Una vez retirado el moldaje se monta la segunda membrana de caucho natural aplicando vacío a la probeta durante este proceso. Esta segunda membrana se utiliza para evitar filtraciones de agua en zonas donde eventualmente exista alguna rotura de la membrana de sacrificio, producto del proceso de compactación. Para sellar la probeta se utiliza abrazaderas metálicas en la zona de contacto pedestal-membrana y cap-membrana, además en estas zonas se aplica una capa de silicona. Un esquema de la configuración final de la probeta se presenta en la Fig. 4.26.

Dada la diferencia de densidades entre la primera y segunda serie, fue necesario recurrir a distintos métodos de compactación. En el caso de la primera serie, la compactación de cada capa se realizó en forma manual golpeando con una masa metálica el material. Para la segunda serie, la compactación se realizó por medio de un pisón vibratorio.

- Estabilización temporal de la probeta

  Una vez montada la probeta se aplica una presión de vacío de 0.3 kg/cm^2 para estabilizarla mientras se llena la cámara con agua. Posteriormente, se monta el sistema de carga que permite sellar la cámara (Celda de carga-pistón-cilindro hidráulico). La presión de cámara es aplicada por medio de la bomba hidráulica.

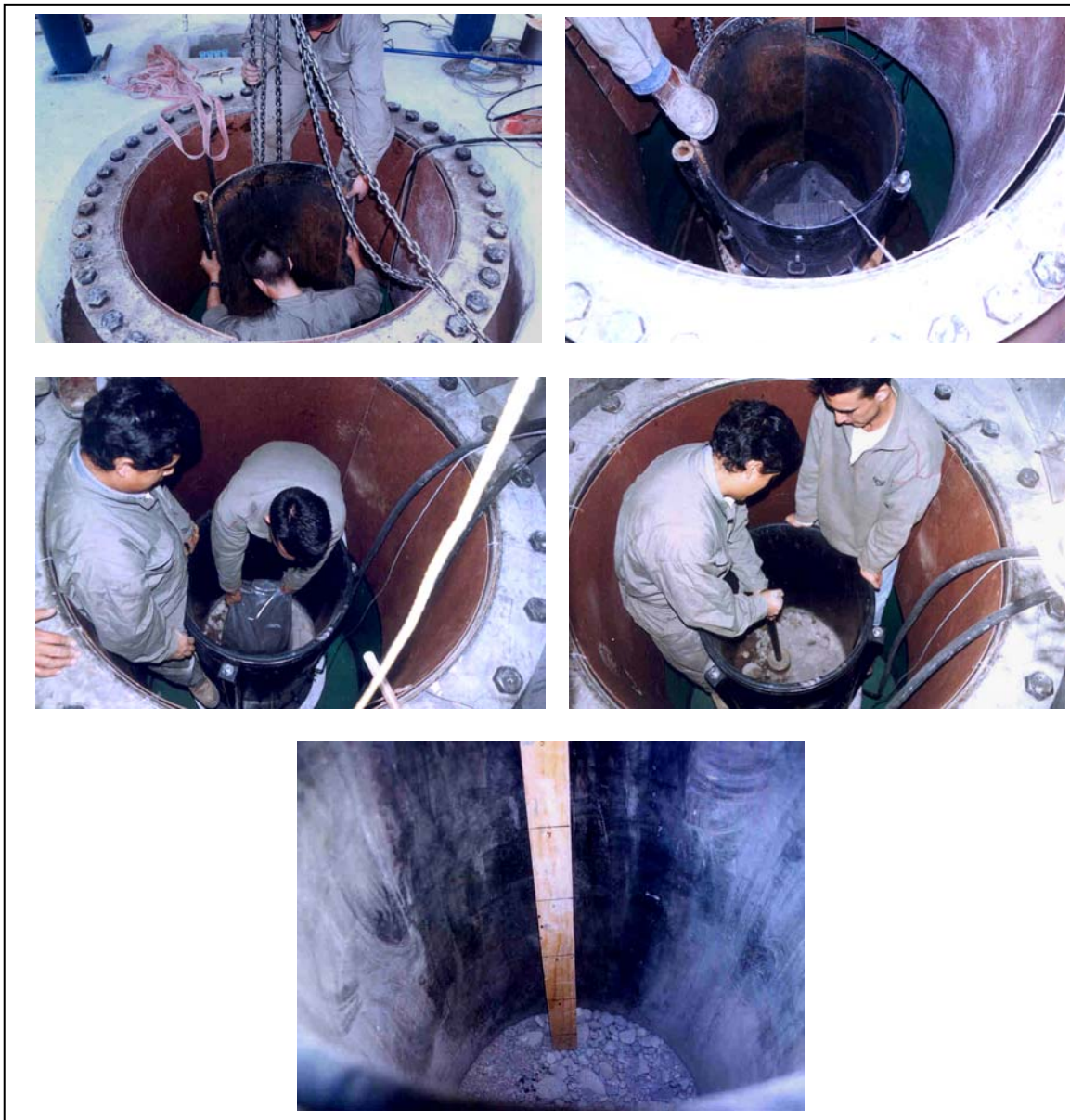


Fig. 4.25: Secuencia de armado de molde y probeta

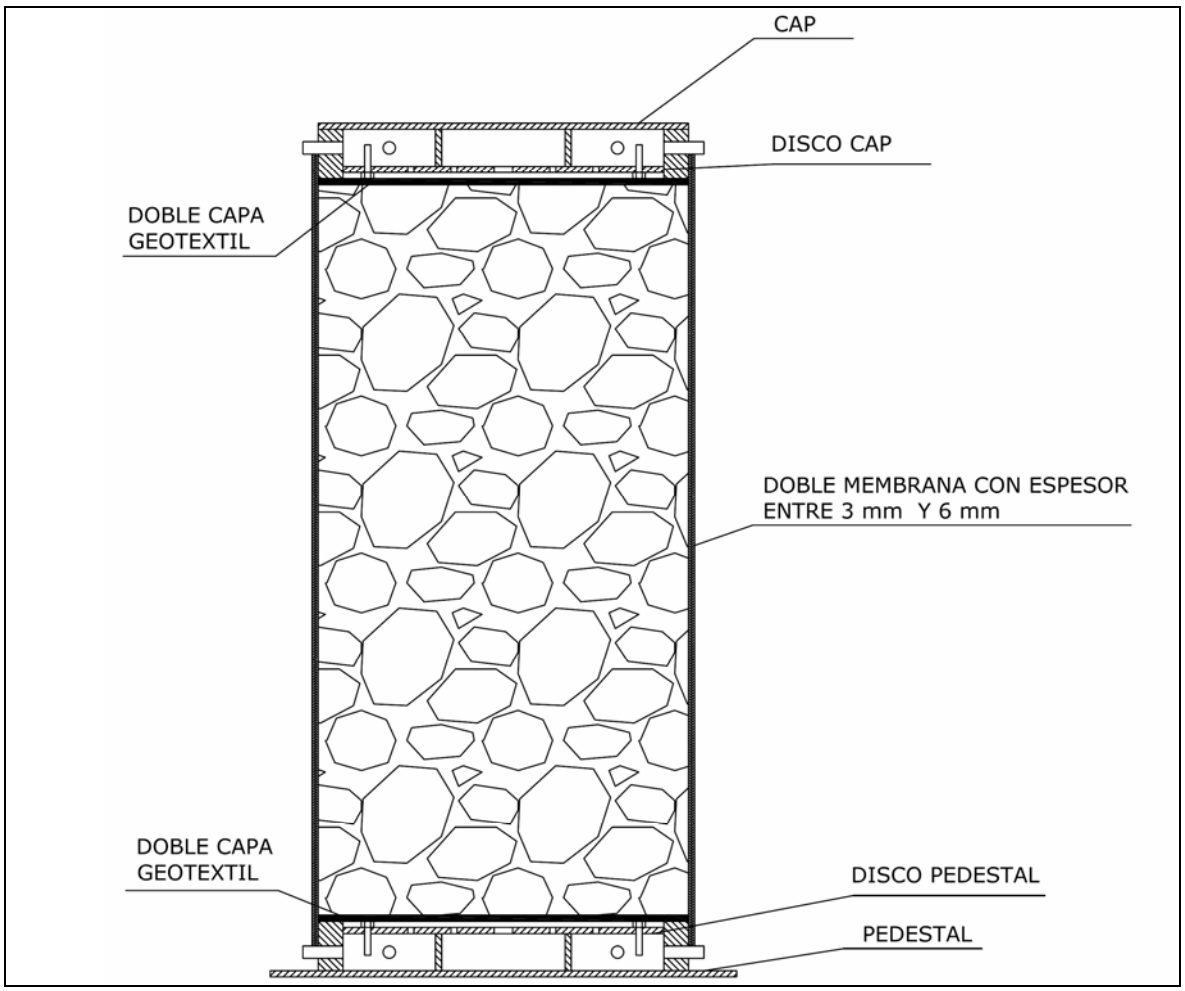


Fig. 4.26: Esquema de probeta de 60 cm de diámetro.

- Etapa de Saturación

  Una vez llena y sellada la cámara de presión se retira la presión de vacío de la probeta y luego se aplica por un período cercano a 24 hrs un suministro controlado de gas CO_2 (Dióxido de Carbono), de forma ascendente que ingresa por la manguera conectada al pedestal y el sale por el cap.

  La saturación de la probeta se realiza con agua previamente desaireada, suministrada desde el contenedor galvanizado de alta presión del estanque de control volumétrico. Este proceso se realiza controlando el volumen de entrada de agua a la probeta hasta que se registre una salida de agua constante por el cap durante al menos 6 hrs.

- Aplicación de la Contrapresión (Back-Pressure B.P.)

  La contrapresión definida para cada probeta es alcanzada realizando incrementos de presión de 0.2 kg/cm² alternadamente entre el interior y exterior de la probeta (Presión de Cámara σ_3), manteniendo una diferencia entre estas de no más de 0.2 kg/cm^2. La contrapresión (B.P). y presión de cámara, son aplicadas y controladas desde el panel principal.

- Control de la Saturación (S)

  Una vez aplicado el B.P., se cierran las llaves de drenaje de la probeta a través del panel central, luego se aplica un incremento de presión de cámara ($\Delta\sigma_3$) y se registra la respuesta de la presión de poros en el interior de la probeta (Δu). La condición de saturación se determina por medio del parámetro B de Skempton, definido como:

  $$\mathbf{B = \Delta u/\Delta\sigma_3} \qquad \textbf{(Ec. 4.1)}$$

  Se considera que la probeta esta saturada cuando B es mayor o igual a 95%.

- Etapa de Consolidación

  La consolidación de la probeta se inicia cuando se logra la saturación de la probeta (B ≥ 95%), entonces se aumenta la presión de cámara con las válvulas de drenaje abiertas y se produce un flujo de agua desde la probeta hacia el estanque medidor de cambio volumétrico. Se registra el valor de volumen drenado a intervalos fijos de tiempo hasta que no se registren variaciones volumétricas. Para la totalidad de los ensayos el tiempo de estabilización fue de 20 a 30 min, dependiendo de la presión de confinamiento efectiva. Sin embargo, se mantuvo la condición de drenaje por un total de 2 hr.

- Etapa de Carga

  Una vez consolidada la probeta se baja el pistón hasta tocar la celda de carga interna, luego se ajustan los sensores de desplazamiento y se registran las lecturas iniciales de los lectores de deformación, carga externa, carga interna, cambio volumétrico, presión de poros, presión de cámara y contrapresión.

  Se inicia la etapa de carga aplicando incrementos de carga vertical que varían entre 2 y 5 ton de acuerdo a lo indicado por la celda de carga interna (0.7 kg/cm^2 y 1.8 kg/cm^2), hasta que se alcanza la resistencia máxima de la probeta, estado en la cual se producen grandes deformaciones. En ensayos drenados, como el caso de esta investigación, en cada incremento de carga aplicada se registra el cambio volumétrico y la deformación vertical hasta que ésta última se ha estabilizado.

  Una vez alcanzada la resistencia máxima se lleva la probeta a una deformación del 20% para facilitar el proceso de desmontar la probeta, se libera de las presiones de cámara, se retiran los elementos de carga y deformación externa, para luego sacar la probeta desde la cámara de ensayo.

4.3 Equipos triaxiales convencionales

En los ensayos triaxiales para probetas de 5 cm y 10 cm de diámetro, se utilizó el equipo de Docencia perteneciente al Laboratorio de Sólidos y Medios Particulados de la Universidad de Chile (MESESUP), y para los ensayos en probetas de 15 cm de diámetro se utilizó el equipo de la Sección Geotecnia de IDIEM.

4.3.1 Descripción de equipos

El equipo triaxial de MECESUP cuenta con los siguientes elementos:

a. *Marco de Carga*: Modelo HM-3000 de Humboldt, el cual soporta una carga máxima de 5 tonf y la velocidad de desplazamiento puede ser ajustada entre 0-75 mm/min.

b. *Celda de Carga*: Se utilizaron dos celdas de carga de marca Kyowa, una de 1 tonf para las probetas de diámetro 5cm y otra de 10 tonf para las probetas de 10 cm de diámetro.

c. *Sensor de desplazamiento*: Dial de deformación Kyowa de 5cm el cual puede ser medido directamente con una precisión de 0.01 mm y además cuenta con un sensor tipo strain gage cuya señal puede ser registrada por el computador.

d. *Sistema de control de presión*: Panel de control ELE tipo Tri-Flex 2 permite el manejo de las presiones de cámara y contrapresión de hasta 7 kg/cm^2, además cuenta con buretas de 25 cm^3 para medir el cambio volumétrico.

e. *Sensor de presión*: Existen dos sensores de presión de 5 kg/cm^2 marca Kyowa y un sensor de 10 kg/cm^{2,} que se utilizan para la medición de presión de poros según el nivel de presión de cámara aplicado en el ensayo.

f. *Sistema de adquisición de datos*: Consiste en un modulo análogo Kyowa del tipo MCC, el cual posee 16 canales que pueden ser monitoreados por medio de un visor de 4 dígitos, cada canal funciona como amplificador de señales el cual permite utilizar filtro pasa bajo, cambiar la ganancia de la señal e inicializar las lecturas en 0. Este modulo esta conectado por medio de cables BNC a una tarjeta análoga digital tipo KPCI-3107 de Keithley la cual posee 8 canales, esta tarjeta recibe la señal de los instrumentos, las cuales son monitoreadas por medio de una aplicación del programa LabView en ambiente Windows. (Fig.4.27)

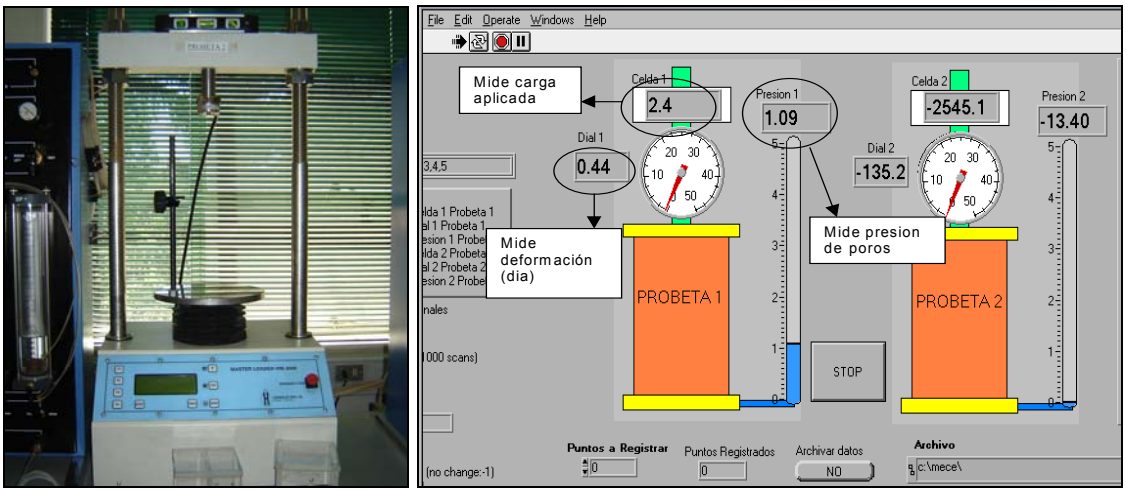


Fig. 4.27: Marco de carga y programa de adquisición de datos de laboratorio docente.

El equipo triaxial de la Sección Geotecnia dispone de los siguientes elementos:

a. *Marco de Carga*: Es un marco ELE que soporta una carga máxima de 10 tonf. Para aplicar una velocidad de ensayo constante se debe realizar una combinación de engranajes y dar una velocidad de marcha específica, con estas combinaciones se obtienen velocidades de desplazamiento desde 0.000002 in/min hasta 0.160 in/min (Fig. 4.28).
b. *Celda de Carga*: Se utilizó un anillo de carga de 10 tonf, el cual utiliza un dial de deformación calibrado para medir la carga aplicada.
c. *Sensor de desplazamiento*: Es un dial de deformación de 5cm, el cual tiene una precisión de 0.001".
d. *Sistema de control de presión*: Panel de control Boart Longyear permite el manejo de las presiones de cámara y contrapresión de hasta 9 kg/cm^2, además cuenta con buretas para medir el cambio volumétrico.
e. *Sensor de presión*: Existen dos sensores de presión de 10 kg/cm^2 para medir la presión de cámara y la contrapresión. Estos sensores están conectados a módulos digitales que permiten la lectura directa del valor de presión en kPa.
f. *Sistema de adquisición de datos*: El registro de datos se realiza en forma manual, es decir, se registra en papel las lecturas de anillo de carga y cambio volumétrico para una deformación dada.

Fig. 4.28: Marco de carga y sistema de aplicación de presiones del laboratorio Sección Geotecnia.

4.3.2 Metodología de ensaye

Todos los ensayos realizados fueron triaxiales tipo CID, es decir, consolidado isotrópicamente drenado. Para la construcción de las diferentes granulometrías ensayadas fue necesario separar en distintos tamaños de partículas las muestras originales.

La fracción gruesa de la muestra P-1 es separada en los tamices 1", 3/4", 1/2", 3/8" y la fracción arena en los tamices Nº 4, 8, 10, 10, 16, 30, 40, 50, 100, 200. Luego, se construyeron las granulometrías homotéticas, creando muestras de 500 gr para probetas de 5x10, de 3500 gr para probetas de 10x20 y de 12000 gr para probetas de 15x30, todas ellas confeccionadas a una densidad relativa de 80%.

La muestra extraída del Río Maipo fue separada en los tamices 1", 3/4", 1/2", 3/8" para la fracción gruesa y la fracción arena fue separada en los tamices Nº 4, 8, 16, 30, 60, 100, 200. En el caso de las muestras homotéticas ensayadas en probetas de 5x10 se agregaron los tamices Nº 10 y 20 para realizar un mejor ajuste de la curva granulometría. Luego, se construyeron muestras de 15000 gr para las curvas granulométricas con contenidos de 10% a 100% de partículas de sobre-tamaño y muestras de 4000 gr para la granulometría con 0% de sobre-tamaño. En el caso de las granulometrías homotéticas de las muestras M-2 y M-3, con un 20% y 60 % de partículas sobre 3/8" respectivamente, se construyeron muestras de 4000 gr para la probetas de 10x20 y muestras de 2000 gr para las probetas de 5x10. Todas las muestras de Río Maipo se confeccionaron a un densidad relativa aproximada de 70%. Las propiedades de confección y ensayo de cada probeta se presentan en las tablas 4.6 a 4.9.

Tabla 4.6: Propiedades de confección curvas homotéticas de muestra P-1

Tamaño medio, D_{50} [mm]	Densidad de confección, [gr/cm^3]	Tamaño probeta de ensayo, [cmxcm]	Presión de confinamiento [kg/cm^2]
2.40	2.093	15x30	1.0 – 2.0 – 4.0
1.20	2.006	10x20	1.0 – 2.0 – 4.0
0.88	1.968	10x20	1.0 – 2.0 – 4.0
0.45	1.887	5x10	0.1 – 1.0 – 2.0 – 4.0

Tabla 4.7: Propiedades de confección combinaciones granulométrica en la grava del Río Maipo

% de Grava sobre 3/8"	Tamaño medio, D_{50} [mm]	Densidad de confección, [gr/cm^3]	Tamaño probeta de ensayo, [cmxcm]	Presión de confinamiento [kg/cm^2]
100	17.39	1.708	15x30	0.5 – 1.0 – 3.0
90	16.43	1.817	15x30	0.5
80	15.23	1.924	15x30	0.5 – 1.0 – 3.0
60 (M-3)	11.80	2.026	15x30	0.5 – 1.0 – 3.0
40	6.99	2.078	15x30	0.5 – 1.0 – 3.0
20 (M-2)	3.91	2.038	15x30	0.5 – 1.0 – 3.0
10	2.93	1.994	15x30	0.5
0	2.24	1.934	10x20	0.5 – 1.0 – 3.0

Tabla 4.8: Propiedades de confección homotéticas muestra M-2 con 20% de grava Río Maipo

Tamaño medio, D_{50} [mm]	Densidad de confección, [gr/cm^3]	Tamaño probeta de ensayo, [cmxcm]	Presión de confinamiento [kg/cm^2]
3.93	2.038	15x30	0.5 – 1.0 – 3.0
1.85	2.010	10x20	0.5 – 1.0 – 3.0
0.71	1.957	5x10	0.5 – 1.0 – 3.0

Tabla 4.9: Propiedades de confección homotéticas muestra M-3 con 60% grava Río Maipo

Tamaño medio, D_{50} [mm]	Densidad de confección, [gr/cm^3]	Tamaño probeta de ensayo, [cmxcm]	Presión de confinamiento [kg/cm^2]
11.73	2.026	15x30	0.5 – 1.0 – 3.0
5.75	1.950	10x20	0.5 – 1.0 – 3.0
2.23	1.992	5x10	0.5 – 1.0 – 3.0

- Montaje de probetas:

Las muestras con granulometrías homotéticas a P-1 fueron preparadas con un 5% de contenido de humedad, luego se compactaron en sus respectivos moldes en 5 capas de igual altura y peso, para obtener una muestra homogénea de densidad conocida. Se utilizó una barra graduada para verificar la altura de cada capa. Luego, la probeta compactada se transportó al pedestal de la cámara triaxial y se puso encima de la piedra porosa inferior, se cubrió con una membrana de latex, se colocó la piedra porosa superior y el cap superior, a continuación se aplicó vació para mantener la probeta estable. En el caso de la probeta de 5x10 cm se utilizó solo 1 membrana, para las probetas de 10x20 cm y 15x30 cm se utilizaron 2 o 3 membranas para evitar el punzonamiento que pudieran provocar las partículas angulosas del material.

En las muestras del Río Maipo se utilizó el material seco. Para armar la probeta se instaló el molde en el pedestal de la cámara triaxial, en el interior del molde se colocó una membrana de sacrificio asegurándose de que ésta quedara pegada a las paredes del molde y en el fondo se puso un trozo de geotextil. En el caso de la probeta de 5x10 cm se utilizaron piedras porosas. Luego, se compactó el material en 5 capas de igual altura y peso, se midió la altura de cada capa con una vara graduada, sobre la última capa se coloca un trozo de geotextil y el cap superior, y se aplicó vació para mantener la probeta estable. Para las probetas de 10x20 cm se colocaron 2 membranas adicionales y en las probetas de 15x30 cm se utilizaron 3 membranas adicionales para evitar el punzonamiento. Para las probetas de 15x30 cm con un contenido de grava superior al 60% se colocó además, una capa de papel en tiras entre las dos primeras membranas, pues existe en estos casos una mayor penetración de membrana a medida que aumenta la presión de confinamiento, debido a que estas probetas tienen una estructura más abierta. Una vez aplicado el vacío y las membranas correspondientes, se ajustaron los o´rings, posteriormente se colocó la cámara y se lleno de agua.

- Control de Saturación

Se aplica una presión de cámara de 0.10 kg/cm^2 y se procede a pasar CO_2 por el interior de la probeta durante 30 a 60 minutos. Luego se conecta un estanque de agua destilada-desaireada por la entrada inferior de la probeta, para que circule agua a través de ella. Para las probetas de 5x10 cm se espera que pasen aprox. 200 ml de agua, para probetas de 10x20 cm pasan aprox. 500 ml y en las probetas de 15x30 cm pasan entre 1000 ml y 1500ml de agua, de este modo se asegura que las muestras se encuentren cercanas a la humedad de saturación. Posteriormente, se conectan las mangueras de contrapresión y medición de presión de poros. Se comienza a aumentar la contrapresión y presión de cámara en forma graduada, de forma de no sobrepasar la diferencia inicial de 0.10 kg/cm^2, se llegan a valores de contrapresión de 1 a 3 kg/cm^2. Luego se comprueba la saturación al igual que en el triaxial a gran escala, es

decir, se cierran la válvulas de drenaje y se registra la variación Δu frente a un aumento en la presión de cámara de $\Delta\sigma_3$, de esta forma se calcula el parámetro B (Ec 4.1) y se comprueba que sea mayor al 95%, para asegurar que la probeta alcancé un estado de saturación del 100%. Este procedimiento es igual para todas las muestras.

- Etapa de consolidación

Una vez saturada la probeta se abre la válvula de drenaje y se registra el cambio volumétrico a través del tiempo, por medio de las buretas del panel de control de presión. Estos cambios volumétricos se midieron frente a incrementos de 0.5 kg/cm^2 de presión exterior hasta alcanzar la presión de cámara efectiva de ensayo. Las probetas de 15x30 cm de la muestra P-1, alcanzaron la estabilización después de 12 horas. Las probetas de 15x30 cm del Río Maipo que contenían un porcentaje de grava sobre 3/8" superior a 60% alcanzaron la estabilización transcurridas entre 12 a 24 hrs., dependiendo de la presión de confinamiento. Las probetas de 5 y 10 cm de diámetro, en general alcanzaron la estabilización transcurridos entre 30 min. y 3 hrs.

- Etapa de carga

Al finalizar la consolidación de la probeta se procede a ajustar el pistón sobre el cap, la celda de carga y el dial de deformación. Luego, se inicializaron todas las lecturas y se comenzó a deformar la probeta a una taza constante de desplazamiento. Para las probetas de 5x10 cm se aplicó una taza de 0.20 mm/min, para las probeta de 10x20 cm una taza de 0.50 mm/min y de 0.60 mm/min para probetas de 15x30 cm. Durante todo el período de aplicación del corte se mantienen las válvulas abiertas. Se realizó un registro manual de los valores de cambio volumétrico y carga para un nivel de deformación dado. En la mayoría de los ensayos esta etapa solo llega a un 5 o 10% de deformación después de alcanzada la resistencia máxima, ya que este estudio solo se centra en la determinación de esta resistencia.

Al finalizar esta etapa se cierran las llaves de drenaje y se registra el volumen V_i, luego se baja la contrapresión a 0 kg/cm^2 y se aumenta la presión de cámara hasta 7 kg/cm^2, se abren nuevamente las válvulas de drenaje y se registra el cambio volumétrico, V_f. Con este procedimiento la muestra pierde humedad y es posible desarmar la probeta sin perder grandes cantidades de material, pues luego se debe limpiar la membrana, el cap y pedestal dejando este material junto con el total de la muestra en un recipiente metálico, que será secado en el horno a 100ºC. Conociendo el seco peso de la muestra, W_d, y la humedad final de la probeta, ω_r, es posible conocer el índice de vacío final por medio de la siguiente ecuación (Verdugo et al., 1996):

$$e = \frac{(V_f - V_i + \omega_r W_d)}{W_d} G_s \qquad \textbf{(Ec. 4.2)}$$

CAPITULO 5
RESISTENCIA DE SUELOS GRUESOS EN SU ESTADO NATURAL

5.1 Introducción

Como se mencionó en el Capitulo 3 de este estudio, diferentes metodologías han sido propuestas para determinar la resistencia al corte de suelos granulares gruesos perturbados, los cuales son utilizados en embalses de tierra, rellenos, botaderos mineros, etc. Pero en obras como el Metro de Santiago, donde se construyen taludes y túneles en un suelo grueso en estado natural, no se pueden utilizar estos métodos. Ya que un suelo grueso natural pierde su estructura o fábrica y posible cementación entre partículas al ser remoldado.

La influencia de la fábrica en la resistencia al corte y dilatancia fue estudiada por Oda (1972), Mitchell (1976), entre otros autores y cuyos resultados fueron presentados en el Capitulo 2. Por otro lado, Vaid et al (1999) concluye que en arenas la fábrica obtenida por medio de una confección de sedimentación bajo agua, es el que entrega resultados, de compartimiento tensión-deformación no-drenado, mas cercanos a los de una muestra imperturbada. Sin embargo, es muy difícil reconstituir la fábrica de un suelo grueso bien graduado y además, es imposible reproducir en laboratorio la unión entre partículas que generan los finos de un suelo, efecto escasamente estudiado. Por este motivo, en obras que requieran la determinación de los parámetros de resistencia al corte de un suelo grueso en estado natural, los métodos estudiados en esta tesis no sirven y es preciso realizar ensayos a gran escala en probetas talladas in-situ.

En Chile, con motivo de la construcción del Metro de Santiago, se han realizados ensayos triaxiales en muestras no perturbadas de la Grava de Santiago. En el este capítulo se describe la unidad Grava de Santiago, se presentan los resultados de los ensayos triaxiales in-situ del año 1978, realizados por Issa Kort, y los ensayos triaxiales a gran escala efectuados en IDIEM el año 2004 para el Metro de Santiago. Además, se estudian las propiedades de la matriz y finos de la 1ra depositación del Río Mapocho y como éstas pueden afectar la resistencia global de la unidad.

5.2 Descripción de la unidad Grava de Santiago

La Cuenca de Santiago está ubicada entre la Cordillera de la Costa y la Cordillera de los Andes, delimitando al norte con el cordón montañoso de Chacabuco y por el sur con los cerros de Paine. Esta cuenca, constituida por una fosa tectónica o graben (sector de hundimiento entre dos bloques altos) presenta una topografía plana a ligeramente ondulada, debido a los posteriores procesos de acumulación de depósitos sedimentarios arrastrados por los ríos; el río Mapocho al norte de la cuenca y el río Maipo hacia el sur, los que han jugado un rol importante en su morfología actual. Los depósitos de ambos ríos son ilustrados en la Fig. 5.1, además se índica con recuadros rojo (Río Maipo) y azul (Río Mapocho) las zonas de extracción de muestra de ambas unidades.

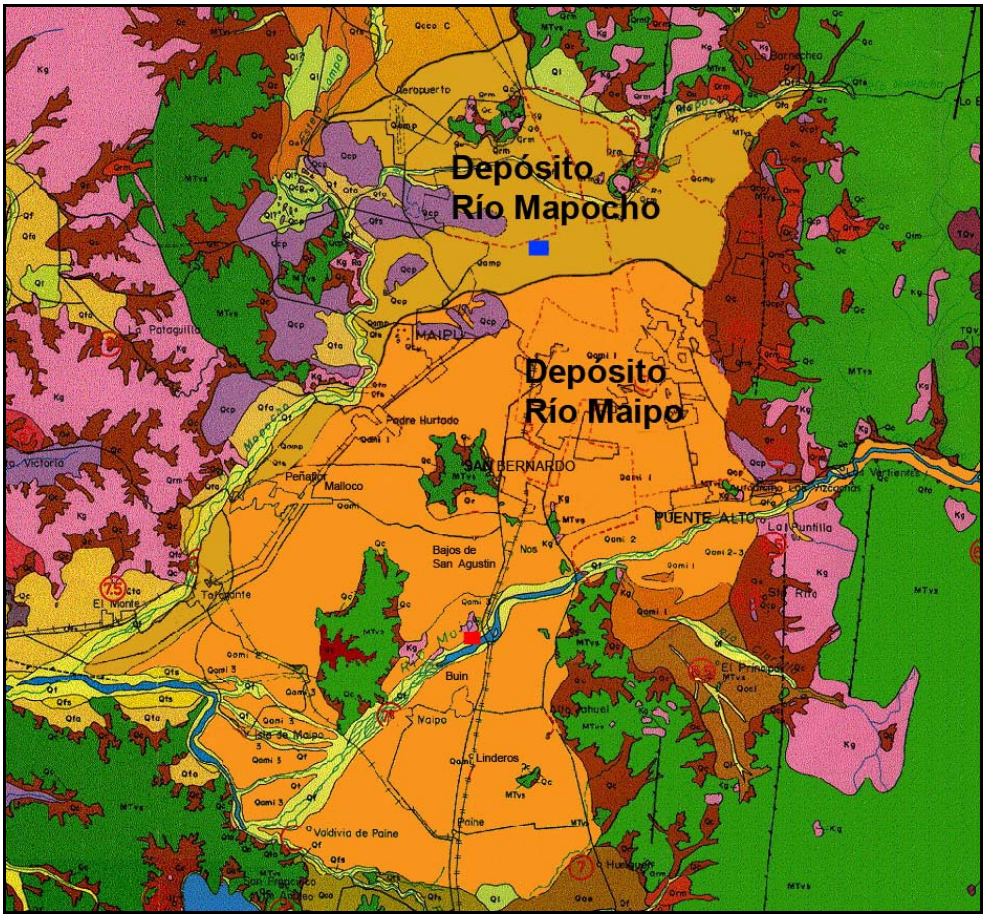


Fig. 5.1: Zonificación de la Grava de Santiago (Flores R., 1993)

La Grava de Santiago ha sido descrita por Valenzuela (1978) como una unidad formada por gravas muy compactas, de excelente gradación con lentes de arenas y finos arcillosos. Los clastos que lo constituyen son en su mayoría duros, frescos, de formas sub-redondeadas a redondeadas y los bolones que se observan presentan un tamaño máximo de hasta 10". La granulometría varía desde bolones hasta arenas con pequeñas cantidades de finos como se aprecia el Fig. 5.2. La grava arenosa depositada por el Río Mapocho clasifica como GW o GP, además la fracción fina bajo malla N° 40, generalmente, se clasifica como ML o CL, pero la fracción bajo la malla N° 200 clasifica como CH, esto se aprecia en la Fig. 5.3. Su compacidad es alta a muy alta variando su densidad seca entre 1.69 gr/cm^3 a 2.47 gr/cm^3. Estos depósitos pueden alcanzar una potencia de hasta 200 m en algunos sectores.

En la depositación del Río Mapocho, en general, se distingue un primer horizonte superficial de origen fluvial denominado como 2da depositación que se extiende hasta 4.5 – 6.5 m de profundidad, bajo el cual se desarrolla un horizonte de origen fluvio glacial denominado 1ª depositación, con gradación similar al anterior pero con finos plásticos y una compacidad algo mayor. La depositación del Río Maipo es de origen fluvial y presenta propiedades índices y mecánicas similares a la 2da depositación Mapocho. Sin embargo, es posible señalar que, en general, presenta mayor cantidad de partículas gruesas y menor contenido de finos.

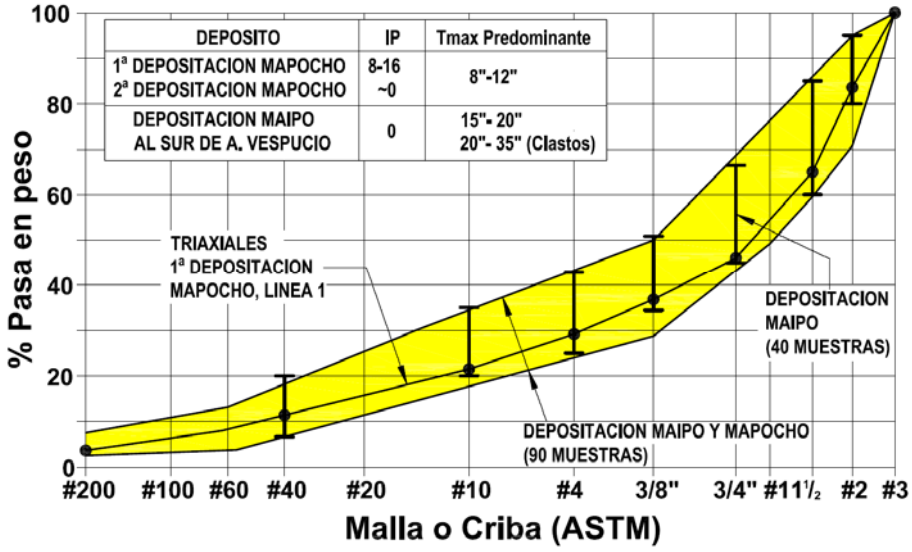


Fig. 5.2: Bandas granulométricas de la grava de Santiago (Ortigosa, 2005)

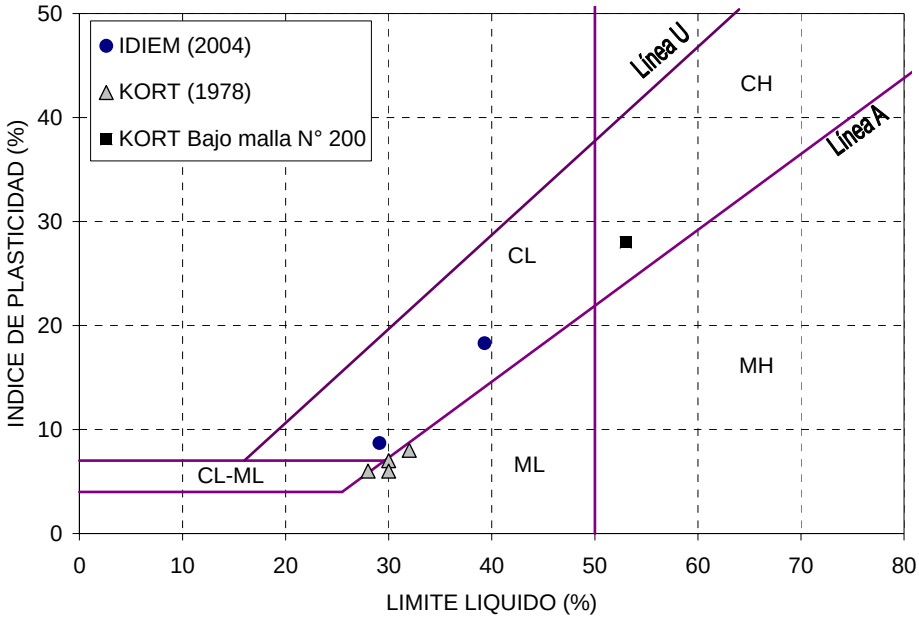


Fig. 5.3: Carta de Plasticidad de la grava de Santiago (Kort et al., 1978 & IDIEM, 2004)

5.3 Propiedades Geomecánicas de la Grava de Santiago

La resistencia al corte de la grava de Santiago ha sido determinada en la 1ª depositación del Río Mapocho, mediante ensayos de terreno entre los cuales destacan ensayos de empuje pasivo, placa de carga y triaxiales de compresión realizados en probetas talladas in-situ.

Los ensayos triaxiales in-situ fueron efectuados para la línea 1 del Metro de Santiago, en el sector cercano a la estación Los Leones. Para ello se confeccionaron probetas de 85 cm de diámetro y 170 cm de altura talladas in-situ a 10 m de profundidad. Estas probetas se cubrieron con una membrana de caucho y se aplicó vacío para generar presiones de confinamiento de 0.22, 0.44, 0.61 y 0.83 kg/cm^2. (Fig. 5.4)

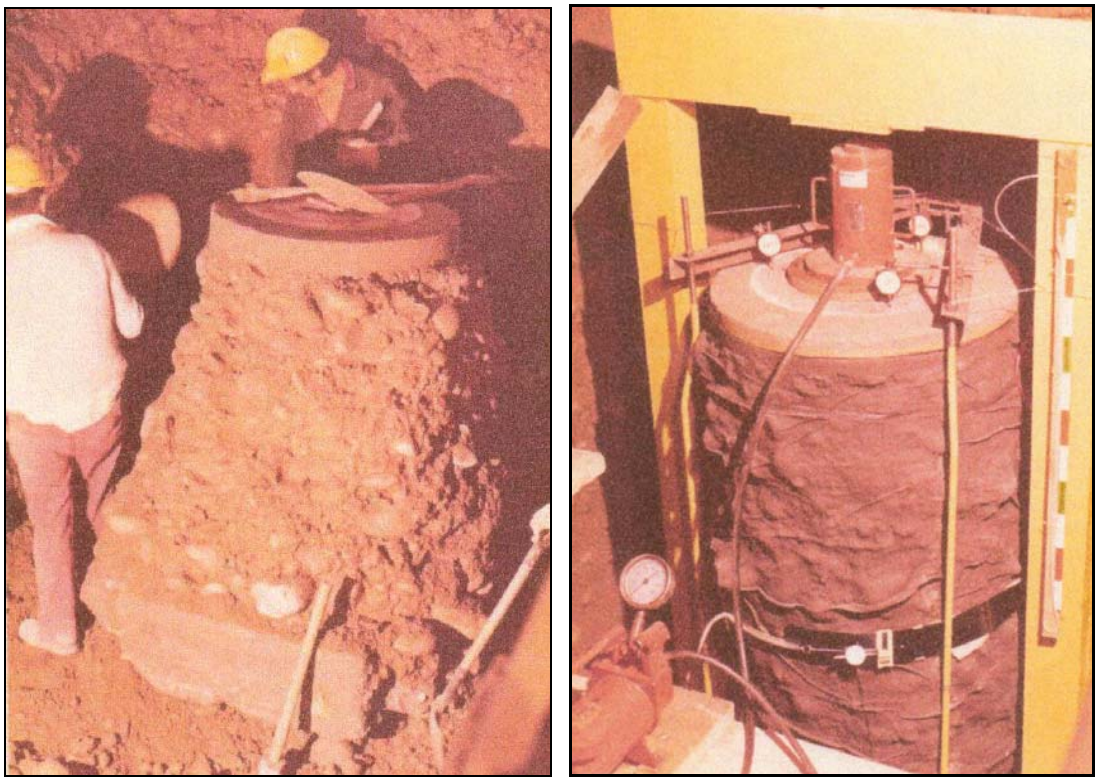


Fig. 5.4: Probeta tallada en la primera depositación del Río Mapocho para ensayos triaxiales in-situ (Kort et al, 1978)

A partir de los resultados de estos ensayos triaxiales in-situ, que se muestran en la Fig. 5.5, las componentes de fricción y cohesión de la resistencia al corte se desacoplaron, utilizando el método de Schmertmann & Osterberg (1960), definiéndose una familia de envolventes en función de la deformación unitaria axial, ε_1. La Fig. 5.6 ilustra la familia de envolvente y el desacople de cohesión y ángulo de fricción para la 1ª depositación del Río Mapocho. A partir del gráfico de desacople se obtuvo una altura de talud vertical crítica de 7.8 m, para una cohesión máxima de 3.7 t/m^2 y un ángulo de fricción movilizado de 44.2°. (Kort et al., 1978).

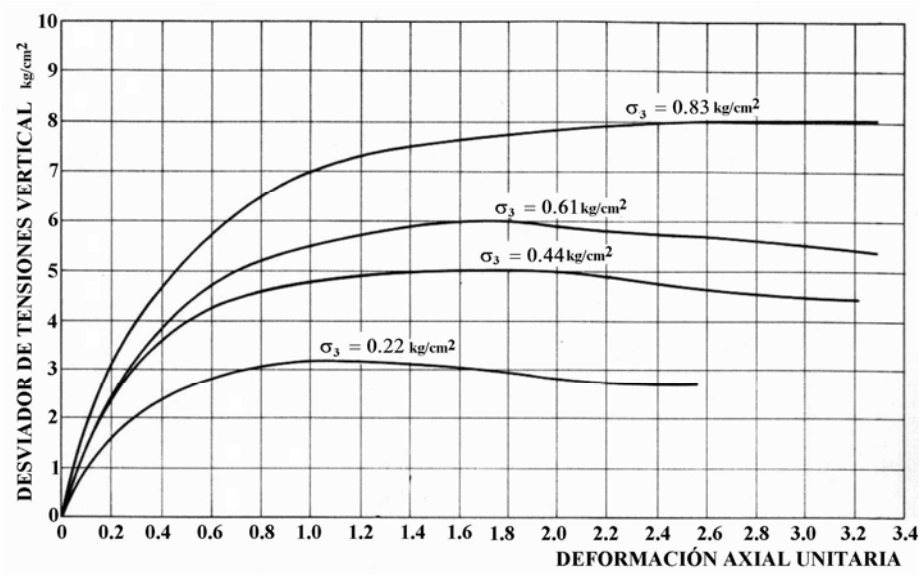


Fig. 5.5: Resultados tensión-deformación triaxial in-situ en la grava del Río Mapocho (Kort et al, 1978)

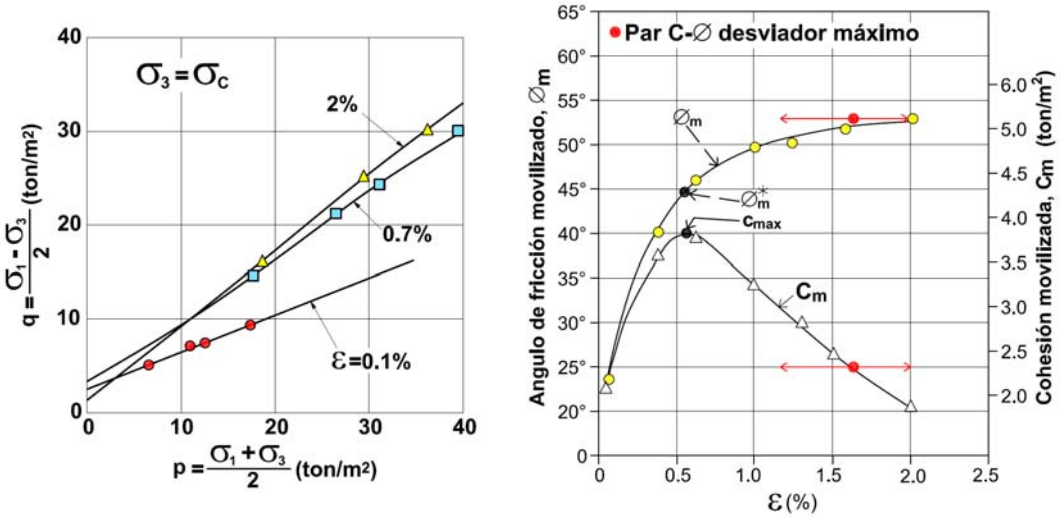


Fig. 5.6: Desacoples de cohesión y ángulo de fricción para 1ª depositación del Río Mapocho. (Kort et al, 1978)

Debido a la construcción de la Línea 4 del Metro de Santiago, desde Tobalaba hasta Puente Alto, en el año 2004 IDIEM realizó ensayos triaxiales a gran escala en muestras talladas in-situ de 60 cm de diámetro y 120 cm de altura (Fig. 5.7). La muestra extraída en Puente Alto clasificó como GC (CL) (Fig. 5.3), con un 34% de contenido de finos y un tamaño máximo de partículas de 7”, este suelo pertenece a la depositación del Río Maipo. Visualmente este suelo se puede clasificar como matriz soportado, es decir, contiene clastos flotando dentro de una matriz de suelo mas fino.

Fig. 5.7: Traslado de probetas talladas in-situ en la grava del Río Maipo del sector de Puente Alto. (gentileza de IDIEM)

Posteriormente, para investigar la influencia en la resistencia al corte de esta condición, se extrajeron 3 probetas del material de la matriz para realizar un ensayo triaxial de 10 cm x 20 cm, como se observa en la Fig. 5.8. Obteniéndose como resultado, que la envolvente de falla en el diagrama q-p de ambos ensayos es similar, como se muestra en la Fig. 5.9, aún así es posible apreciar una leve curvatura de la envolvente de la probeta de mayor tamaño para tensiones mayores a 10 kg/cm^2 (60x120).

Este ultimo resultado comprueba la hipótesis del Método de la Matriz para suelos perturbados descrito en el Capítulo 3, es decir, en suelos que contienen clastos flotando dentro de una matriz es ésta la que controla la resistencia al corte. Y además, confirma que los suelos gruesos en los cuales se construirá alguna obra deben ser ensayados en forma inalterada para conservar su estructura.

Fig. 5.8: Muestra de grava de Puente Alto y tallado de probetas para triaxial de 10 cm x 20 cm. (gentileza de IDIEM)

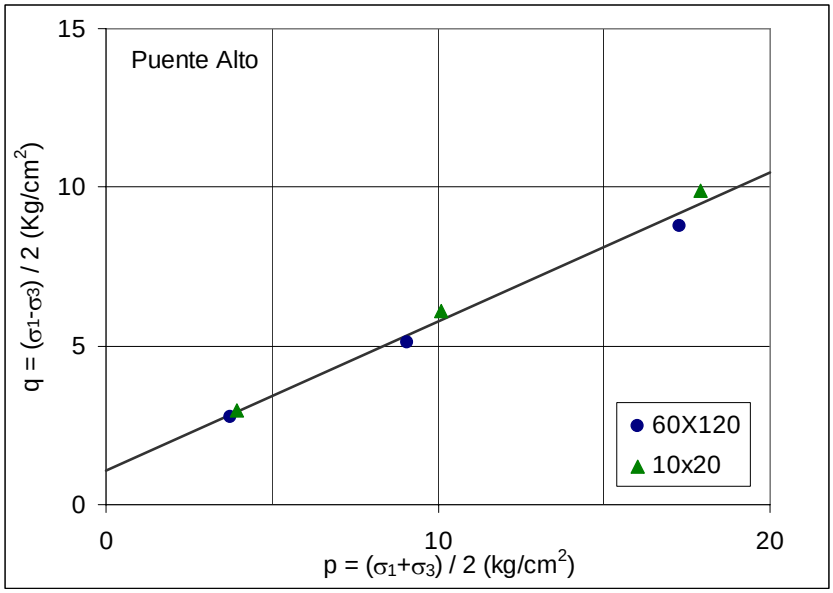


Fig. 5.9: Envolvente de falla para ensayos triaxiales de 60cm x 120 cm y 10 cm x 20 cm (diámetro x altura, gentileza de IDIEM)

Por otra parte, en pozos de explotación de áridos, excavaciones para fundaciones de edificios y en la construcción del Metro de Santiago se han observaron taludes muy estables con alturas de 12 m y 40 m de longitud, con ángulos de talud de 60° - 70° (Fig. 5.10) (Valenzuela G., 1978). Esto se ha asociado

a una alta compacidad, clastos sanos y subredondeados que exhiben trabazón mecánica, la buena gradación y gran tamaño de los clastos. Además, en el depósito del Río Mapocho se han observado cortes casi verticales de 6 m de altura muy estables. (Musante et al, 1987)

(a)

(b)

Fig. 5.10: (a) Talud de excavación para fundaciones de Edificio Isidora (Foto proporcionada por Luis Contreras) (b) Frente de excavación en túnel del Metro de Santiago (sitio www.metrosantiago.cl).

La estabilidad estática y sísmica de estos taludes puede interpretarse aceptando una componente de cohesión del suelo, adicional a la componente friccionante. Dado que los análisis retrospectivos de taludes en estas gravas conducen a ángulos de fricción demasiados altos, si se asume que no existe un intercepto de cohesión o resistencia al corte inicial. Los resultados obtenidos de los ensayos en gravas del Río Mapocho muestran una componente de cohesión o resistencia al corte inicial, que según Musante et al (1987) no se puede interpretar como efectos de succión, adhesión entre partículas por agentes cementante o arcillas. Por ende se planteó que la resistencia al corte debido a la trabazón mecánica en estos ensayos podría ser interpretada como una cohesión o resistencia al corte inicial y no como parte de las componentes del ángulo de fricción interna. Sin embargo, no se han realizado estudios profundos de la matriz de la 1ra depositación del Río Mapocho, para descartar la adhesión entre partículas dado por agentes cementantes o arcilla. Por este motivo en las siguientes secciones de este capítulo se realiza una investigación de los componentes y propiedades de esta matriz.

5.4 Propiedades de la Matriz depositación Río Mapocho

La 1ra depositación del Río Mapocho ha sido descrita por Kort et al. (1978), a una profundidad entre 7.20 a 10.00 m, como una grava arcillosa con una matriz de abundante arena media a gruesa y finos de alta plasticidad en forma de película envolviendo las partículas. Parte de esta película de arcilla que envuelve los granos se aprecia en los huecos dejados por el desprendimiento de gravas al realizar excavaciones, como se observa en la Fig. 5.11. Aunque esta película de arcilla se retire, la matriz de la grava en estado natural sigue manteniéndose estable y cubierta por estos finos. Esta estabilidad local facilita el tallado in-situ de probetas como se observa en la Fig. 5.12, y además permite que no se requiera la colocación de shootcrete, o algún otro tipo de contención entre pilas de fundación, esto se puede apreciar en la Fig. 5.13.

Para determinar las propiedades de la matriz de esta depositación se realizaron los siguientes procedimientos en una muestra extraída del Túnel de la calle Blanco Encalada:

- Descripción mineralógica de la matriz por medio de corte transparente.
- Fotografía en microscopio electrónico tipo SEM.
- Análisis EDX por medio de microsonda para la cuantificación de elementos.
- Determinación de contenido de arcillas por medio de centrifuga.
- Difracción de rayos X para la identificación de minerales de arcilla.

Con estos procedimientos se pretende encontrar agentes cementantes como vidrio volcánico, arcillas, oxido de Hierro, etc., que podrían explicar la alta resistencia que presenta este suelo, especialmente, el comportamiento mecánico de la 1ra depositación del Río Mapocho en estado natural.

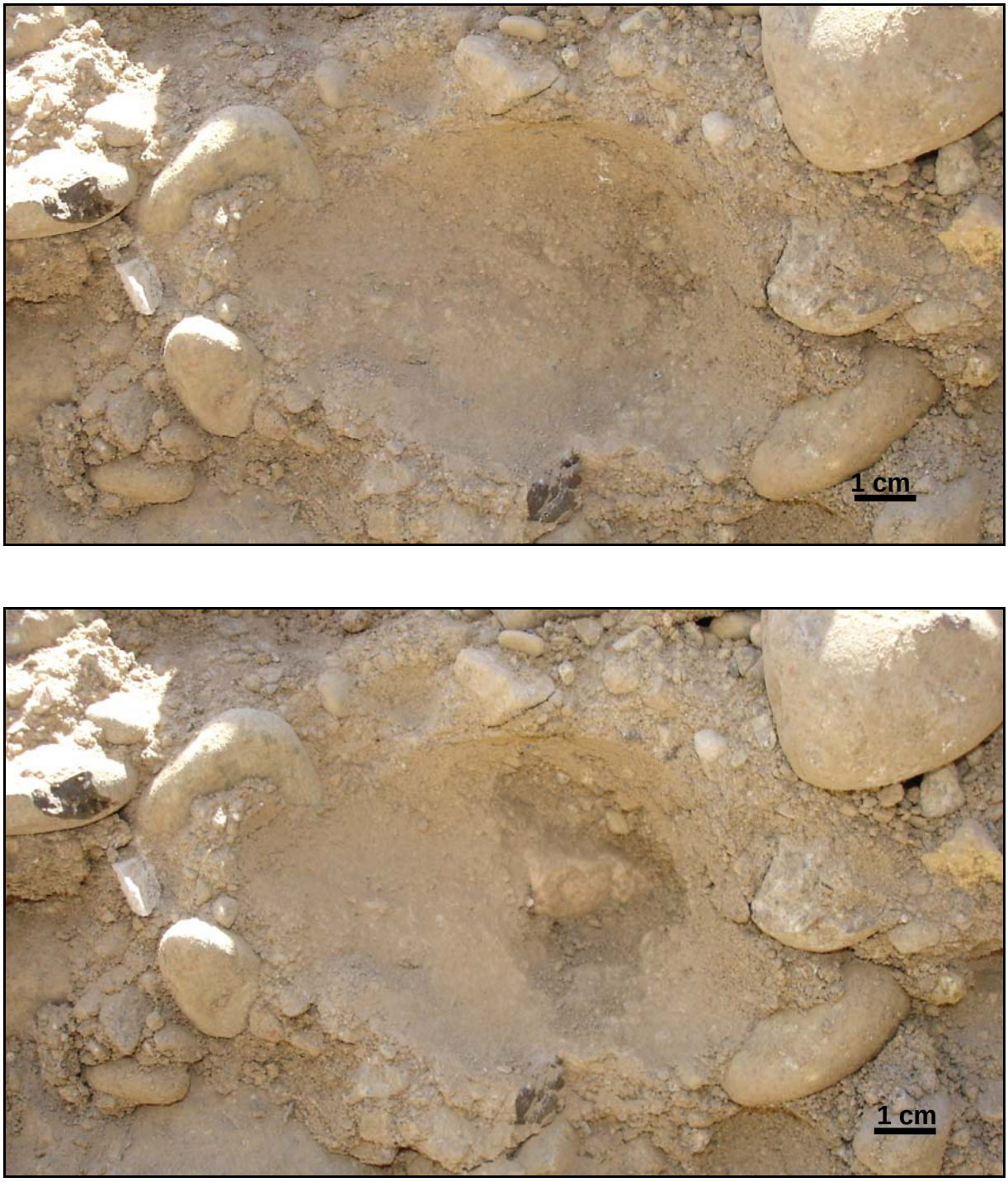


Fig. 5.11: Película de arcilla en el hueco dejado por una grava en la 1ra depositación del Río Mapocho. (Túnel que une las calles Blanco Encalada y Arica)

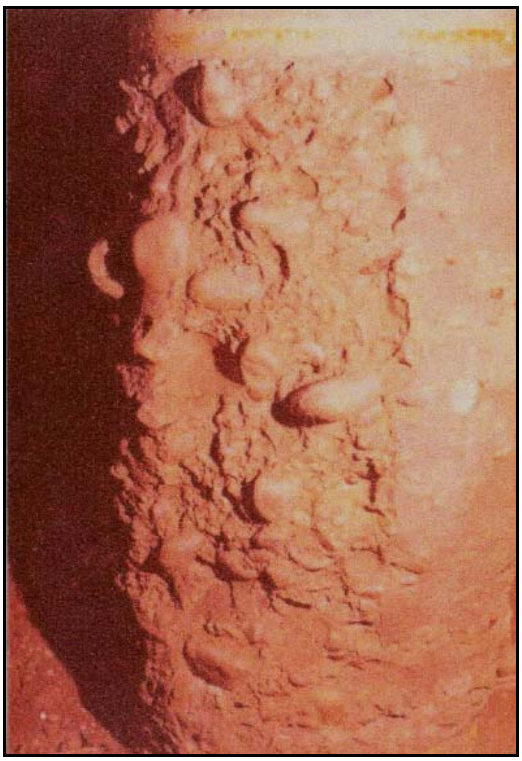


Fig. 5.12: Probeta tallada in-situ en el sector del metro Los Leones. (Kort et al, 1978)

Fig. 5.13: Fondo de excavación de fundaciones Edificio Isidora a una profundidad aproximada de 30 m. (Foto proporcionada por Luis Contreras)

5.4.1 Descripción mineralógica

Utilizando un microscopio óptico se pudo detectar partículas de vidrio de 0.60 mm de tamaño máximo en una muestra disgregada de material, tamizado bajo malla N° 10 (2 mm), como se observa en las fotografías de la Fig. 5.14. Por medio de la observación de diferentes porciones de este material en el microscopio óptico se puedo establecer la existencia de un 3% a 5% de contenido de vidrio (del suelo bajo malla N°10).

Por medio de un corte transparente (Fig. 5.15) realizado en una muestra no disgregada de suelo, el geólogo José Lagos de la Universidad de Chile, pudo identificar la presencia de los siguientes elementos en la matriz del suelo:

- Magnetita
- Vidrio volcánico
- Cuarzo
- Plagioclasa
- Oxido de Hierro
- Arcillas
- Fragmentos de diferentes rocas volcánica

Además, en la muestra extraída del Túnel de la calle Blanco Encalada se observa que algunas gravas son granitos meteorizados, lo que coincide con lo observado por Kort et al (1978) en las excavaciones cercanas al metro Los Leones.

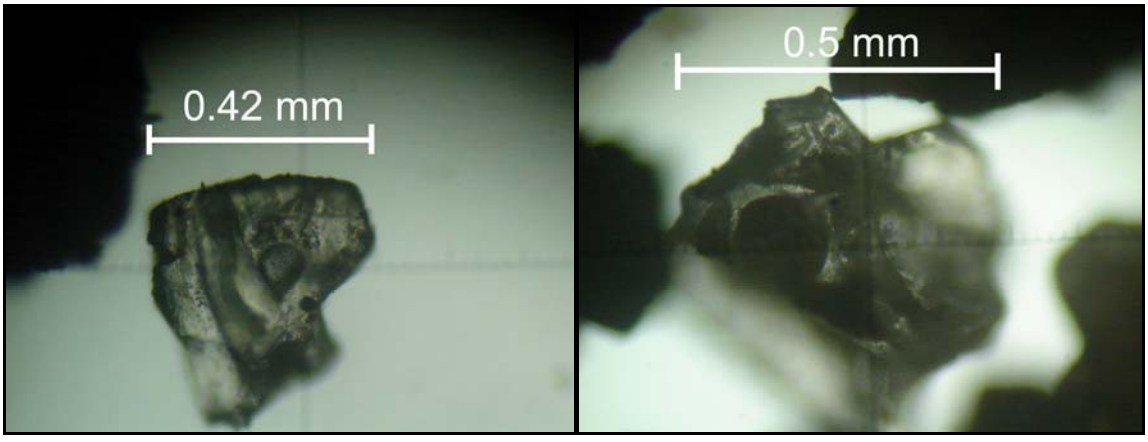


Fig. 5.14: Fotografía en microscopio óptico a partículas de vidrio volcánico.

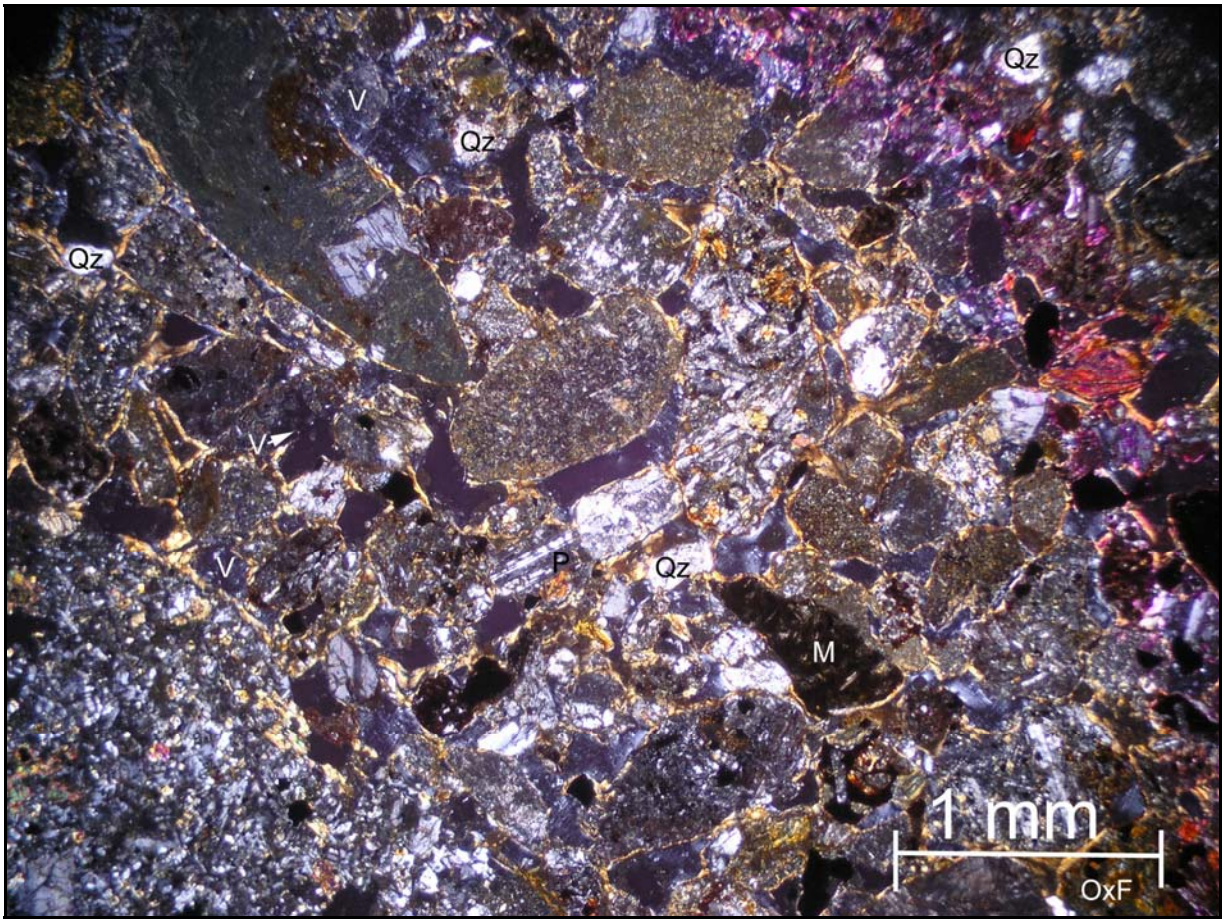


Fig. 5.15: Fotografía en Microscopio óptico con nicoles paralelos. V: Vidrio volcánico, M: Magnetita, Qz: cuarzo, OxF: Oxido de Hierro., P: Plagioclasa.

5.4.2 Microscopio electrónico

Para estudiar la forma de los granos que componen la matriz del suelo se utilizó un microscopio electrónico del tipo SEM (Scanning Electron Microscope), perteneciente a la Facultad de Medicina de la Universidad de Chile. De esta manera se pudo identificar por medio de su forma posibles minerales de mica y vidrios. La Fig. 5.16 muestra la forma general del fino bajo malla N° 200 perteneciente a la matriz. Además, la Fig. 5.17a muestra un posible trozo de vidrio volcánico que procedería de la ruptura de una vesícula y la Fig. 5.17b muestra posibles minerales de mica.

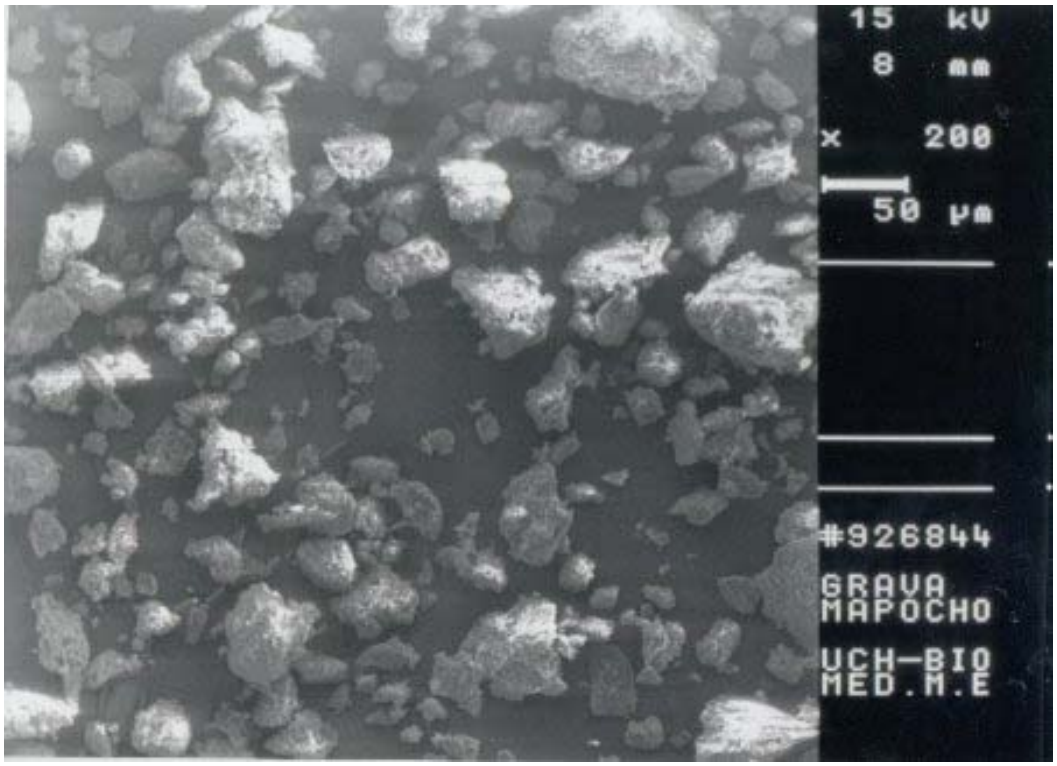


Fig. 5.16: Vista general de las diferentes partículas bajo malla N° 200. (SEM)

(a) (b)

Fig. 5.17: Fotografías en microscopio electrónico de (a) vidrio volcánico y (b) minerales de mica.

5.4.3 Análisis EDX

La microsonda electrónica, perteneciente al Departamento de Geología de la Universidad de Chile, utiliza un método analítico no destructivo. Los análisis mediante este instrumento se utilizan fundamentalmente para la determinación de los contenidos de elementos mayoritarios (< 0. 1 % en peso) de fases sólidas. El equipo cuenta con un espectrómetro que permite realizar análisis cuantitativos de elementos químicos que van desde el Boro al Uranio. El equipo es capaz de realizar análisis mediante la medida de la energía dispersiva de rayos X (EDX). En este método, se cuantifica la energía generada y permite una determinación simultánea de los elementos presentes en la muestra. Adicionalmente, este equipo funciona como un microscopio electrónico SEM con detector de electrones secundarios y retrodispersados, con salida de resultados en monitor, mediante fotografía convencional y/o digitalizada mediante soporte informático.

El académico Mauricio Belmar del Departamento de Geología pudo identificar algunos trozos de vidrio volcánico, en el suelo natural tamizado bajo malla N° 40, que fue colocado en forma de polvo sobre un porta objetos. Además, se realizó el análisis de un corte transparente pulido en el cual se estudio la pátina naranja que envuelven las partículas, que se observa en la fotografía de microscopio óptico de la Fig. 5.18.

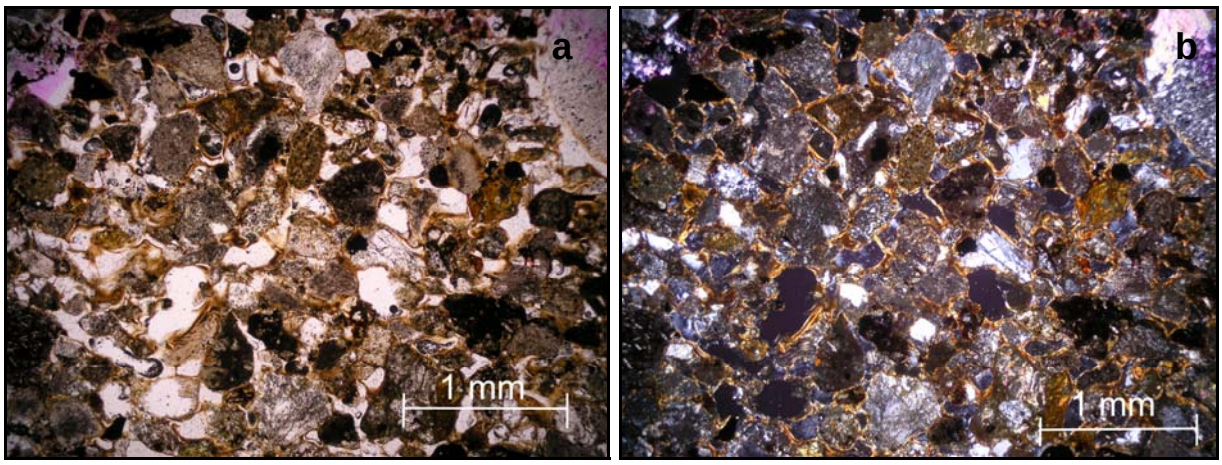
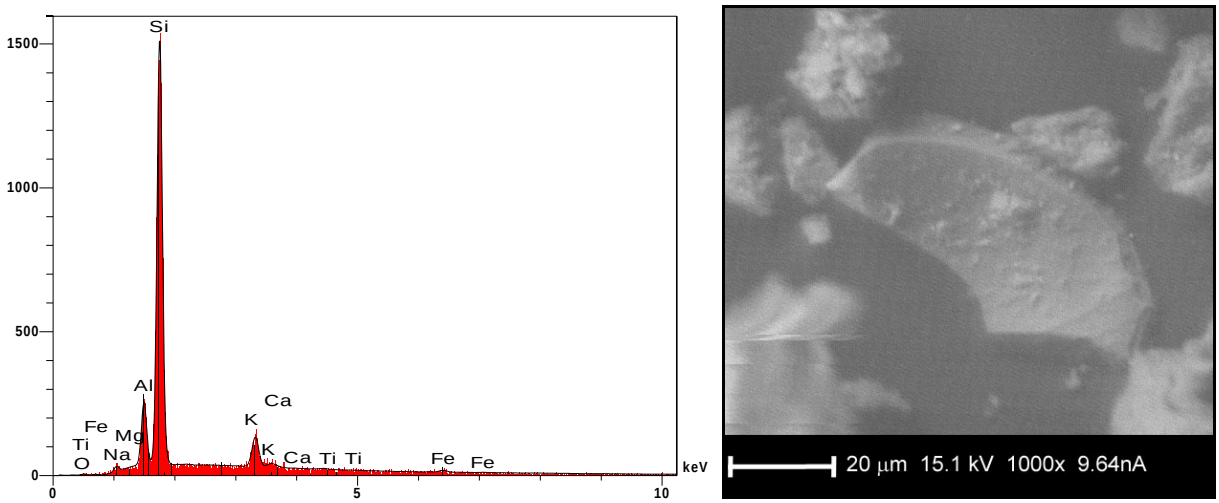


Fig. 5.18: Fotografía en microscopio óptico de corte transparente pulido (a) nicoles cruzados y (b) nicoles paralelos.

Por medio del análisis EDX y fotografía electrónica se estudiaron varias partículas del suelo. De este análisis se obtiene un gráfico con la distribución de elementos químicos y su intensidad. Además, se entrega una tabla con datos cuantitativos de cada elemento y la fotografía digital correspondiente al lugar de análisis. El resultado del análisis de una partícula de vidrio se nuestra en la Fig. 5.19 y la Tabla 5.1. El resultado del análisis de la pátina que rodea a las partículas se presenta en la Fig 5.20 y la Tabla 5.2. El resto de los análisis realizados se encuentran en el Anexo C.

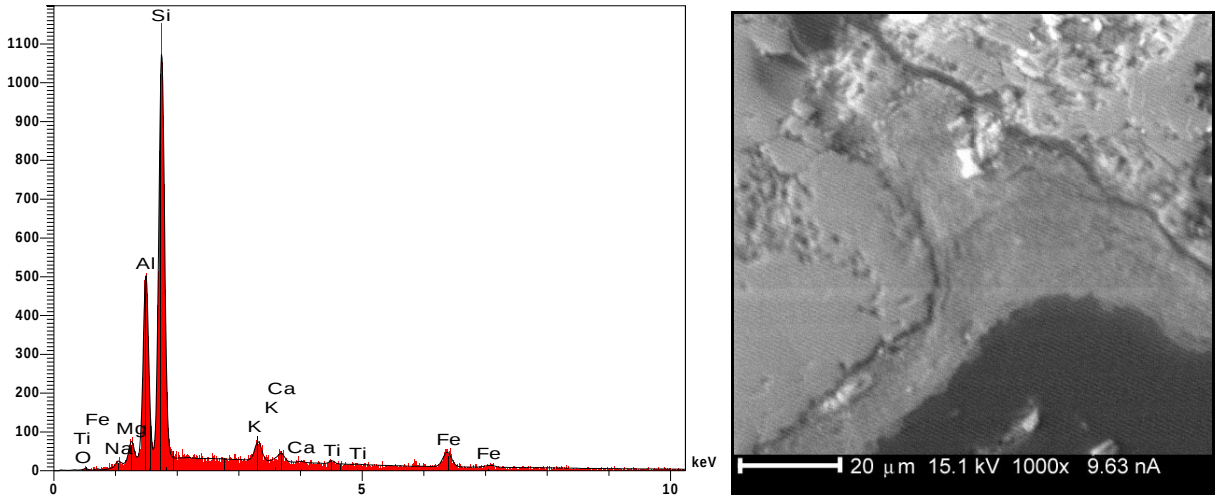


(a) (b)

Fig. 5.19: EDX partícula de Vidrio:(a) Gráfico de intensidad de elementos (b) Fotografía SEM

Tabla 5.1: Resultados de análisis EDX para partícula de vidrio

Elt	Line	Int	Error	K	Kr	W%	A%	ZAF	Formula	Ox%
O						49.41	63.84	0.0000		0.00
Na	Ka	5.2	2.2863	0.0199	0.0084	1.39	1.25	1.6579	Na2O	1.88
Mg	Ka	0.0	0.0000	0.0000	0.0000	0.00	0.00	1.3531	MgO	0.00
Al	Ka	65.6	8.1004	0.1156	0.0487	6.02	4.61	1.2346	Al2O3	11.37
Si	Ka	463.0	21.5175	0.7391	0.3117	36.91	27.17	1.1844	SiO2	78.97
K	Ka	41.2	6.4152	0.0969	0.0409	4.80	2.54	1.1749	K2O	5.78
Ca	Ka	1.8	1.3366	0.0047	0.0020	0.23	0.12	1.1430	CaO	0.32
Ti	Ka	1.4	1.1984	0.0048	0.0020	0.25	0.11	1.2303	TiO2	0.41
Fe	Ka	2.9	1.7142	0.0189	0.0080	0.99	0.37	1.2366	FeO	1.27
				1.0000	0.4216	100.00	100.00			100.00



(a) (b)

Fig. 5.20: EDX pátina: (a) Gráfico de intensidades elementos (b) Fotografía SEM.

Tabla 5.2: Resultados de análisis EDX para pátina que rodea las partículas.

Elt	Line	Int	Error	K	Kr	W%	A%	ZAF	Formula	Ox%
O						47.24	62.45	0.0000		0.00
Na	Ka	2.3	1.5250	0.0134	0.0056	0.96	0.88	1.7105	Na2O	1.29
Mg	Ka	9.8	3.1300	0.0336	0.0141	1.94	1.69	1.3769	MgO	3.21
Al	Ka	93.3	9.6601	0.2485	0.1041	13.25	10.39	1.2738	Al2O3	25.04
Si	Ka	215.0	14.6641	0.5190	0.2173	27.31	20.57	1.2569	SiO2	58.42
K	Ka	12.4	3.5185	0.0441	0.0185	2.14	1.16	1.1603	K2O	2.58
Ca	Ka	4.8	2.1978	0.0192	0.0080	0.90	0.48	1.1230	CaO	1.26
Ti	Ka	1.4	1.1935	0.0072	0.0030	0.36	0.16	1.2081	TiO2	0.60
Fe	Ka	11.8	3.4365	0.1150	0.0482	5.89	2.23	1.2237	FeO	7.58
				1.0000	0.4187	100.00	100.00			100.00

Este tipo de análisis nos entrega un resultado cualitativo de los elementos que componen las zonas estudiadas. En el caso de la identificación de partículas de vidrio es sumamente útil ya que por medio de la forma y los altos contenidos de Sílice y Aluminio que entrega que el análisis EDX, podemos verificar este hecho rápidamente. En el caso del estudio de la pátina que rodea las partículas de la matriz no es posible saber con claridad si la compone un solo tipo de mineral, ya que por los contenidos sílice y aluminio podría tratarse de la degradación de vidrio, pero también se observan contenidos de potasio, magnesio y sodio que son típicos de arcillas. Además, existe una leve cantidad de Hierro que podría provenir del óxido de

hierro observado en el microscopio óptico. Por esta razón para conocer en mayor detalle que tipo de arcilla es la que compone está pátina, es necesario separar las partículas tamaño arcilla (<2μm) y realizar un análisis de rayos X.

5.4.4 Contenido de Arcilla

Para determinar el contenido de arcilla, la muestra de matriz fue tamizada bajo malla N° 200 y se recuperaron 38,7 grs. Esta fracción de suelo luego fue sumergida en una solución defloculante de 750 ml de agua destilada y 3 ml de amoniaco. Luego, se esperaron 10 min y se vacío el agua, con las partículas que no han decantado (<2μm), en igual cantidad en cuatro botellas plásticas que fueron son tapadas. Estas botellas se colocaron en la centrifuga y se hicieron rotar por 15 min. a una velocidad de 2500 rpm, con esto se logró que todas las partículas de arcilla decantaron hacia el fondo de cada botella. Posteriormente se retiró el agua excedente en la botella y se colocó en el hormo a 35°C, se esperó que evaporara toda el agua para finalmente pesar el material seco decantado.

Con este procedimiento se logró determinar un contenido de 1% de fracción arcilla que presenta la muestra de matriz obtenida de terreno. Parte de este material además, se utilizó para realizar un análisis de difracción de rayos X.

5.4.5 Difracción de rayos X

Un sólido cristalino se caracteriza por un ordenamiento periódico tridimensional de átomos, iones o moléculas. Estos ordenamientos forman redes en las cuales se pueden generan planos paralelos que contengan átomos, cada uno de estos planos se puede representar por sus intersecciones con la red cristalina. El índice de Miller nombra los planos como [hkl], por ejemplo si la red cristalina tiene dimensiones a b c y el plano intercepta a los ejes x, y, z en los puntos 1a, 2b 1/2c, entonces se toma el reciproco 1a 1/2b 2c. Luego se determina el mínimo común múltiplo de estos número, es este caso $2 \Rightarrow 2x(1,1/2,2)= (2,1,4)$ y este finalmente es el índice de Miller. Para cada red cristalina es posible calcular la distancia entre planos ‘d’ en función del índice de Miller y las dimensiones de las estructura.

Durante el ensayo de rayos x, la radiación incide sobre los planos [hkl] en un ángulo θ, y los rayos difractados generan una interferencia constructiva, por este motivo se cumple que la diferencia de longitud entre el haz entrante y el saliente debe ser un número entero de la longitud de onda del rayos-X. Esto deriva la ley de Bragg (Ec. 5.1) en la cual se incluyó el valor numérico n (entero), porque escogió planos cuyos índices de Miller eran los primeros números. En otras palabras, los planos de Bragg se llaman (111), pero nunca (222) o (333). Theta, θ, es un ángulo que se puede escoger simplemente por rotar el cristal respecto del rayo-X. La longitud de onda tiene un valor fijo y d es obviamente un valor fijo determinado por el tamaño de la red y los índices de Miller (Soto-Bubert et al). La Fig. 5.21 muestra el rayo incidente y los planos [hkl] en el cual es refractado.

$$2 \cdot d_{hkl} \cdot sen\theta = n \cdot \lambda \qquad \textbf{(Ec. 5.1)}$$

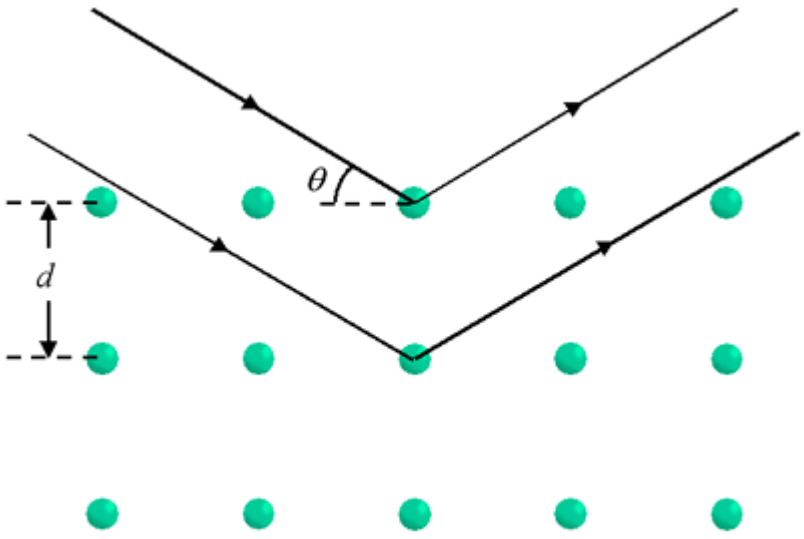


Fig. 5.21: Ley de Bragg (Soto-Bubert et al.)

Luego, si rotamos un polvo cristalino respecto del R-X lo que obtenemos son diferentes intensidades de refracción para cada ángulo θ, por ende para cada peak de intensidad tenemos un ángulo θ y su correspondiente distancia entre planos d. Sin embargo, cada sustancia cristalina produce su propio diagrama de difracción. De esta forma, en una mezcla, cada una de las sustancias que la componen da lugar a un diagrama propio y característico. El diagrama global corresponderá al conjunto acumulado de diagramas que se habrían obtenido de cada una de las fases minerales por separado. Para la identificación de fases puede utilizarse el fichero Hanawalt o las fichas ASTM.

Para este estudio se utilizó un polvo cristalino, separado por medio de la centrifuga, el cual arrojó el espectro de difracción de rayos x que se presenta en la Fig. 5.22. Los minerales y elementos que se encontraron en esta muestra se describen a continuación (Amethyst Galleries Inc., 1996):

- Albite low – Na(AlSi3O8): Es el ultimo mineral del grupo de feldespato en cristalizarse desde la roca fundida. A menudo también es asociado con la serie de plagioclasa donde es el último miembro de esta serie. Es usualmente de color blanco, sus cristales son translucidos a opacos y en algunas ocasiones transparentes. Sus minerales asociados son el cuarzo, tourmalina y moscovita.
- Zinnwaldite - K(AlFeLi)(Si3Al)O10(OH)F: Es un miembro raro del grupo de las micas y su identificación es muy difícil. Forma parte de granitos especiales. Es de color oscuro café a gris y sus cristales son transparentes a translucidos. Sus minerales asociados son el cuarzo, apatita, feldespato y minerales delgados.
- Muscovite – (K,Ba,Na)0.75(Al,Mg,Cr,V)2(Si,Al,V)4O10(OH,O)2: Esta mica es un mineral común y se encuentra en rocas detríticas sedimentarias, metamórficas e ígneas. Son de color plata, blanco, amarillo, verde o café y sus cristales son transparentes a translucidos. Sus minerales asociados son cuarzo, feldespato, beryl y tourmalinas.

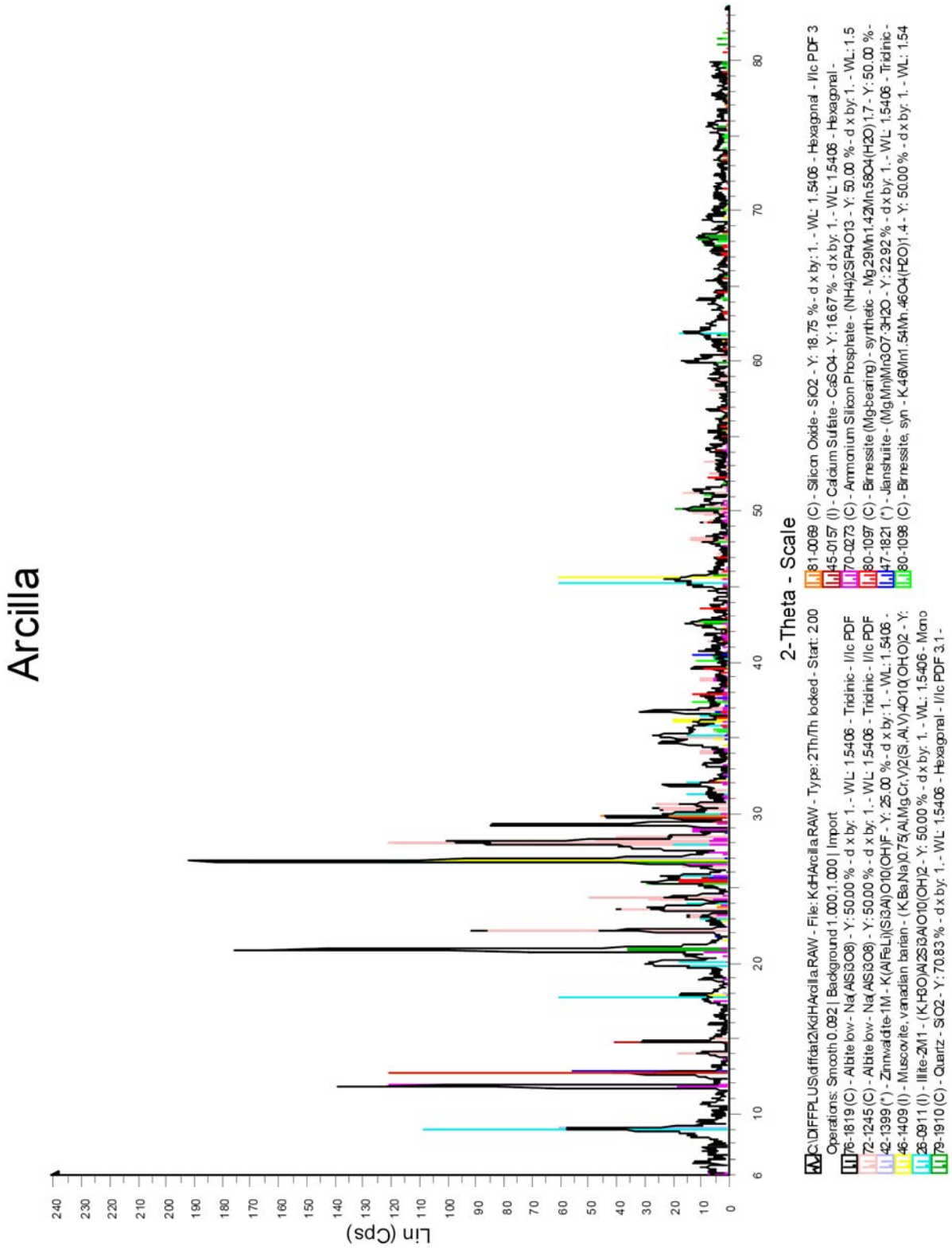


Fig. 5.22: Diagrama de difracción de rayos X sobre polvo de fracción arcilla.

- Illite – (K,H3O)Al2Si3AlO10(OH)2: Es un mineral micáceo de tamaño arcilla y no expansivo. Por su pequeño tamaño es necesario su identificación por medio de difracción de rayos X. Es de color gris a blanco y sus cristales son translucidos. Son producidos por la alteración de muscovita y feldespato por su meteorización o por flujo hidrotermal.
- Quartz – SiO2: Es el mineral más común en el planeta, se encuentra en cualquier ambiente geológico y es un componente típico de cualquier tipo de roca, ya que es considerado un material primario. Se encuentra en una gran cantidad de colores y formas.
- Además, se encontraron elementos como Silicon Oxide, Calcium Sulfate, Ammonium Silicon Phosphate (defloculante utilizado), además de oxidos como Birnesssite y Jianshuiite.

Este análisis concuerda con lo observado en fotografías de microscopio electrónico y óptico. En la Fig. 5.23 se observan estructuras en forma de filamentos que por lo general son asociadas a minerales de arcilla como la Illita, como se mencionó anteriormente este mineral solo es posible identificarlo por difracción de rayos X, por ende es posible identificar estas estructuras como Illita. Por otra parte, en la fotografía de microscopio óptico de la Fig. 5.24 se observan partículas translucidas hasta un tamaño de 5 μm, también existen otras partículas de formas planas y transparentes que pueden ser asociadas a minerales de albita o cuarzo, además de partículas translucidas de colores amarillo y gris las cuales podrían ser minerales de mica. Los minerales primarios encontrados como Albita, Micas y Cuarzo de tamaño inferior a 2 μm son producidos por la molienda de los materiales transportados y la arcilla Illita es un mineral secundario que proviene de la alteración de muscovita.

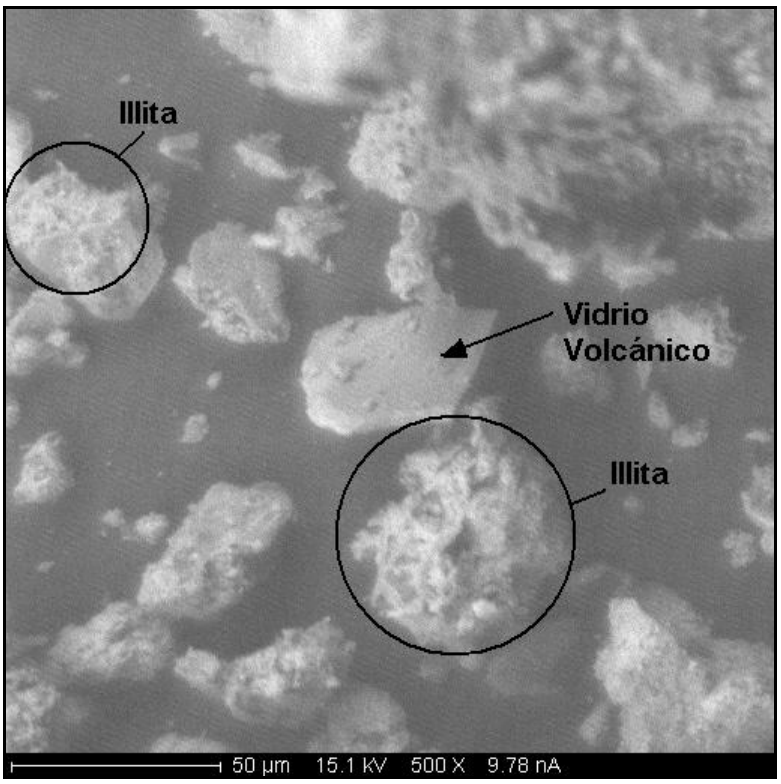


Fig. 5.23: Fotografía de microscopio tipo SEM de los finos de Grava de Santiago.

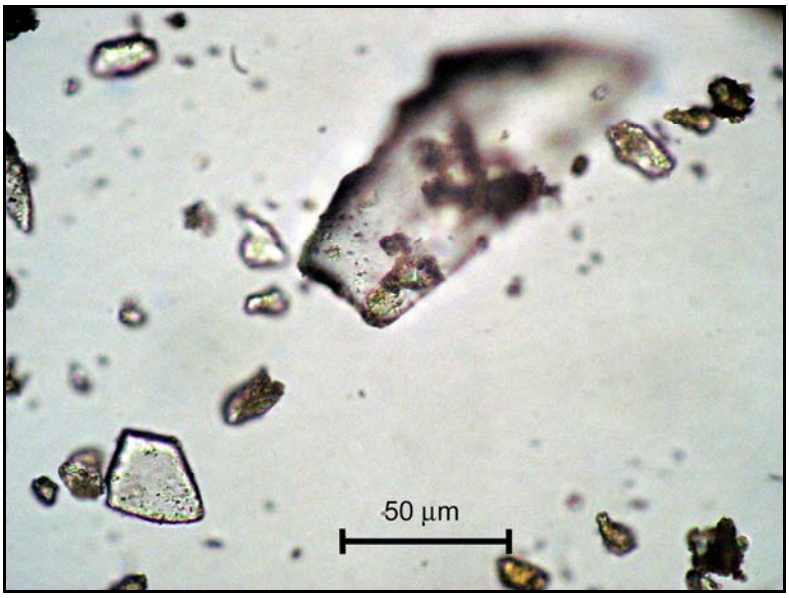


Fig. 5.24: Fotografía de microscopio óptico de los finos de Grava de Santiago.

5.5 Discusión

Como se mencionó en el Capítulo 2 existe una discusión para suelos granulares en la cual la trabazón mecánica entre partículas en algunos casos está asociada a la resistencia al corte como parte de la componente cohesiva o bien asociada a la componente friccionante, esta discusión conllevó al presente estudio realizado en la Grava de Santiago. En la Grava de Santiago, Musante et al. (1987) asociaron la trabazón mecánica a la resistencia al corte inicial, es decir, relacionaron este fenómeno a la componente cohesiva y desecharon la ocurrencia de succión o la existencia de agentes cementantes.

Pero como se ha demostrado en este estudio, la matriz de este suelo (bajo tamiz n° 10) contiene entre un 3% a 5% de vidrio volcánico de tamaño inferior a 0.6 mm, además los análisis EDX y de difracción de rayos x han revelado la presencia de minerales como illita, micas y cuarzo en la pátina que envuelve a las partículas. Toso (1985) menciona que en suelos volcánicos de Japón encontraron que el cuarzo estaba asociado con los minerales 2:1 y 2:2 (illita, clorita, vermiculita y montmorillonita), la cristobalita y la trimidita con el predominio de la haloisita y metahaloisita, mientras que el alofán y la imogolita eran predominante en los suelos que prácticamente no contenían cuarzo, lo cual concuerda con los minerales encontrados es este suelo.

El conjunto de todos estos mineral junto con los óxidos de hierro proveen una ligera adhesión entre partículas en este suelo en su estado natural. Lo cual explica la pérdida de estabilidad de este suelo al ser saturado por filtraciones de agua, ésta lava la pátina que cubre a las partículas y además, convierten a las micas en un patín por el cual deslizan los clastos. Por este motivo al hablar de resistencia al corte inicial se debe sumar a la trabazón mecánica esta leve adhesión entre partículas, debido a los finos de este material que generan también una estabilidad local, como se observa en las Figs. 5.10. a 5.12 en las oquedades dejadas por clastos de gran diámetro.

El desacople de cohesión y fricción realizado para este suelo a partir de ensayos in-situ en condiciones de humedad natural y a bajas presiones de

confinamiento se han desarrollado utilizando envolventes de falla rectas. Pero se debe tener en cuenta que para presiones mayores la envolvente de falla en suelos granulares gruesos se curva por ende la determinación de los parámetro de cohesión y ángulo de fricción se vuelven subjetivo. Ya que depende del criterio del diseñador para elegir una ecuación que considere la cohesión y la curvatura de la envolvente. Además, este criterio de diseño se cumple solo cuando la grava de Santiago mantiene sus condiciones naturales de humedad, es por este motivo que en obras de ingeniería realizados en este suelo se cuenta con protecciones adicionales en el caso de producirse filtraciones de agua.

Toda esta investigación sugiere que el comportamiento de este suelo no obedece a una mecánica de suelos tradicional, ya que la presión que generan en promedio los primeros 6 m de suelo sobre la 1ra depositación junto con la existencia de vidrio volcánico, arcilla y oxido de hierro podrían generar una leve cementación.

Por lo tanto, para determinar los parámetros de resistencia al corte en suelos granulares gruesos naturales, es necesario realizar ensayos a gran escala que permitan conservar su estructura y unión entre partículas, producto de agentes cementantes. Y en el caso de suelos gruesos perturbados se pueden utilizar las metodologías descritas en el Capítulo 3 y investigada en esta tesis, teniendo en cuenta sus limitaciones y desventajas.

CAPITULO 6
PRESENTACION Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS

6.1 Metodología de curvas granulométricas paralelas u homotéticas

Como antecedente en Chile de la aplicación de este método se encuentra el trabajo realizado por Gesche (2002), en el cual se presentan los resultados de las muestras A-1 y M-1, extraídas de los ríos Aconcagua y Maipo respectivamente. Sus granulometrías y densidades límites se presentan en las Figs. 6.1 y 6.2. En el presente estudio este método fue aplicado para 3 muestras de suelo M-2, M-3 y P-1, caracterizados en el Capítulo 4. Las granulometrías y densidades límites de estas muestras se presentan en las figuras 6.3 a 6.5.

Uno de los requisitos para que exista homotecia perfecta, es que los coeficientes de Cu y Cc sean iguales para todas las curvas paralelas generadas a partir del material original. Además, en este estudio y en el de Gesche (2002) se limita el contenido de finos hasta un 10%.

Las granulometrías homotéticas de las muestras A-1, M-1, M-2 y M-3 presentan coeficientes Cu y Cc similares, como se indica en el Capítulo 4, mientras que las curvas homotéticas de la muestra P-1 no cumple con este requerimiento. Esto debido a que las granulometrías homotéticas de las muestras P-1 fueron ajustadas para obtener un contenido de finos menor al 10%, produciendo granulometrías no perfectamente paralelas al material original.

En las muestras que cumplen con una homotecia perfecta (A-1, M-1, M-2, M-3) las densidades máximas son similares y no muestran una importante dependencia del tamaño medio, $D_{50.}$ Pero las curvas paralelas de la muestra P-1 que no cumple con la homotecia, presentan una disminución de las densidades límites a medida que decrece D_{50}.

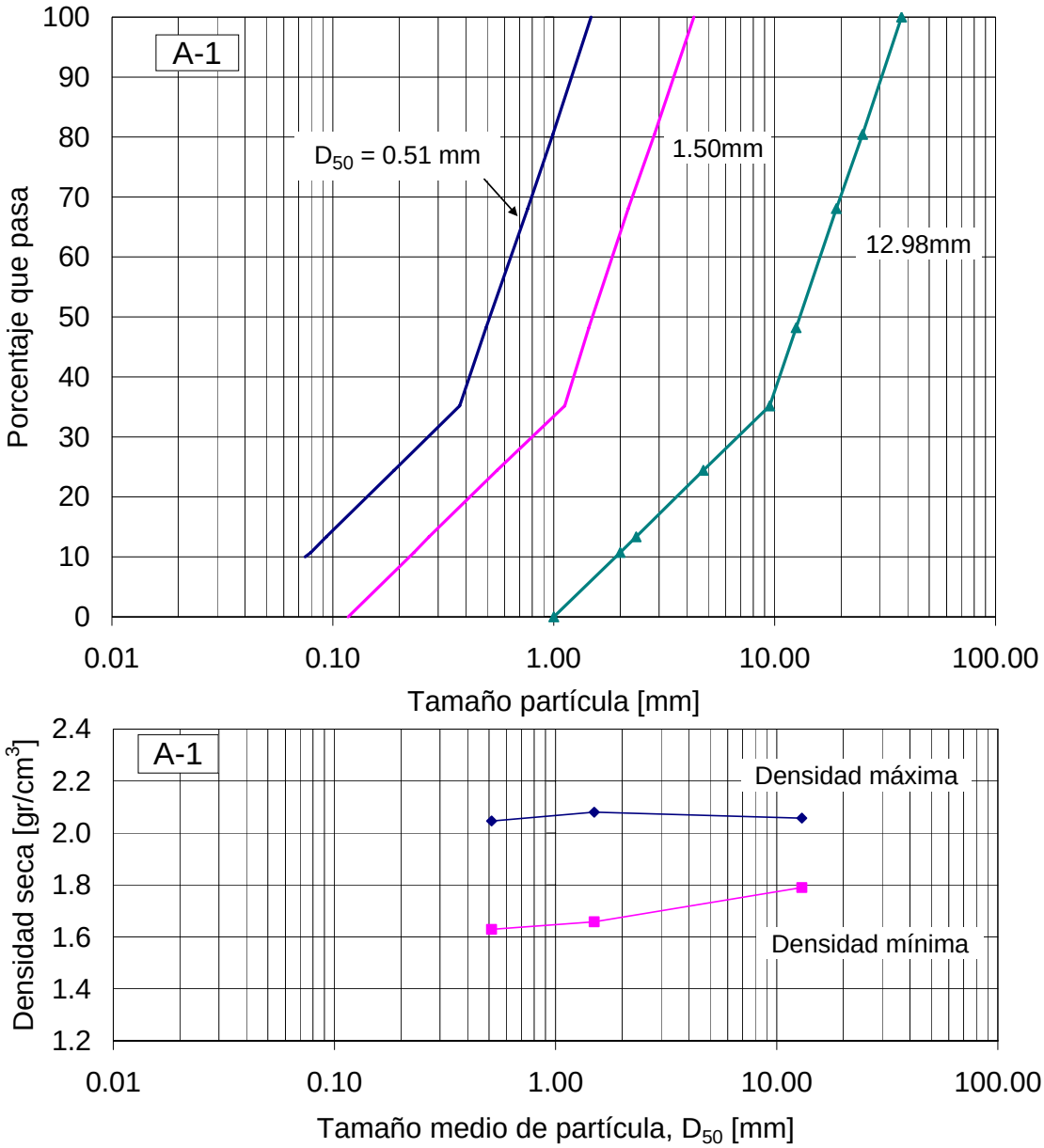


Fig. 6.1: Granulometrías y densidades límites de muestra A-1.

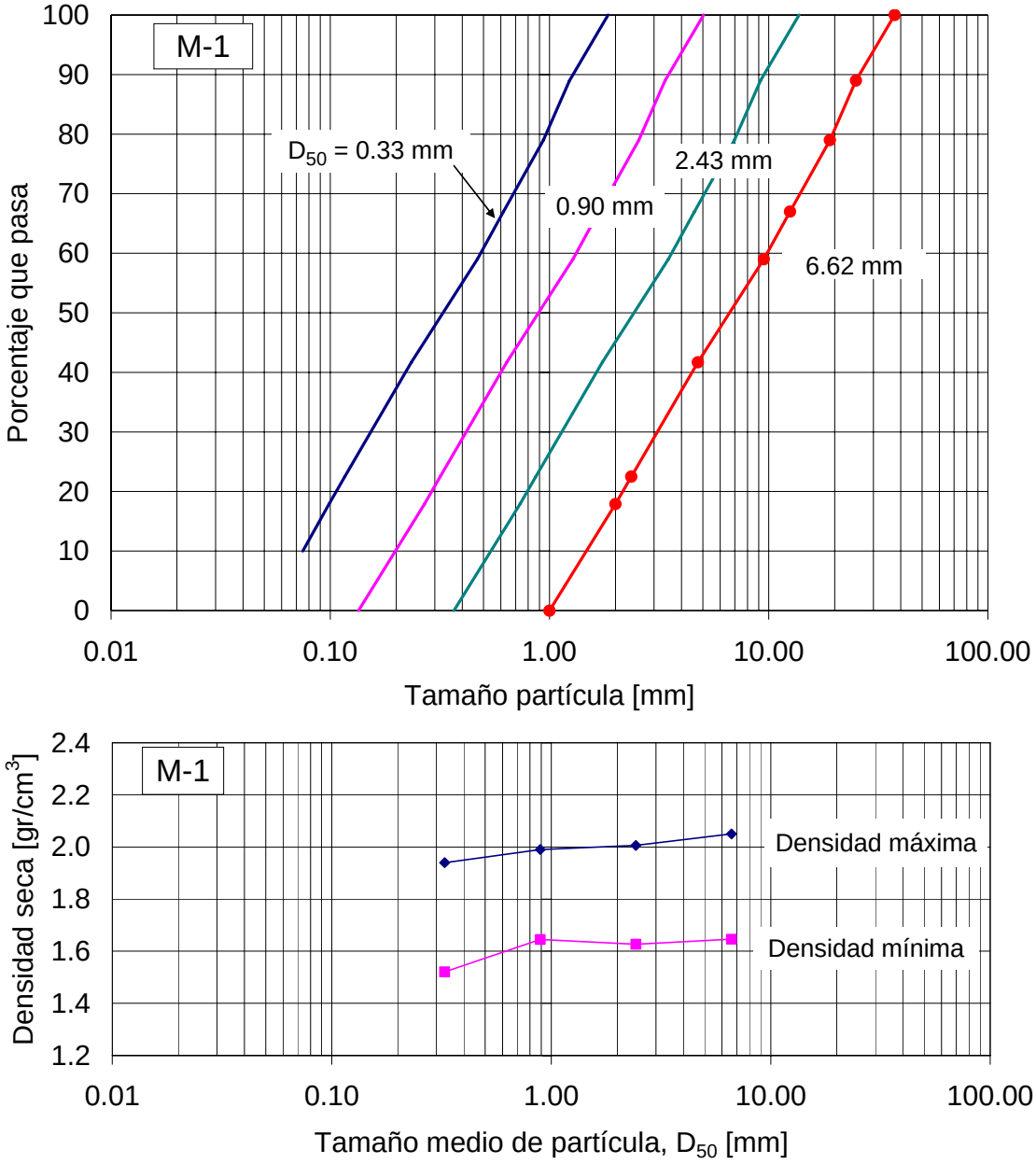


Fig. 6.2: Granulometrías y densidades límites de muestra M-1.

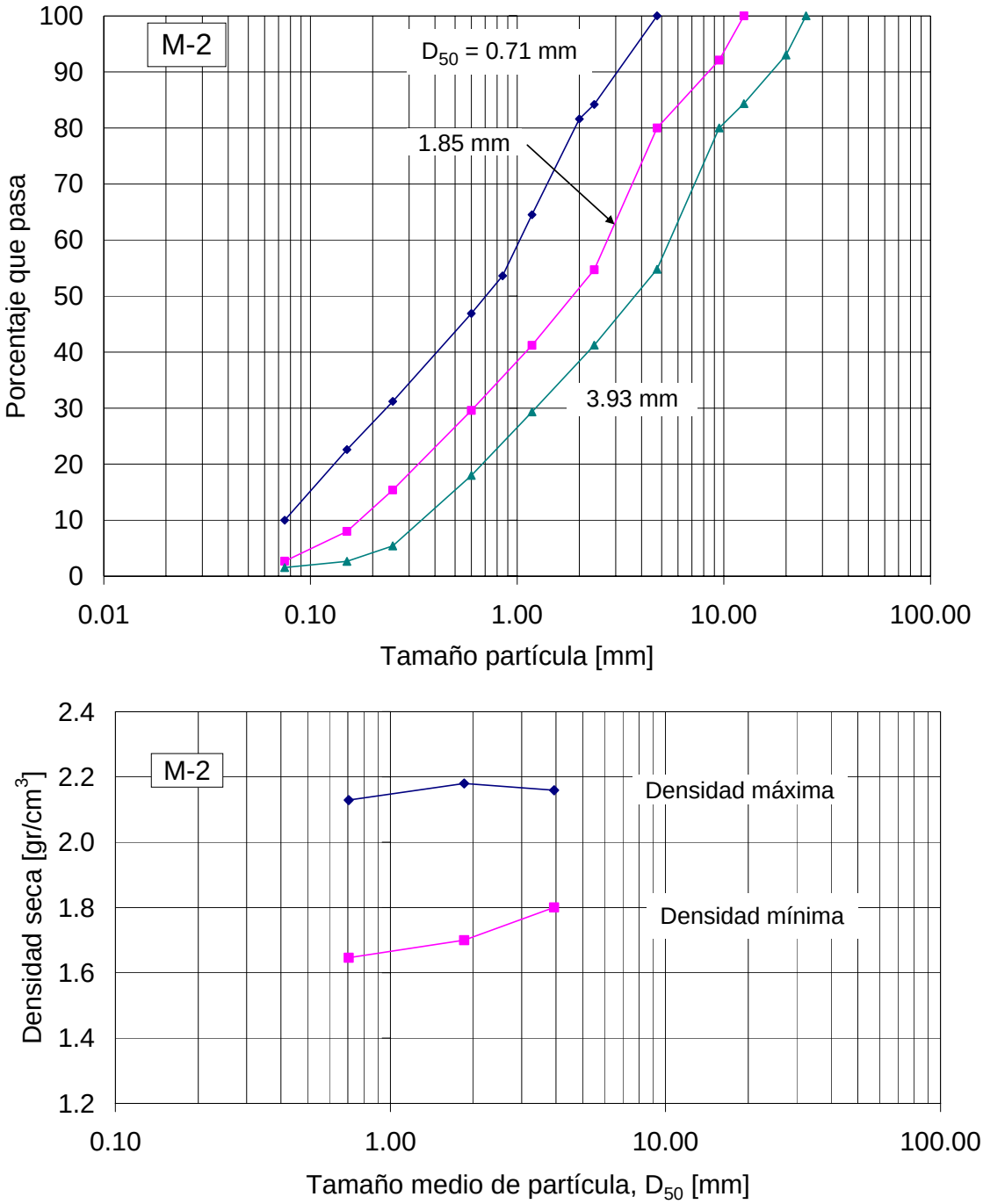


Fig. 6.3: Granulometrías y densidades límites de muestra M-2.

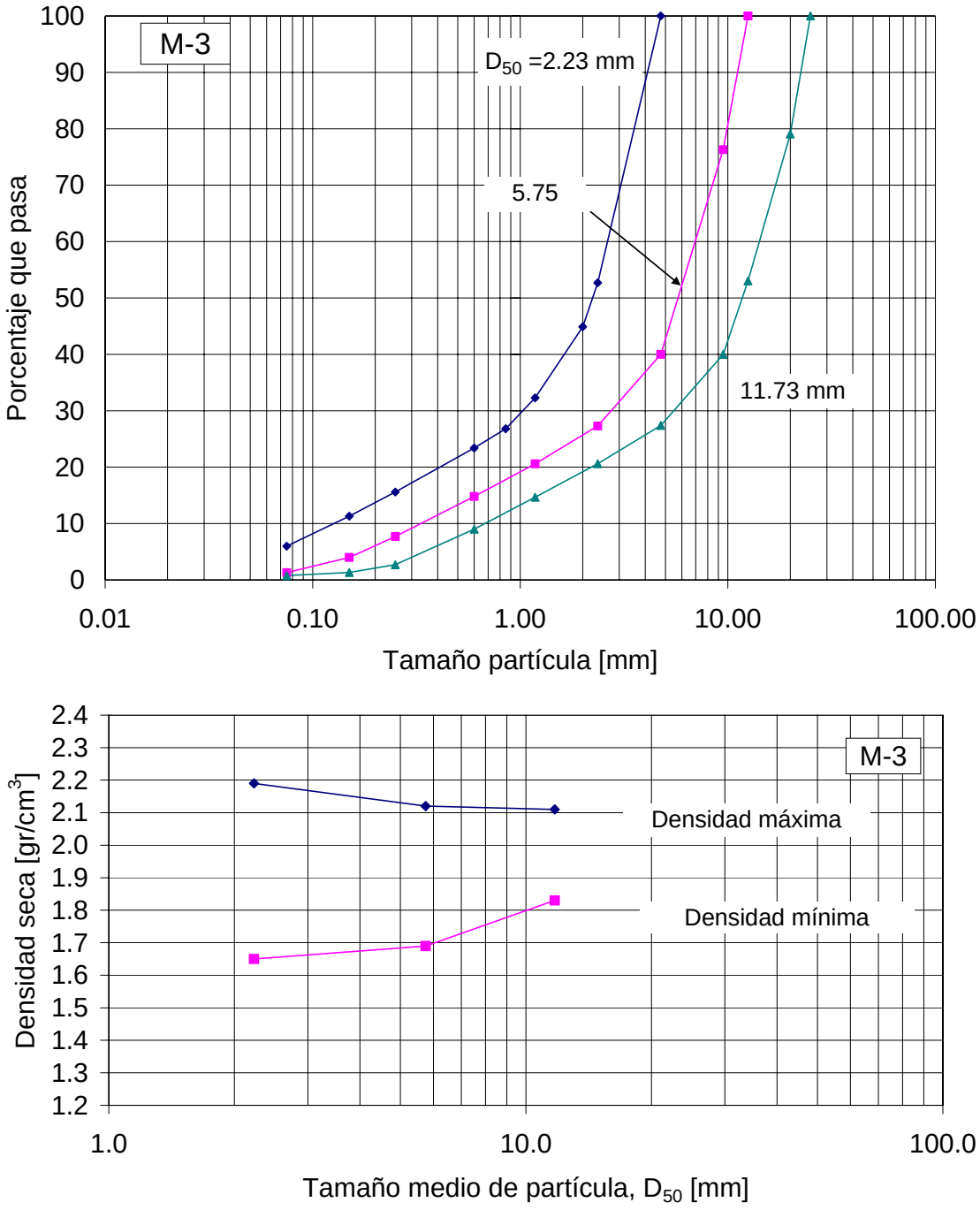


Fig. 6.4: Granulometrías y densidades límites de muestra M-3.

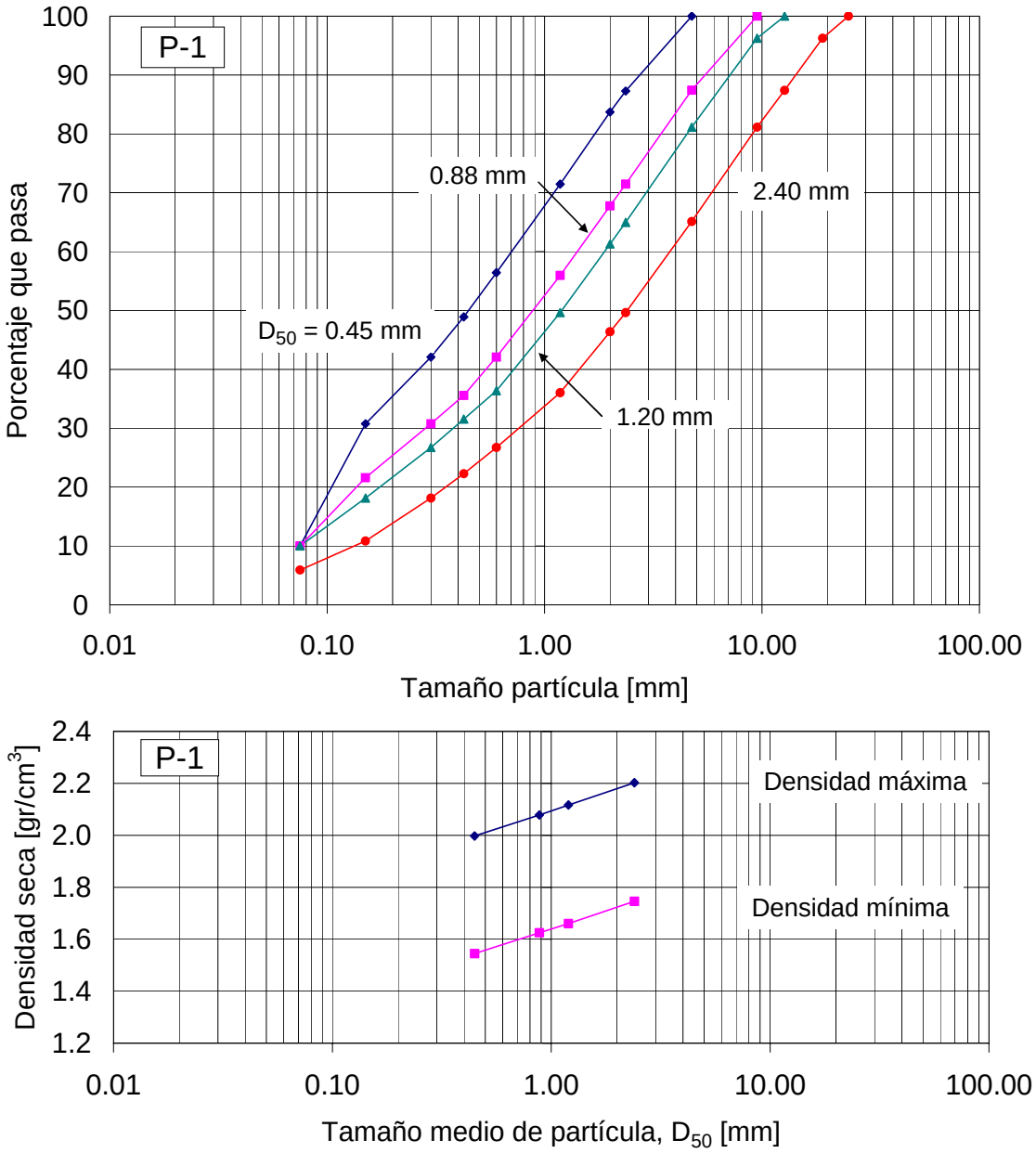


Fig. 6.5: Granulometrías y densidades límites de muestra P-1.

La densidad inicial utilizada en la confección de las probetas se definió por medio de una densidad relativa constante. Para las curvas homotéticas de las muestras A-1, M-1 y P-1 se utilizó una densidad relativa de confección de 80%. Para las muestras M-2 y M-3 una densidad relativa de 70%.

En las tablas 6.1 y 6.2, se presentan las densidades de confección, inicial y relativa de los materiales M-2, M-3 y P-1, para las diferentes presiones de confinamiento de cada ensayo. En general, no se aprecia un aumento considerable de la densidad relativa inicial en las muestras M-2 y M-3, con D_R variando entre 69% y 76%, excepto en la homotética de M-3(D_{50}=11.73 mm), en la cual la densidad relativa inicial presenta un aumento de D_R entre 79% y 86%. Este aumento de densidad relativa puede producir un leve incremento de la resistencia.

En la muestra P-1 la densidad relativa inicial varía, en general, entre 81% y 85%. Excepcionalmente, en la homotética de P-1 con D_{50}=2.4 mm y para un σ_3 de 3 kg/cm^2, el D_R alcanza un 93%.

Tabla 6.1: Densidades iniciales de ensayos triaxiales en muestras M-2 y M-3.

Material	Diámetro Medio D_{50} [mm]	Densidad confección		Densidad inicial σ_3 = 0.5 kg/cm^2		Densidad Inicial σ_3 = 1 kg/cm^2		Densidad Inicial σ_3 = 3 kg/cm^2	
		D_R [%]	γ_d [gr/cm^3]	D_R [%]	γ_d [gr/cm^3]	D_R [%]	γ_d [gr/cm^3]	D_R [%]	γ_d [gr/cm^3]
M-2	0.71	70	1.957	72	1.967	72	1.968	75	1.985
M-2	1.85	70	2.010	71	2.017	73	2.024	73	2.026
M-2	3.93	70	2.038	72	2.044	74	2.052	74	2.052
M-3	2.23	70	1.992	72	2.005	72	2.007	76	2.033
M-3	5.75	66	1.950	69	1.965	70	1.971	76	1.998
M-3	11.73	73	2.026	79	2.045	85	2.063	86	2.067

Tabla 6.2: Densidades iniciales de ensayos triaxiales en muestra P-1.

Material	Diámetro medio D_{50} [mm]	Densidad confección		Densidad inicial σ_3 0.1 kg/cm^2		Densidad inicial σ_3 1 kg/cm^2		Densidad inicial σ_3 2 kg/cm^2		Densidad inicial σ_3 4 kg/cm^2	
		D_R [%]	γ_d [gr/cm^3]	D_R [%]	γ_d [gr/cm^3]	D_R [%]	γ_d [gr/cm^3]	D_R [%]	γ_d [gr/cm^3]	D_R [%]	γ_d [gr/cm^3]
P-1	0.45	80	1.887	81	1.890	83	1.902	83	1.905	85	1.914
P-1	0.88	80	1.968	---	---	83	1.982	84	1.989	84	1.991
P-1	1.20	80	2.006	---	---	83	2.020	84	2.030	86	2.036
P-1	2.40	80	2.093	---	---	84	2.115	84	2.116	93	2.161

6.1.1 Forma de partículas

En el estudio de este método es fundamental conocer la forma de las partículas, siendo ideal que no sufra cambios al pasar de una curva homotética a otra. En la Fig. 6.6 se aprecia que las partículas de la muestra A-1, tienen formas redondeada a sub-redondeada, como el material natural que se observa alrededor de la malla. El material M-1 es chancado y como muestra la Fig. 6.7, en general, sus partículas tienen forma angulosa.

Las muestras M-2 y M-3 expuestas en las Figs. 6.8 y 6.9 respectivamente, presentan una forma principalmente sub-redondeada a redondeada que se mantiene en todas las granulometrías homotéticas. En tanto las partículas de la muestra P-1 que se observan en la Fig. 6.10 no presentan una forma predominante, ya que varían desde angulosas a redondeadas para todas las granulometrías homotéticas, además presentan partículas alargadas en todos los tamaños y partículas con caras de fracturas frescas.

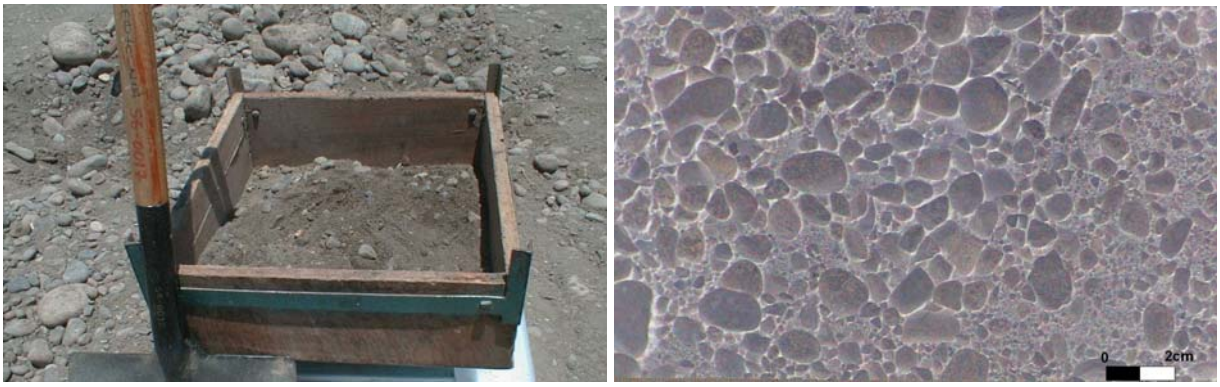


Fig. 6.6: Forma de partículas de muestra A-1 (Río Aconcagua; Gesche, 2002).

Fig. 6.7: Forma de partículas de muestra M-1, material chancado (Río Maipo; Gesche, 2002)

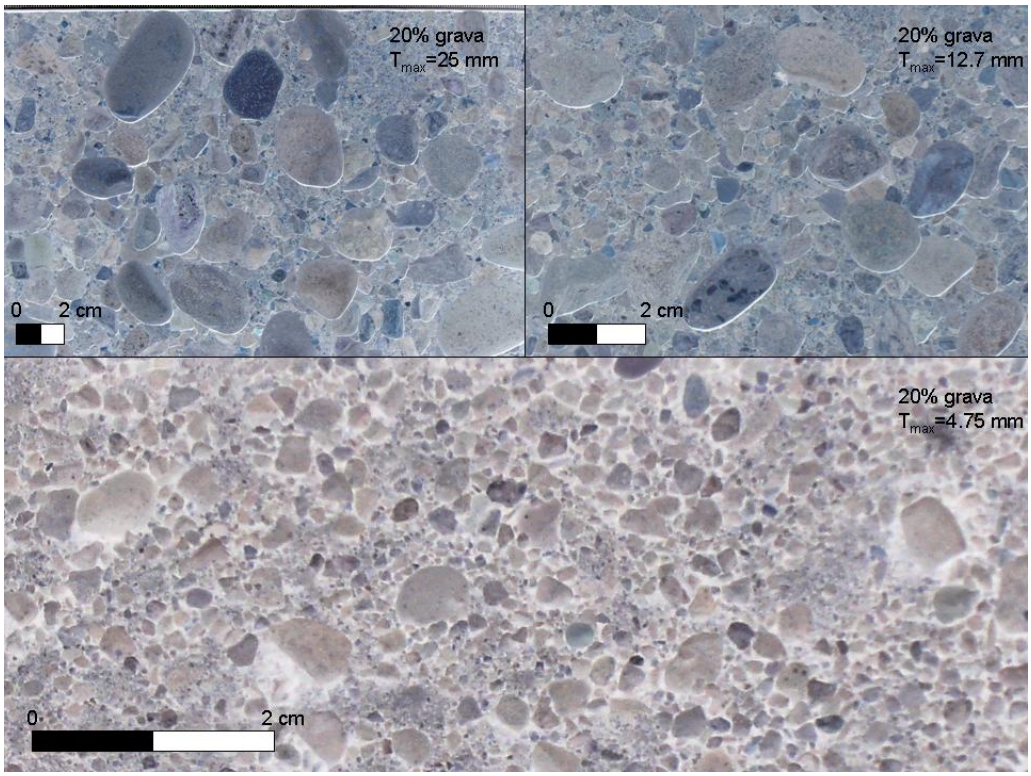


Fig. 6.8: Forma de partículas en granulometrías homotéticas de muestra M-2.

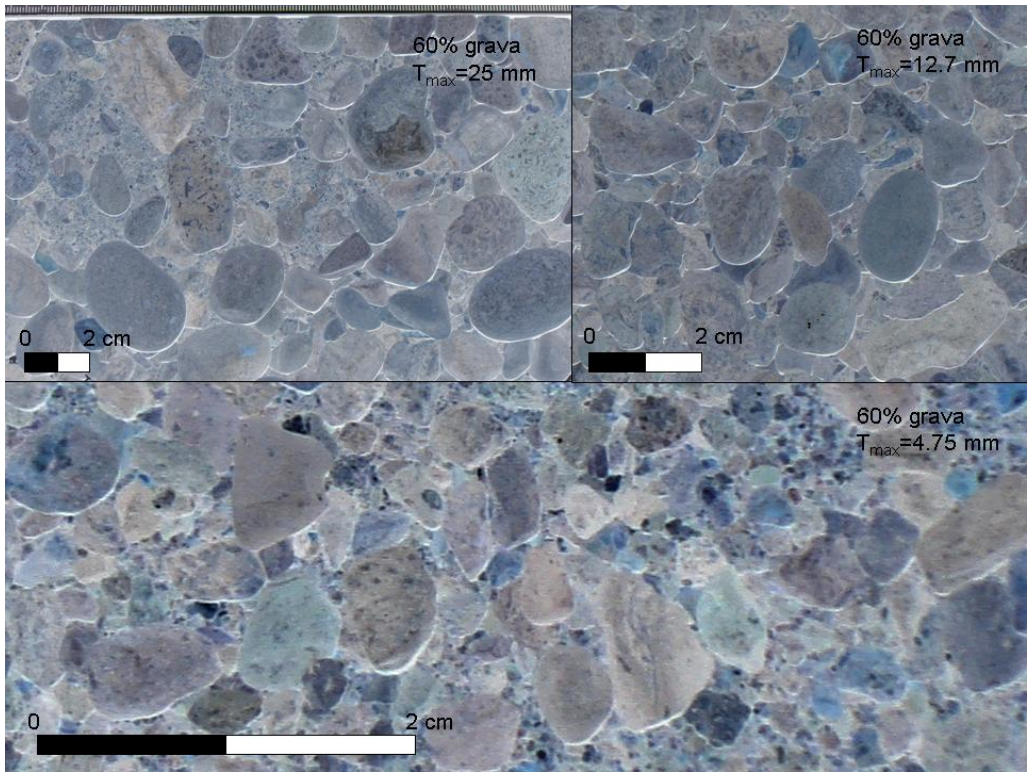


Fig. 6.9: Forma de partículas en granulometrías homotéticas de muestra M-3.

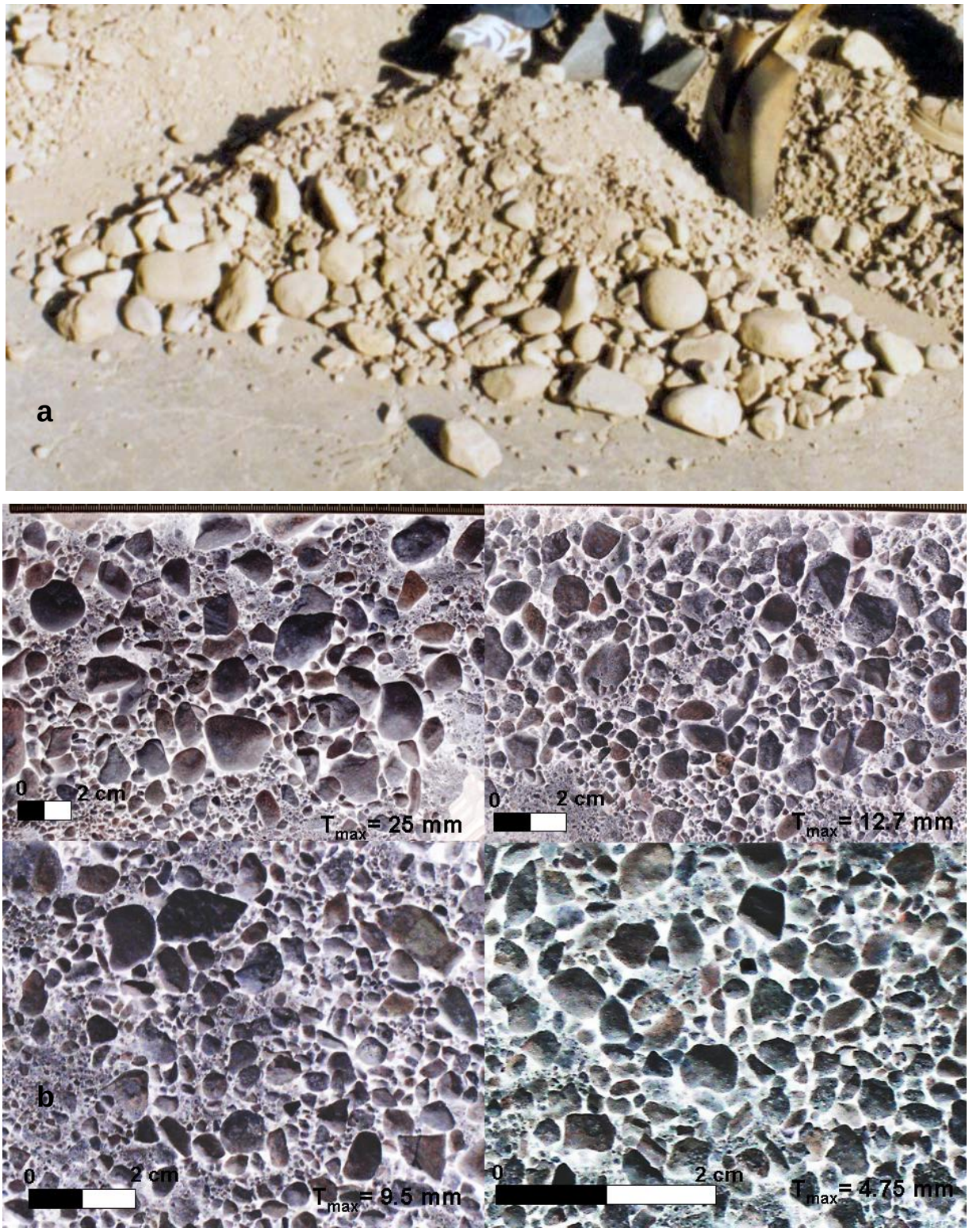


Fig. 6.10: Forma de partículas en granulometrías homotéticas de muestra P-1: (a) muestra ensayada en equipo triaxial a gran escala, (b) muestras ensayadas en equipos triaxiales convencionales.

6.1.2 Dureza de las partículas

Las partículas de las muestras de suelo estudiadas no provienen de una misma roca parental, es decir, tienen diferentes orígenes y por ende distinta mineralogía. En la Fig. 6.11 se presentan cuatro partículas de diferente mineralogía del material P-1, ensayado en el triaxial a gran escala y que sufrieron rotura de sus bordes o en su centro. Por este motivo no se puede asociar una resistencia individual de partículas, además, las muestras al contener partículas redondeadas indica que han sufrido un transporte el cual ya ha producido la rotura de las partículas más débiles que forman la fracción de arena y finos de estos suelos. Por ende no se puede asociar un efecto directo de esta variable sobre la resistencia al corte de las muestras homotéticas.

Fig. 6.11: Rotura de partículas en ensayo triaxial a gran escala efectuado en la muestra P-1.

6.1.3 Comportamiento tensión-deformación y dilatancia

A continuación se presenta el comportamiento tensión-deformación y variación volumétrica de cada conjunto de curvas homotéticas, a través de las Figs. 6.12 a 6.16. Y además, se muestra en la Fig. 6.17 el comportamiento tensión deformación y variación volumétrica de las muestras P-1 y P-2. Estos son los resultados de la Serie 2 ensayada en el triaxial a gran escala de IDIEM, en probetas de 60cm x 120 cm y confeccionada a la densidad máxima de compactación, sin que ocurra rotura de partículas.

Se observa que la rigidez inicial es similar para todas las muestras que cumplen con homotecia perfecta y también, la resistencia máxima es similar, especialmente en las muestras M-2 y M-3. Pero existe una gran diferencia de comportamiento entre

las muestras homotéticas del suelo P-1. Además, al crecer el tamaño máximo de partículas la resistencia al corte aumenta. Esto puede ser explicado por la restricción del contenido de finos, la cual genera muestras con granulometrías no perfectamente paralelas al suelo original.

En los suelos A-1 y M-1 se advierte una gran diferencia de resistencia máxima, pero una resistencia residual similar para sus granulometrías paralelas. En la muestra M-2 este método funciona notablemente bien, aunque la gradación con un D_{50} de 3.93 mm presenta una resistencia al corte levemente menor que las otras curvas homotéticas. En la muestra M-3 el método funciona bastante bien, en general, para deformaciones axiales menores a 4% y se percibe un leve aumento de la resistencia máxima con el crecimiento del tamaño de partículas.

El cambio volumétrico de la muestra A-1 y M-2 presentan un comportamiento inicial, en la zona contractiva, muy similar entre gradaciones paralelas. Particularmente, en la muestra M-2 (Fig. 6.14) se observa que al disminuir el tamaño de partículas la tendencia a la dilatancia es mayor, en el caso de los ensayos a σ_3 de 3 kg/cm^2, la deformación volumétrica es similar para las tres curvas homotéticas.

En la Fig. 6.15 para la muestra M-3 se aprecia un aumento de la compresibilidad con el crecimiento del tamaño de partículas, para todas las presiones de confinamiento, pero no se aprecia un comportamiento similar entre las curvas homotéticas. Por otra parte, para las muestras M-1 y P-1 no se observa una tendencia clara del efecto del tamaño de partículas en la dilatancia. En la Fig. 6.16, del suelo P-1, no se incluye el ensayo triaxial a gran escala ya que este se realiza a carga controlada, lo cual genera un comportamiento diferente y no es posible compararlo directamente con el resto de los ensayos. La Serie 2 de los ensayos triaxiales a gran escala muestra un comportamiento dilatante y debido al tipo de ensayo no es posible observar un peak de resistencia.

En la muestra A-1 y M-1 se aprecia un quiebre brusco de la curva de cambio volumétrico en la zona dilatante para algunas probetas. Este quiebre puede atribuirse a la ocurrencia de una banda de corte o “shear band”, que produce una localización de la falla y una disminución del cambio volumétrico.

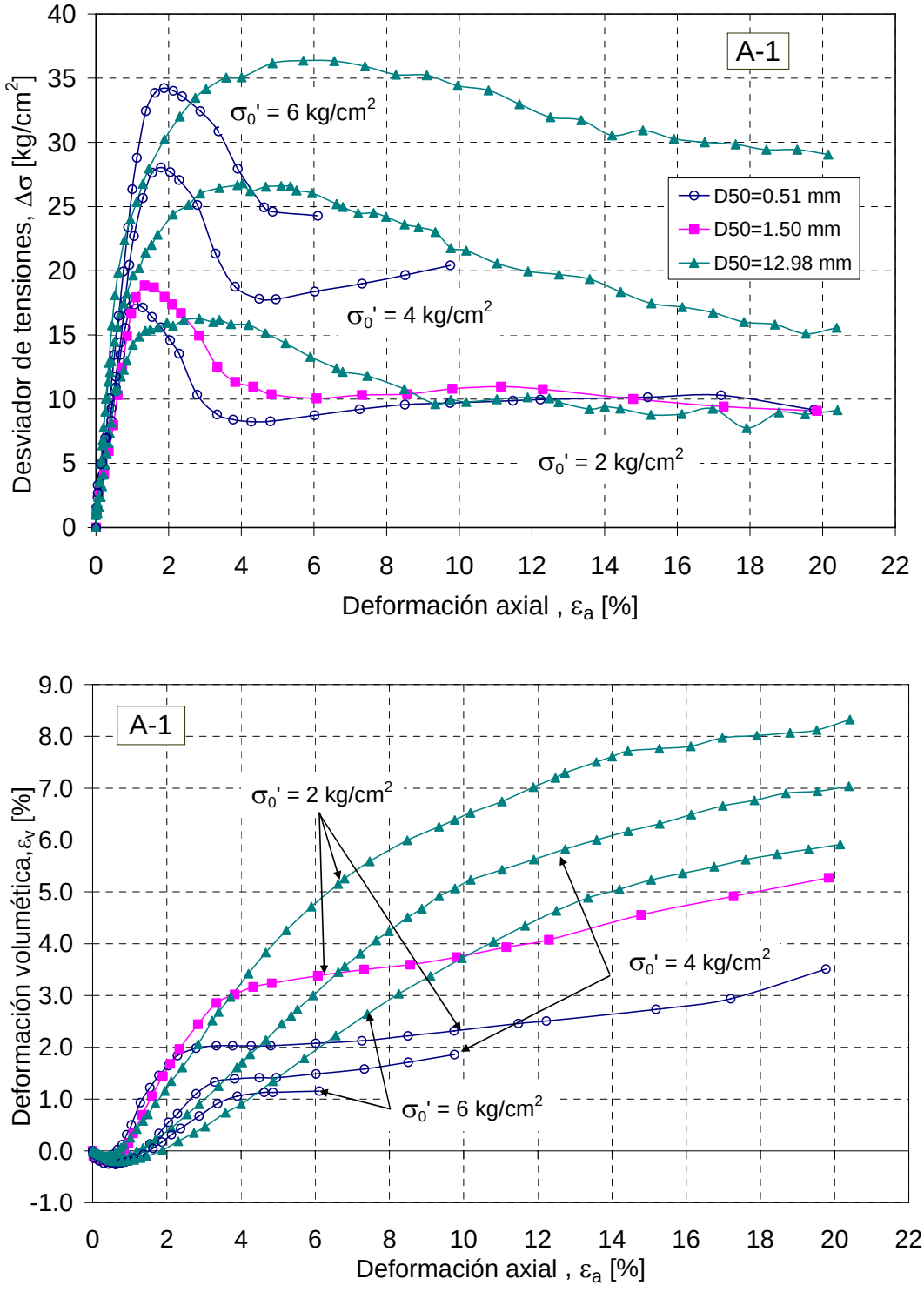


Fig. 6.12: Comportamiento tensión-deformación y variación volumétrica de las curvas homotéticas de la muestra A-1.

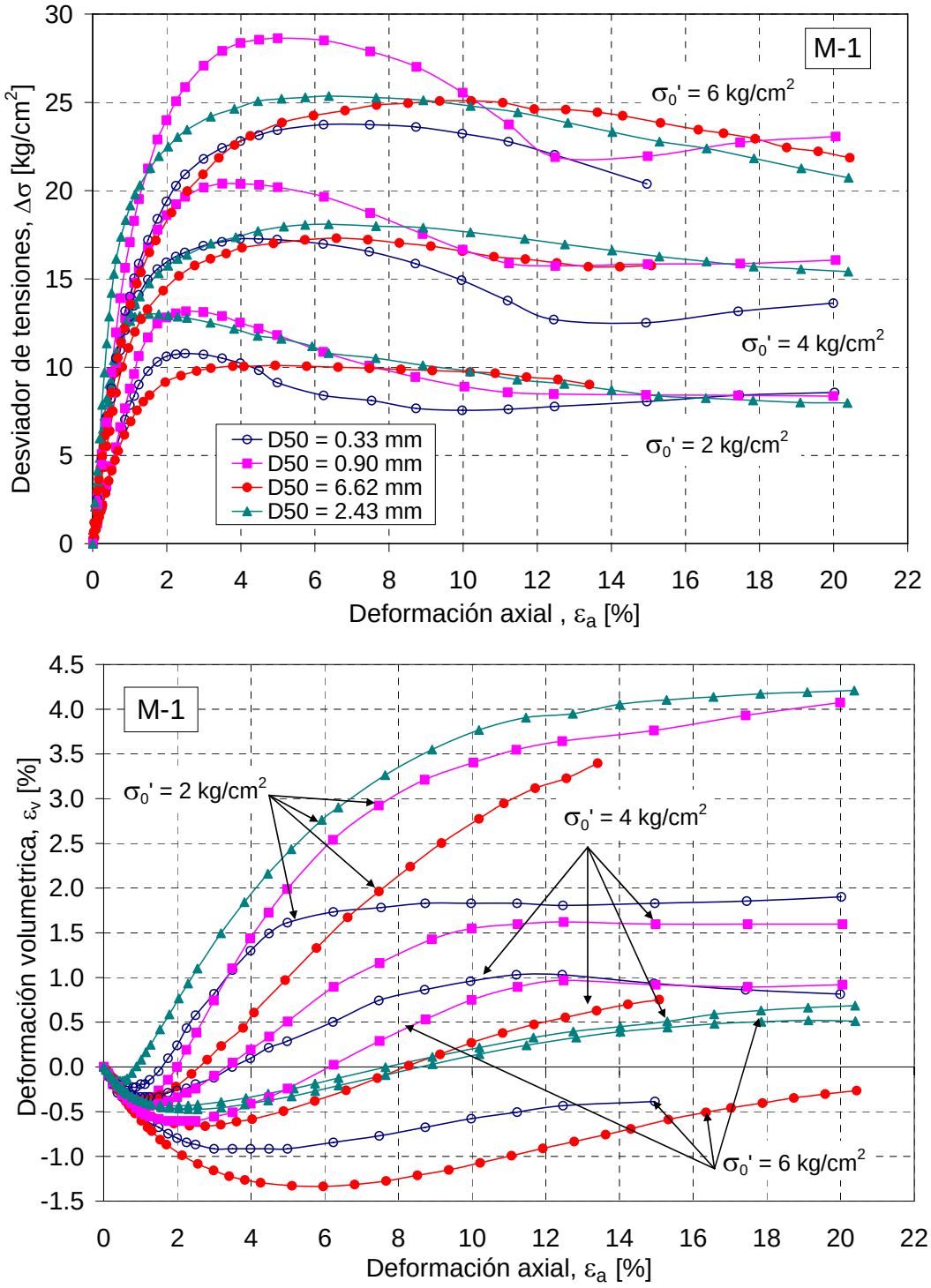


Fig. 6.13: Comportamiento tensión-deformación y variación volumétrica de las curvas homotéticas de la muestra M-1.

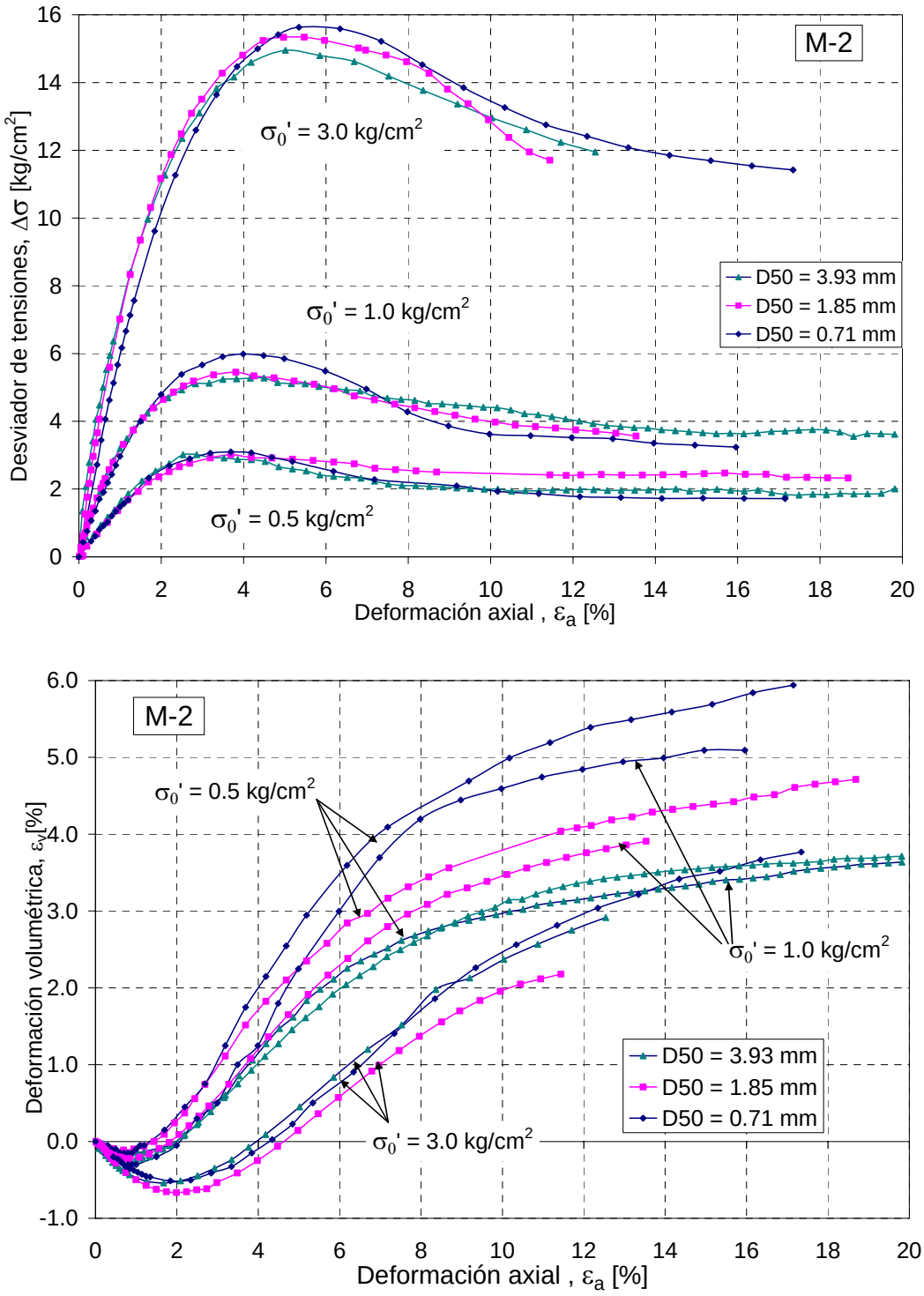


Fig. 6.14: Comportamiento tensión-deformación y variación volumétrica de las curvas homotéticas de la muestra M-2.

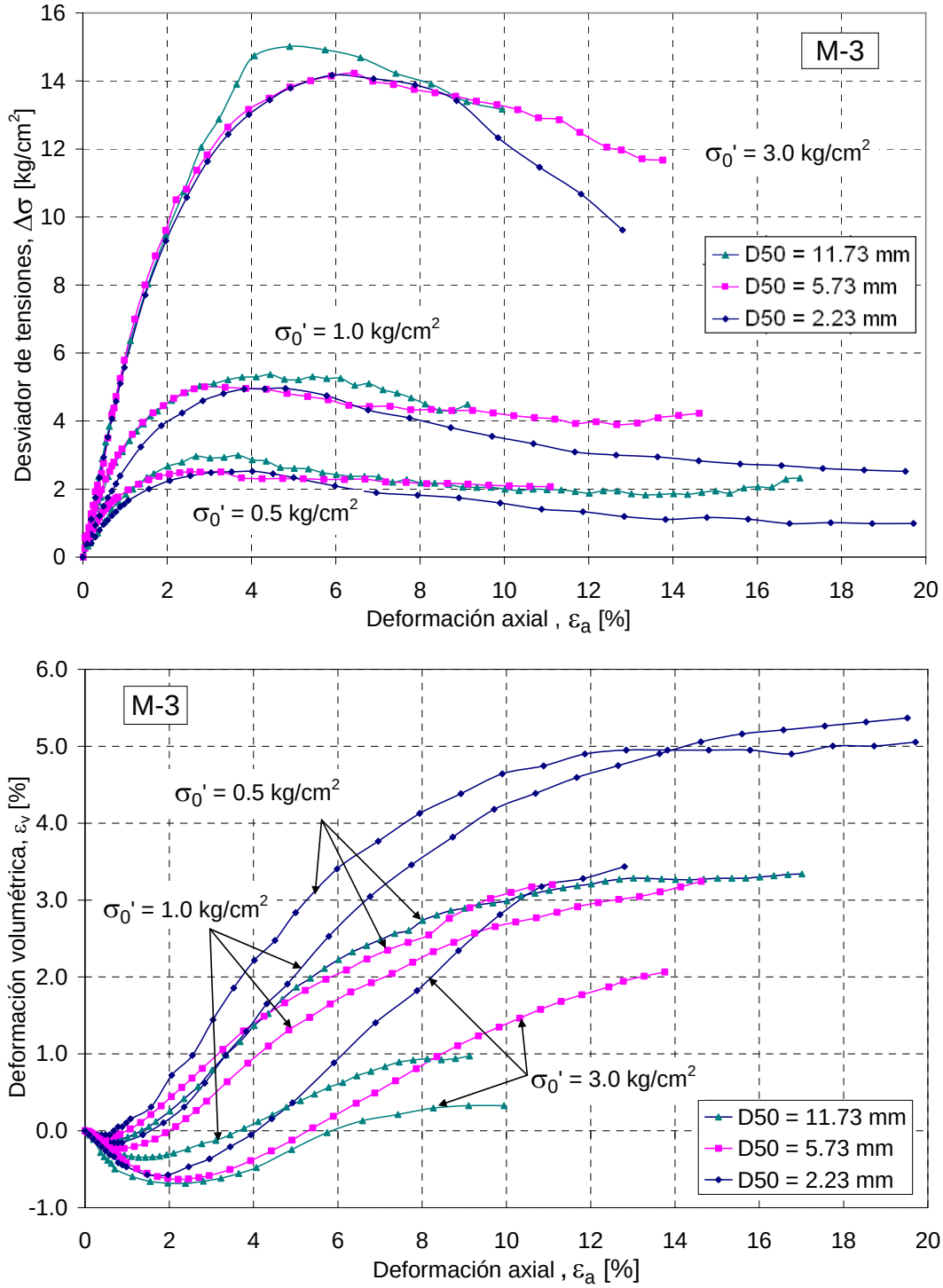


Fig. 6.15: Comportamiento tensión-deformación y variación volumétrica de las curvas homotéticas de la muestra M-3.

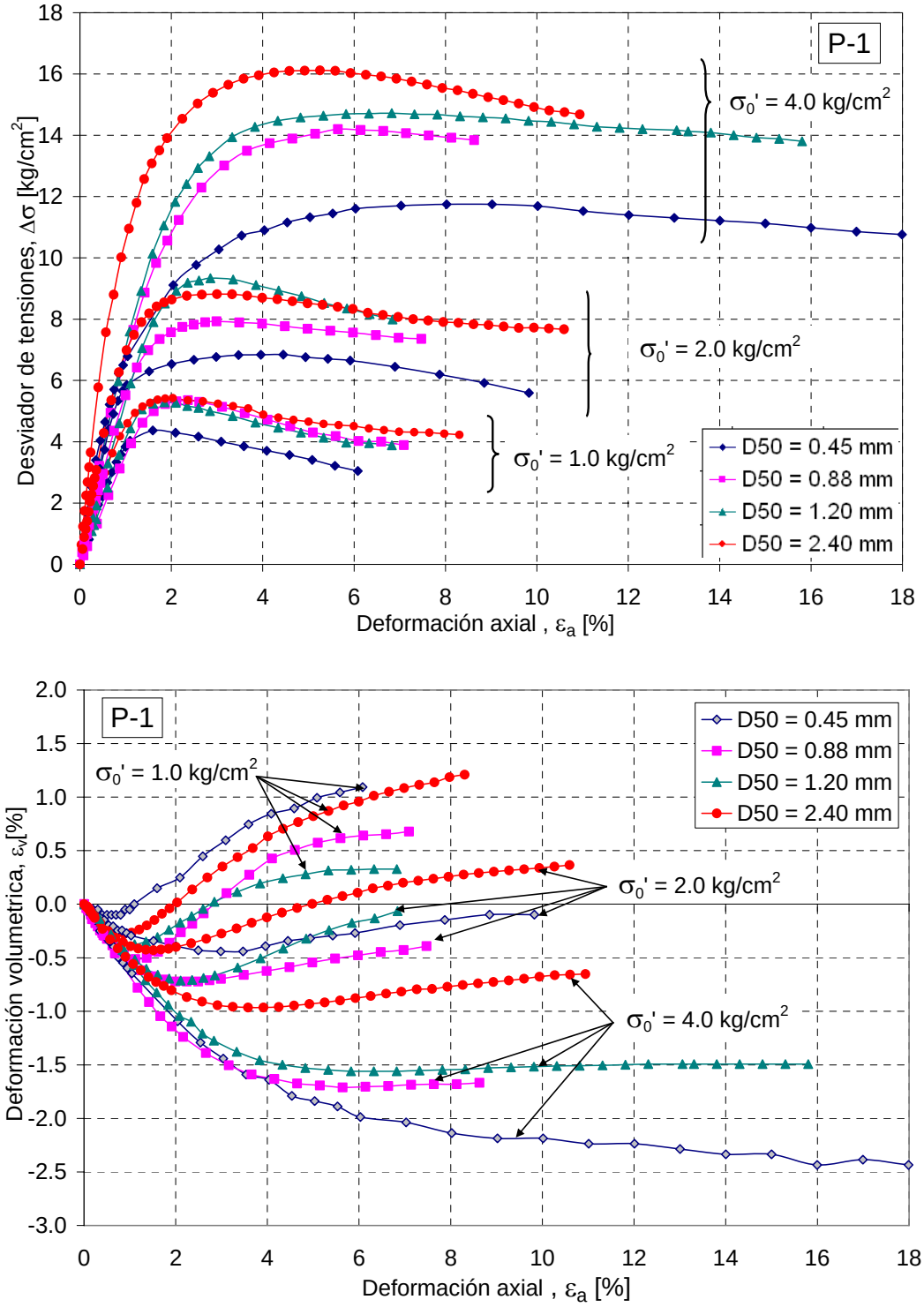


Fig. 6.16: Comportamiento tensión-deformación y variación volumétrica de las curvas homotéticas de la muestra P-1.

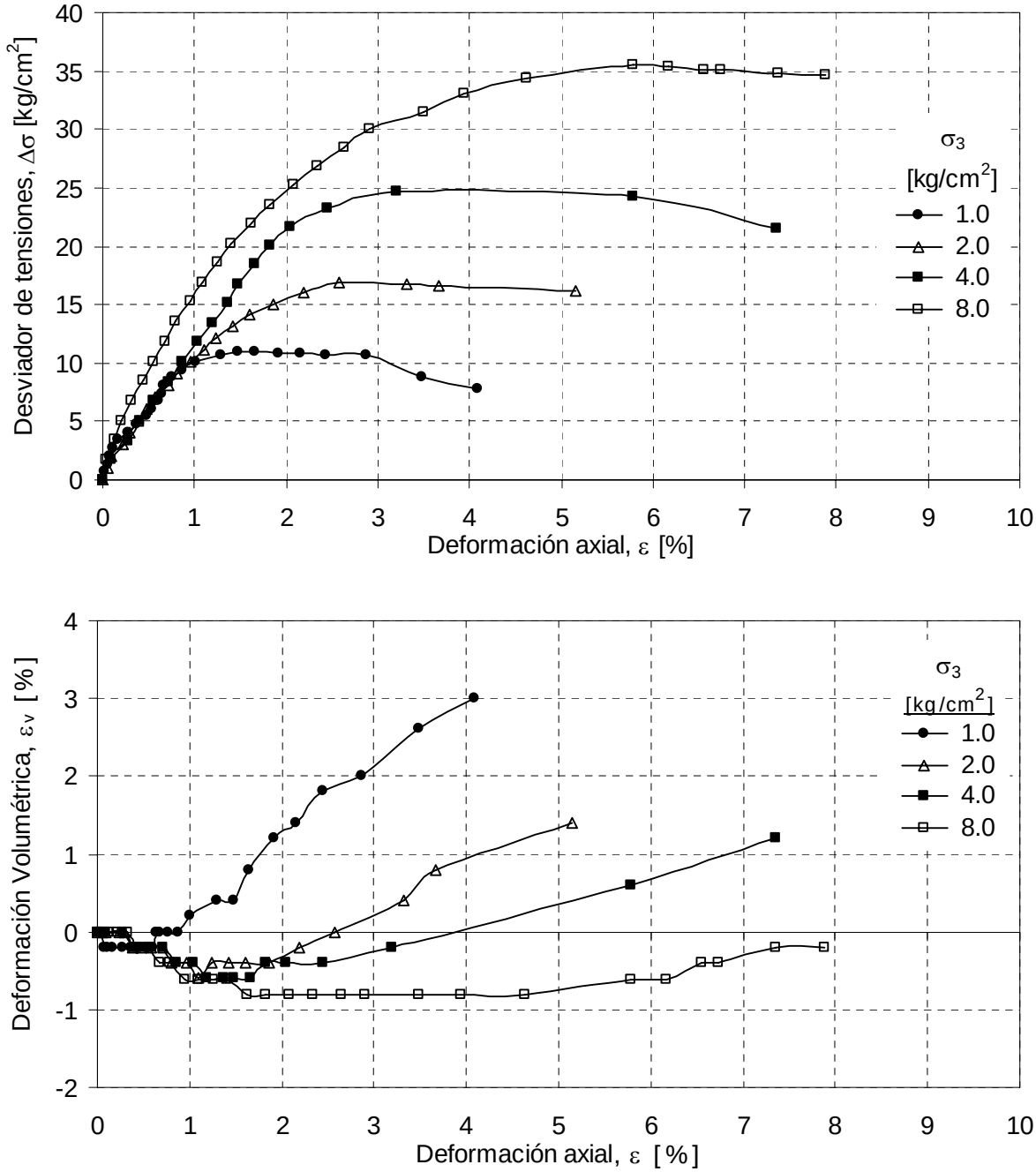


Fig. 6.17: Comportamiento tensión-deformación y dilatancia de material P-1 y P-2 de la Serie 2.

6.1.4 Módulo de deformación

Las curvas tensión deformación presentan un rango lineal inicial que puede ser representado por el módulo de deformación, E_{50} (rigidez asociada con un nivel de tensiones igual a la mitad de la resistencia máxima). Los resultados obtenidos son presentados en las Figs. 6.18 a 6.21, se observa una gran dispersión en las muestras M-1, A-1 y P-1. Sin embargo, aún en estas muestras es posible dibujar una única curva que relaciona la variación de E_{50} en función de σ_3.

No se aprecia una dependencia clara del módulo de deformación con el tamaño medio de partículas, D_{50}. En las muestras A-1 y P-1 se observa un leve aumento de E_{50}, para la homotética con mayor D_{50}.

Por otra parte, se observa un gran aumento del modulo E_{50} de la Serie 2, del triaxial a gran escala, comparado con las curvas homotéticas del material P-1.

En general, los resultados indican que las granulometrías paralelas son capaces de capturar la esencia de la repuesta mecánica de los suelos.

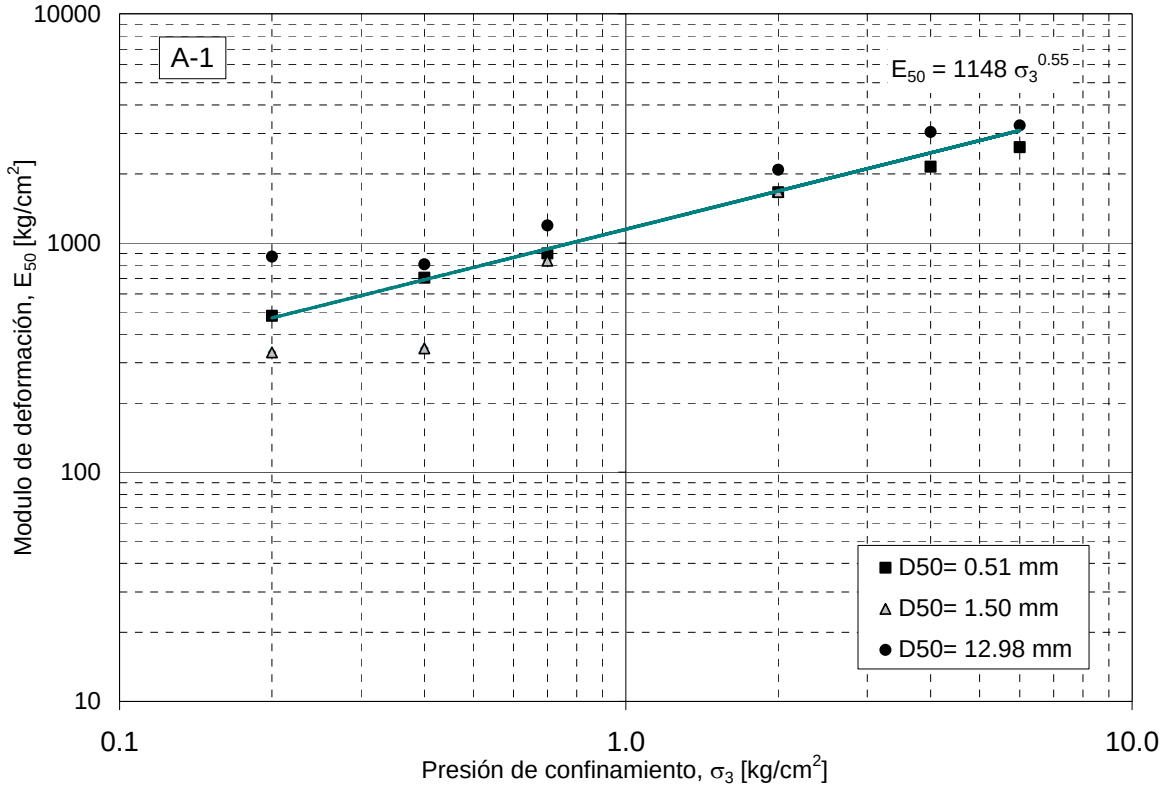
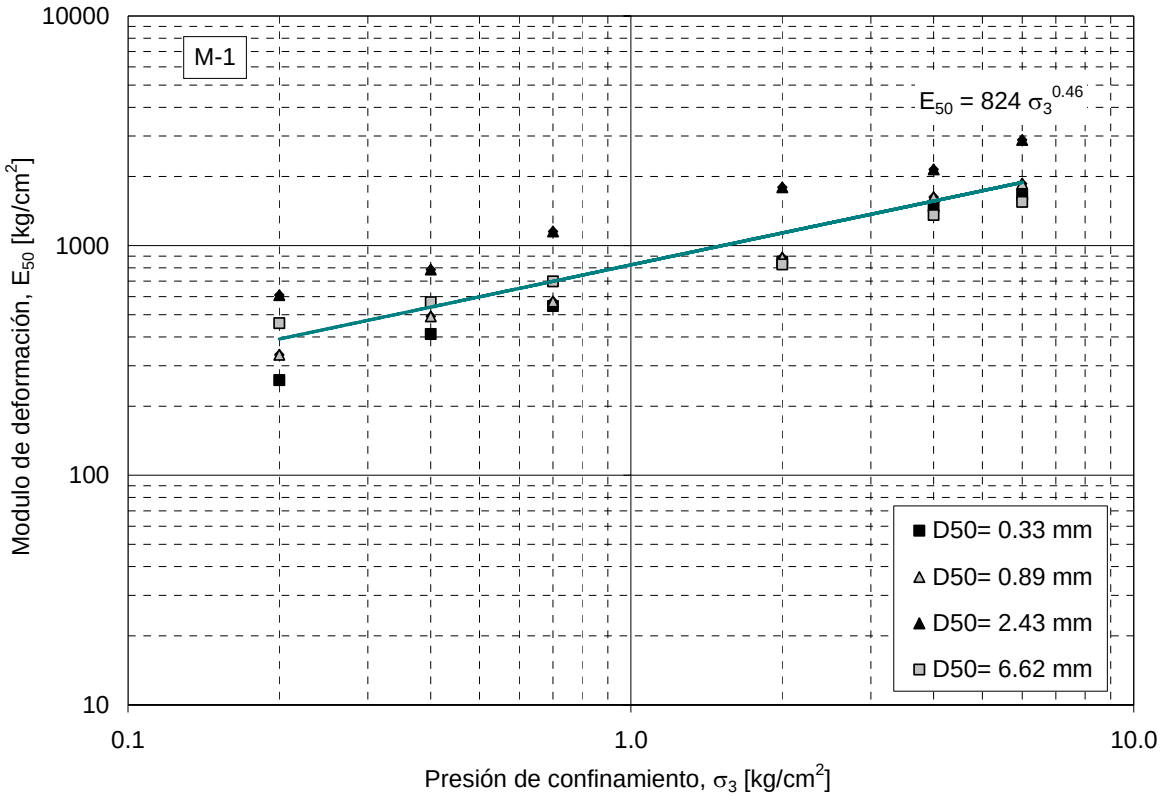


Fig. 6.18: Variación del módulo de deformación en función de la presión de confinamiento para las curvas homotéticas de la muestra A-1.



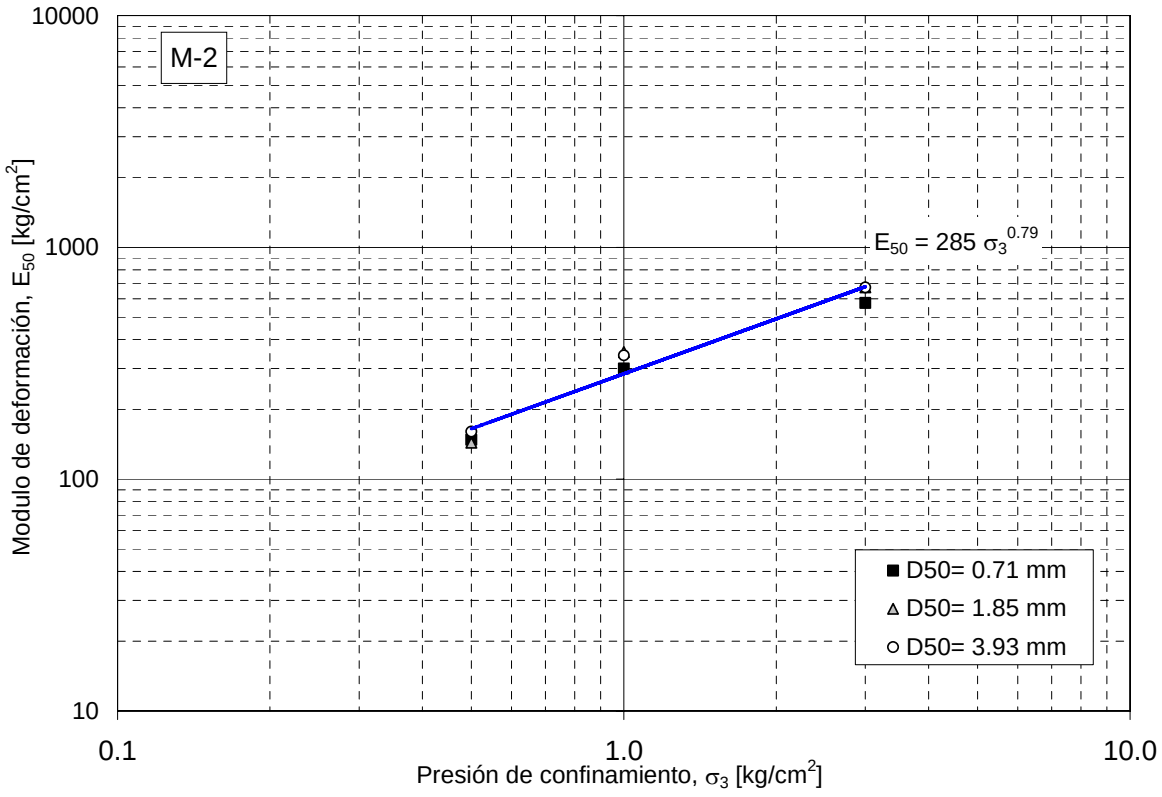
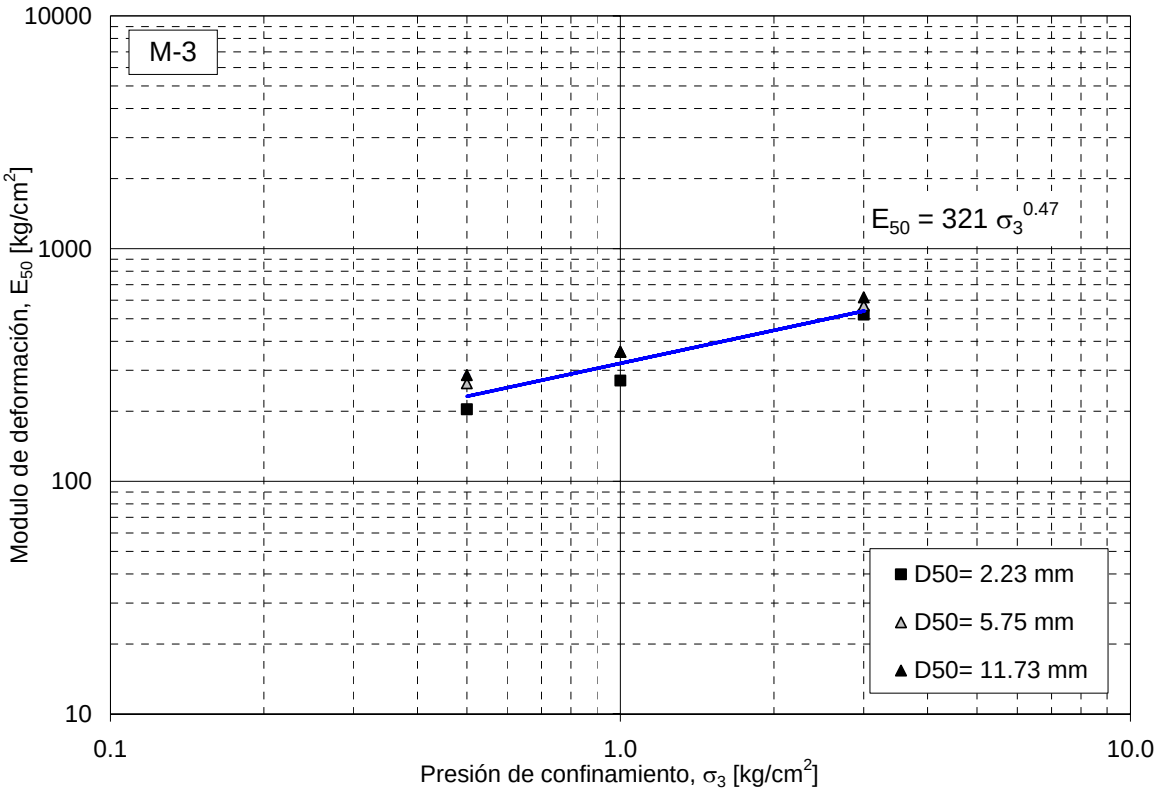


Fig. 6.19: Variación del módulo de deformación en función de la presión de confinamiento para las curvas homotéticas de las muestras M-1 y M-2.



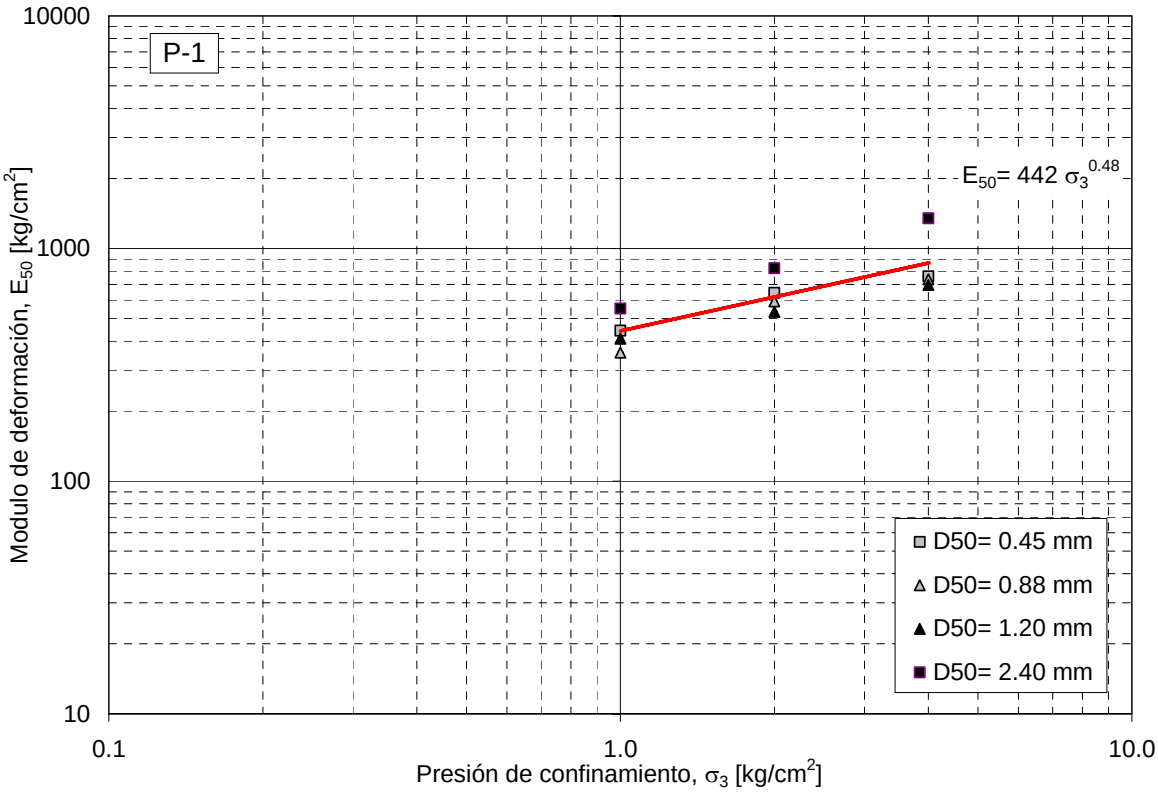


Fig. 6.20: Variación del módulo de deformación en función de la presión de confinamiento para las curvas homotéticas de las muestras M-3 y P-1.

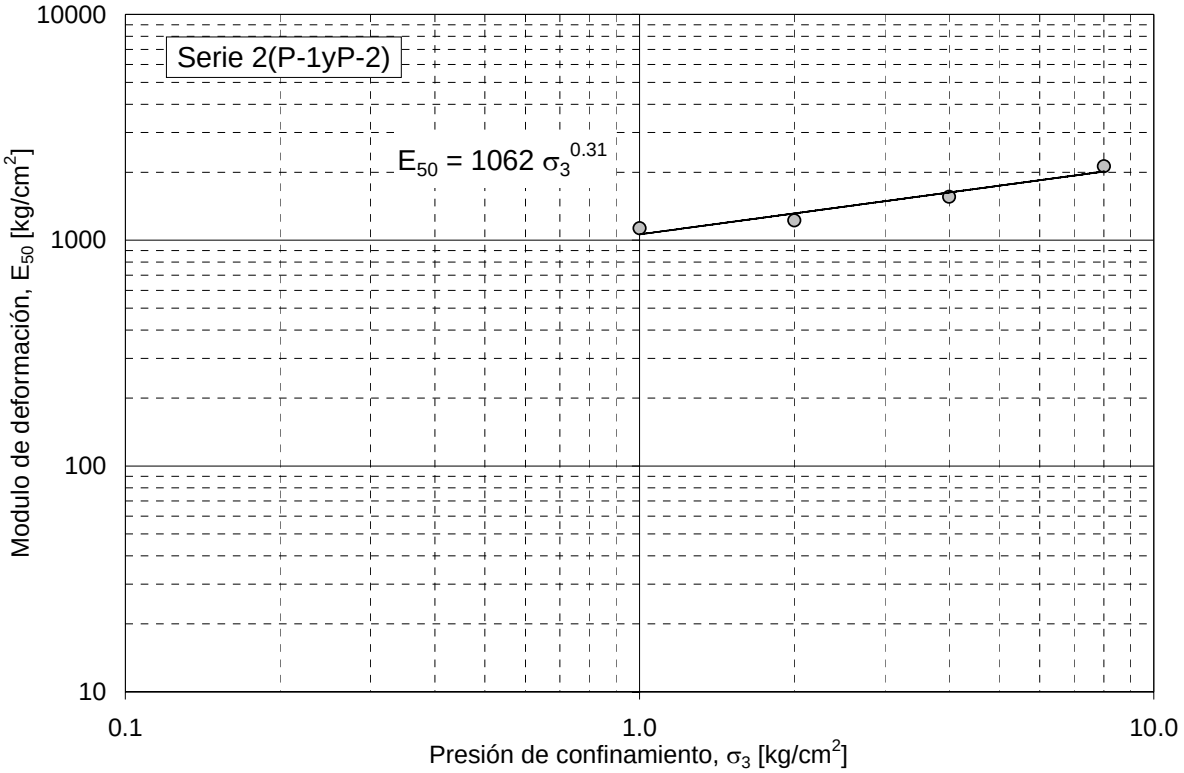


Fig. 6.21: Variación del módulo de deformación en función de la presión de confinamiento para la Serie 2 del triaxial a gran escala.

6.1.5 Angulo de fricción interna máximo

Los resultados obtenidos para el ángulo de fricción interna movilizado en la condición de resistencia máxima son presentados en las Figs. 6.22 a 6.26, en función de la presión de confinamiento, σ_3, para todas las muestras. Además, se entrega un detalle de estos ángulos en las tablas 6.3 a 6.7. El ángulo de fricción interna máximo se calculó a partir de la pendiente de la recta que une el origen con el punto máximo de la trayectoria de tensiones drenada del diagrama “q v/s p”, es decir, la máxima razón q/p para cada presión de confinamiento.

Se puede observar que, en general, el ángulo de fricción máximo es correctamente estimado por las muestra con granulometrías paralelas. Otra vez, la muestra P-1 presenta discrepancias que pueden ser atribuidas al no perfecto paralelismo de las granulometrías que resultan de la restricción de finos.

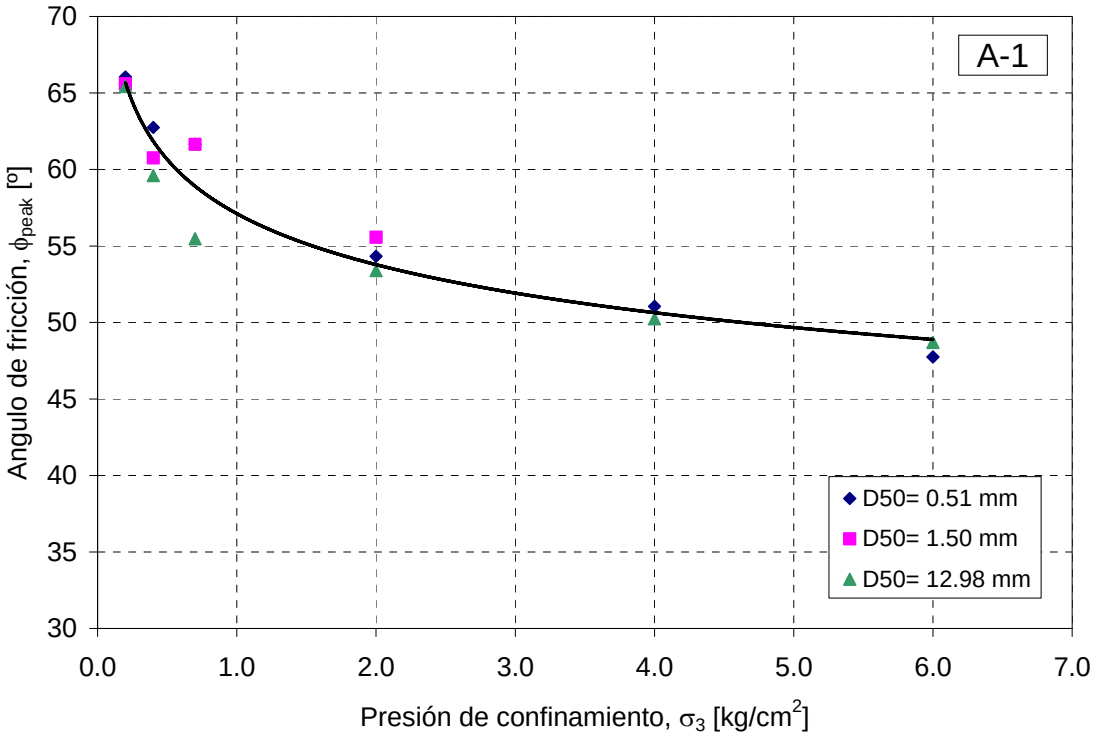


Fig. 6.22: Variación del ángulo de fricción máximo producto del nivel de tensiones en la muestra A-1.

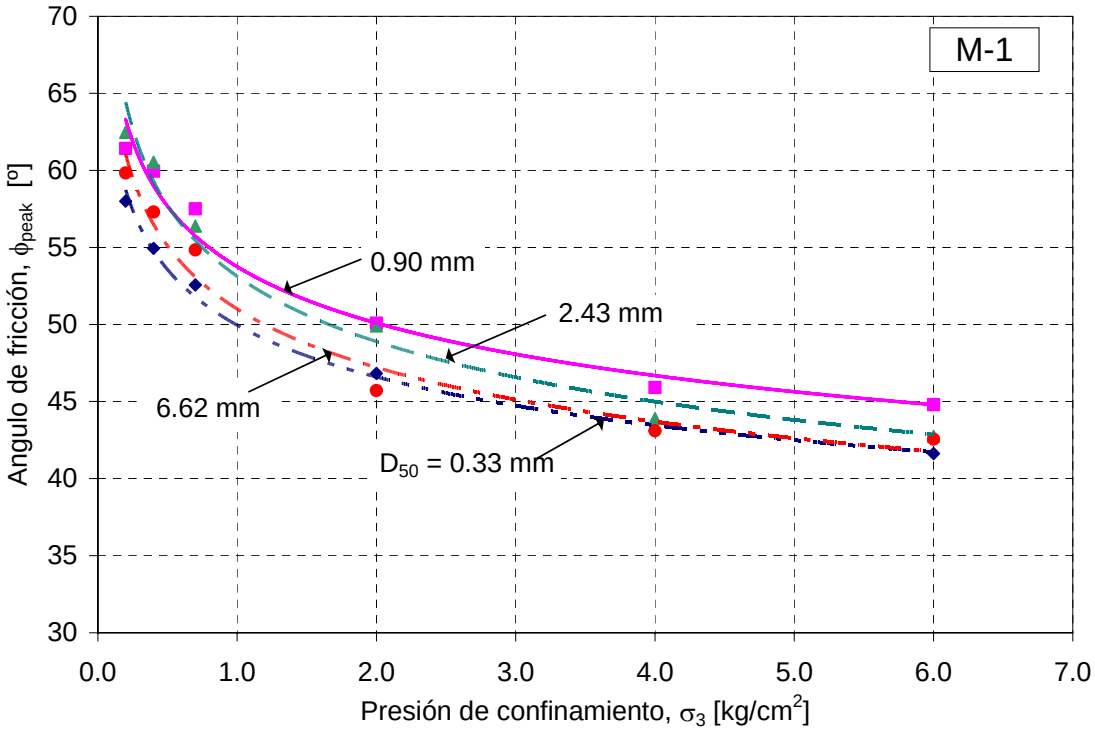


Fig. 6.23: Variación del ángulo de fricción máximo producto del nivel de tensiones en la muestra M-1.

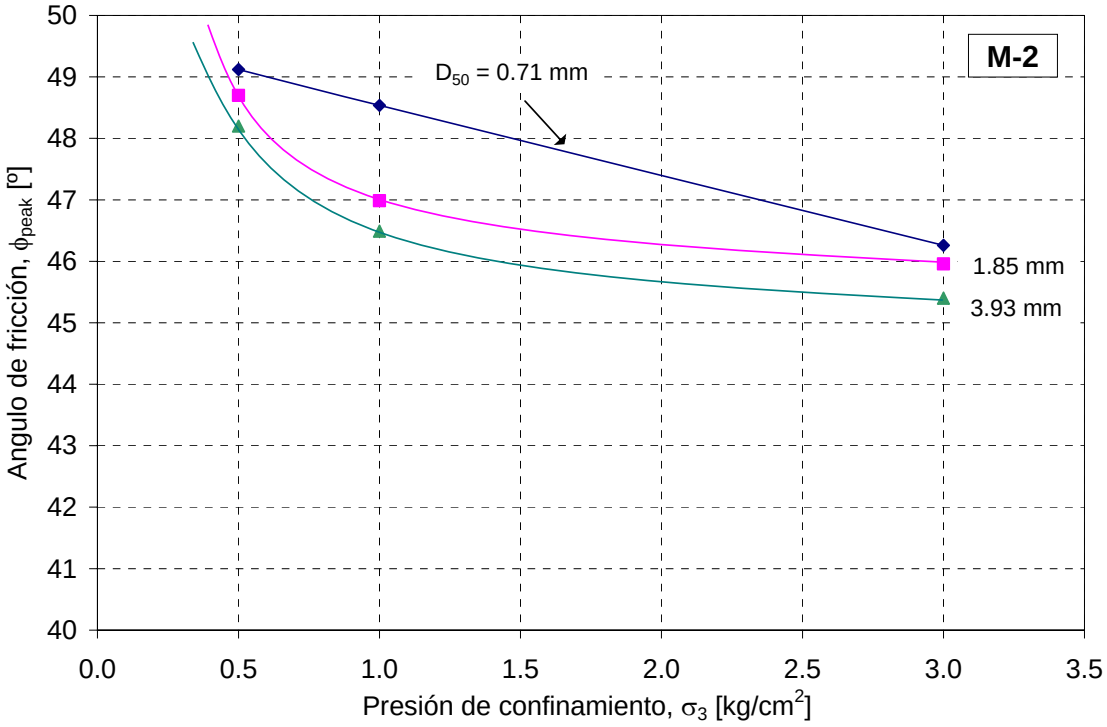


Fig. 6.24: Variación del ángulo de fricción máximo producto del nivel de tensiones en la muestra M-2

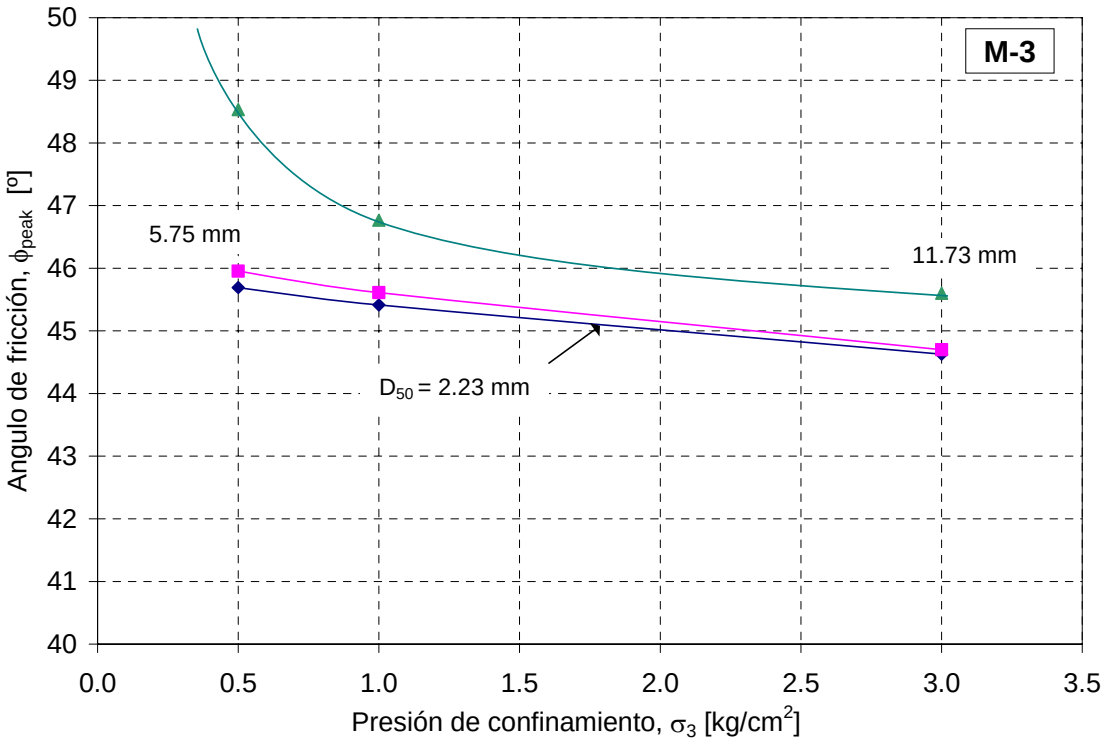


Fig. 6.25: Variación del ángulo de fricción máximo producto del nivel de tensiones en la muestra M-3.

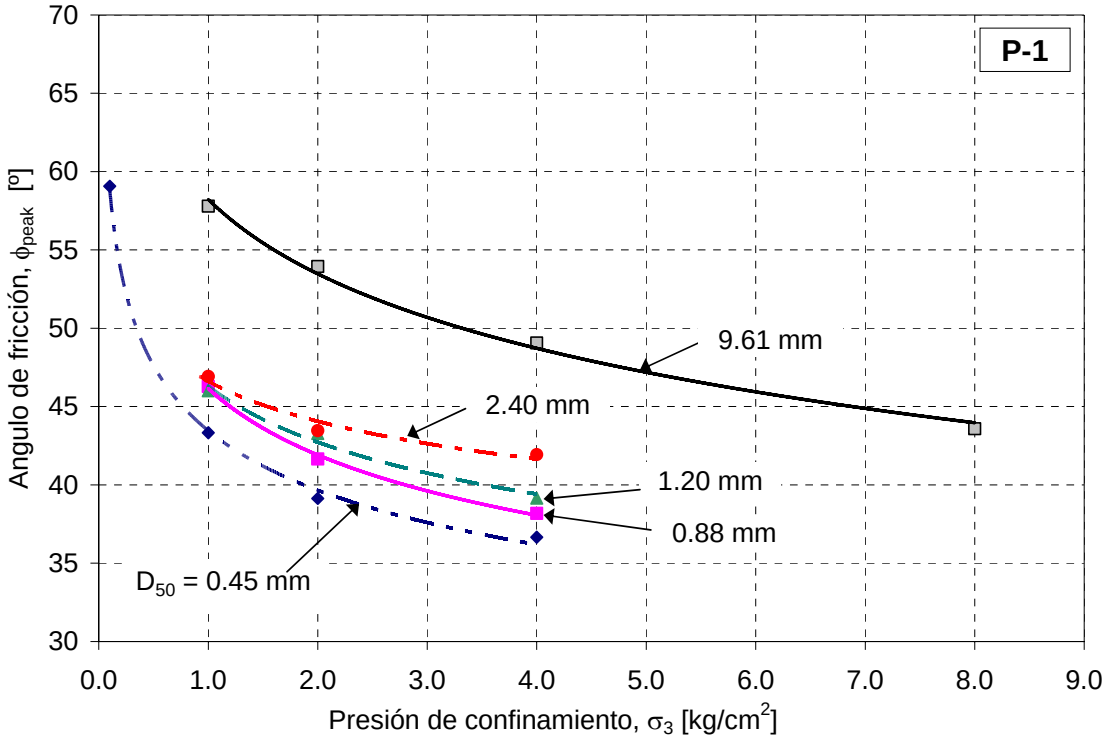


Fig. 6.26: Variación del ángulo de fricción máximo producto del nivel de tensiones en la muestra P-1.

Tabla 6.3: Angulo de fricción interna máximo en función de la presión de confinamiento para A-1.

σ_3 (kg/cm^2)	Angulo de fricción interna máximo			Promedio	Varianza
	D_{50} (mm) **0.51**	D_{50} (mm) **1.50**	D_{50} (mm) **12.98**		
0.2	66.0	65.6	65.4	65.7	0.1
0.4	62.7	60.8	59.6	61.0	2.5
0.7	61.6	61.6	55.5	59.6	12.7
2.0	54.3	55.6	53.4	54.4	1.2
4.0	51.0	---	50.2	50.6	0.3
6.0	47.7	---	48.7	48.2	0.5
Promedio	57.3	60.9	55.5	---	---

Tabla 6.4: Angulo de fricción interna máximo en función de la presión de confinamiento para M-1.

σ_3 (kg/cm^2)	Angulo de fricción interna máximo				Promedio	Varianza
	D_{50} (mm) **0.33**	D_{50} (mm) **0.89**	D_{50} (mm) **2.43**	D_{50} (mm) **6.62**		
0.2	58.0	61.4	62.5	59.8	60.4	3.8
0.4	54.9	60.0	60.5	57.3	58.2	6.7
0.7	52.6	57.5	56.4	54.8	55.3	4.6
2.0	46.8	50.1	49.9	45.7	48.1	4.8
4.0	43.1	45.9	43.9	43.1	44.0	1.8
6.0	41.6	44.8	42.7	42.6	42.9	1.8
Promedio	49.5	53.3	52.7	50.6	---	---

Tabla 6.5: Angulo de fricción interna máximo en función de la presión de confinamiento para M-2.

σ_3 (kg/cm^2)	Angulo de fricción interna máximo			Promedio	Varianza
	D_{50} (mm) **0.71**	D_{50} (mm) **1.85**	D_{50} (mm) **3.93**		
0.5	49.1	48.7	48.1	48.6	0.26
1.0	48.5	47.0	46.5	47.3	1.14
3.0	46.3	46.0	45.4	45.4	0.19
Promedio	48.0	47.2	46.7	---	---

Tabla 6.6: Angulo de fricción interna máximo en función de la presión de confinamiento para M-3.

σ_3 (kg/cm^2)	Angulo de fricción interna máximo			Promedio	Varianza
	D_{50} (mm) **2.23**	D_{50} (mm) **5.75**	D_{50} (mm) **11.73**		
0.5	45.7	46.0	48.5	46.7	2.47
1.0	45.4	45.6	46.8	45.9	0.54
3.0	44.7	44.7	45.6	45.0	0.29
Promedio	45.3	45.4	47.0	---	---

Tabla 6.7: Angulo de fricción interna máximo en función de la presión de confinamiento para P-1.

σ_3 (kg/cm^2)	Angulo de fricción interna máximo					Promedio	Varianza
	D_{50} (mm) **0.45**	D_{50} (mm) **0.88**	D_{50} (mm) **1.20**	D_{50} (mm) **2.40**	D_{50} (mm) **9.61 (Serie 2)**		
0.1	59.1						
1.0	43.3	46.3	46.0	46.9	57.8	48.1	31.5
2.0	39.1	41.7	43.3	43.5	53.9	44.3	32.1
4.0	36.7	38.2	39.2	41.9	49.1	41.0	24.0
8.0					43.6		
Promedio	39.7	42.1	42.8	44.1	51.1	---	---

En la muestra A-1 se puede establecer una única curva de variación del ángulo de fricción máximo, mientras que en las otras muestras se pueden establecer curvas para los diferentes tamaños de partículas. Se manifiesta una tendencia al crecimiento de ϕ_{peak} con el aumento del tamaño de partículas en las muestras P-1 y M-3, lo contrario sucede en la muestra M-2, pero la muestra M-1 no exhibe una tendencia clara.

Es interesante notar que a presiones bajo 3 kg/cm^2, la muestra M-1, constituida por partículas angulosas, moviliza ángulo de fricción mas altos que las muestras M-2 y M-3, las cuales son mas redondeadas. Este hecho experimental puede ser atribuido, además, a la diferencia de densidad relativa. Para verificar el efecto de la

forma de partículas en la resistencia máxima, se realizaron ensayos adicionales que se presentan posteriormente en este capítulo.

Se observa de las figuras y tablas anteriores que la mayor variación de ϕ_{peak} se produce para la muestra P-1 con una diferencia de 10° entre la muestra con D_{50} de 2.4 mm y 9.61 mm, en el caso de la muestra M-2 y M-3 se observa una diferencia máxima de 2° y 3° respectivamente. En la muestra M-2 se aprecia una leve diferencia del ángulo de fricción menor a 0.5° para las granulometrías con D_{50} de 1.85 mm y 3.93 mm, en la muestra M-3 ocurre algo similar para las granulometrías con D_{50} de 2.23 mm y 5.75 mm.

La variación de ϕ_{peak} es decreciente a medida que aumenta la presión de confinamiento. A bajas presiones como 0.5 kg/cm^2 las muestras M-2 y M-3 alcanzan ángulos de fricción entre 45° a 49°, por otra parte, para presiones menor a 1 kg/cm^2 la muestra P-1 alcanza valores de ϕ_{peak} cercanos a 60°. Para presiones de confinamiento de 3 kg/cm^2 la muestras M-1 y M-2 alcanzan ángulos de fricción cercanos a 46°, mientras que en la muestra P-1 la granulometría con D_{50} de 0.45 mm ϕ_{peak} alcanza un valor de 36° y en la granulometría de mayor tamaño el valor de ϕ_{peak} es cercano a 44°. Para los niveles de tensiones estudiados, no se observa que los ángulos de fricción secante de la muestra P-1 alcancen un valor constante, lo que indica un desarrollo significativo de rotura de partículas y esto provoca una curvatura de la envolvente de falla de resistencia máxima.

6.1.6 Envolvente de falla

Para determinar los parámetros de resistencia al corte se utilizó una regresión lineal para los datos de tensión normal, σ_n, y de resistencia al corte máxima, τ, obtenidos por medio de ensayos triaxiales drenados efectuados en las muestras, M-2, M-3 y P-1.

Para la muestra M-2, que se presentan en la tabla 6.8, los parámetro de resistencia al corte de las curvas homotéticas son muy similares. Por otro lado, el ángulo de fricción interna medio de 45° es menor a los promedios de ϕ_{peak} calculados en tabla 6.5 y la cohesión que es menor a 0.16 kg/cm^2 puede ser considerada nula.

En el caso de la muestra M-3, en la tabla 6.9 se observa que las curvas homotéticas con D_{50} de 5,75 mm y 2.23 mm poseen los mismos parámetros de resistencia al corte. En general la cohesión es menor a 0.11 kg/cm^2, por lo cual puede ser despreciada y el ángulo de fricción interna es levemente menor al ϕ_{peak} obtenido en la tabla 6.6.

En las curvas homotéticas de la muestra P-1, que se presenta en la tabla 6.10, se aprecia una reducción del ángulo de fricción al disminuir el tamaño de partículas y una cohesión en general menor a 0.6 kg/cm^2. Para los ensayos a gran escala el ángulo de fricción interna es similar para ambas series de ensayo y su cohesión es mayor a 1 kg/cm^2 la cual no es despreciable. En general, el ángulo de fricción es bastante menor a los ϕ_{peak} presentados en la tabla 6.7.

Tabla 6.8: Envolvente lineal para homotéticas de muestra M-2.

Ensayo	Envolvente de resistencia máxima	
	Cohesión (kg/cm^2)	Ángulo de fricción interna (°)
Homotética D_{50} = 3.93 mm	0.11	44.9
Homotética D_{50} = 1.85 mm	0.11	45.4
Homotética D_{50} = 0.71 mm	0.16	45.5

Tabla 6.9: Envolvente lineal para homotéticas de muestra M-3.

Ensayo	Envolvente de resistencia máxima	
	Cohesión (kg/cm^2)	Ángulo de fricción interna (°)
Homotética D_{50} = 11.73 mm	0.11	45.0
Homotética D_{50} = 5.75 mm	0.05	44.4
Homotética D_{50} = 2.23 mm	0.05	44.4

Tabla 6.10: Envolvente lineal para homotéticas de muestra P-1 y ensayos a gran escala.

Ensayo	Envolvente de resistencia máxima	
	Cohesión (kg/cm^2)	Ángulo de fricción interna (°)
Primera Serie a gran escala	1.05	41.9
Segunda Serie a gran escala	1.77	39.9
Homotética D_{50} = 2.40 mm	0.39	40.0
Homotética D_{50} = 1.20 mm	0.58	37.6
Homotética D_{50} = 0.88 mm	0.50	37.0
Homotética D_{50} = 0.45 mm	0.47	33.7

Si por otro lado, se caracteriza la resistencia al corte por medio de una envolvente parabólica, dada por la ecuación Ec. 2.8, se puede relacionar la resistencia al corte con el nivel de tensiones, considerando de esta manera la curvatura de la envolvente de falla que experimentan los suelos gruesos a altas presiones. En el caso que el exponente "*b"* sea cercano a la unidad, la envolvente se acerca a una recta y si la cohesión es nula el parámetro "*a"* obviamente se convierte en la tangente de ϕ.

Para la muestra M-2 presentada en la tabla 6.11, se obtienen parámetros *a* y *b* muy similares entre curvas homotéticas, lo cual indica que el método de granulometrías paralelas funciona bien en este caso.

En el caso de la muestra M-3 que se expone en la tabla 6.12, se observa que las curvas homotéticas con D_{50} de 2.23 mm y 5.75 mm presentan los mismos parámetros *a* y *b*, lo cual señala que en cuanto a resistencia máxima ambas gradaciones se comportan de igual forma. Además el parámetro "*b"* para las muestras M-2 y M-3 es cercano a la unidad, por lo tanto estas envolventes pueden ser representadas por una línea recta.

Para la muestra P-1 se presenta los parámetros *a* y *b* en la tabla 6.13, para los ensayos a gran escala y sus homotéticas. El parámetro *b* es menor a 0.9 para todos los ensayos, lo cual refleja la curvatura de la envolvente. Por lo demás, se observa que solo las homotéticas con D_{50} de 1.20 mm y 0.88 mm presentan parámetros *a* y *b* cércanos.

En general, los parámetros *a* y *b* se encuentran dentro de los valores expuestos por de Almeida (2001) para enrocados y son similares para todas las muestras homotética, excepto la muestra P-1. Se debe señalar que todas las envolventes son expuestas en el Anexo B de esta tesis.

Tabla 6.11: Envolvente parabólica para homotéticas de muestra M-2.

Ensayo	**Envolvente parabólica**	
	a (kg/cm^2)	**b**
Homotética D_{50} = 3.93 mm	1.11	0.94
Homotética D_{50} = 1.85 mm	1.12	0.95
Homotética D_{50} = 0.71 mm	1.15	0.94

Tabla 6.12: Envolvente parabólica para homotéticas de muestra M-3.

Ensayo	Envolvente parabólica	
	a (kg/cm^2)	b
Homotética D_{50} = 11.73 mm	1.11	0.94
Homotética D_{50} = 5.75 mm	1.02	0.98
Homotética D_{50} = 2.23 mm	1.02	0.98

Tabla 6.13: Envolvente parabólica para homotéticas de muestra P-1 y ensayos a gran escala.

Ensayo	Envolvente parabólica	
	a (kg/cm^2)	b
Primera Serie a gran escala	1.41	0.88
Segunda Serie a gran escala	1.88	0.74
Homotética D_{50} = 2.40 mm	1.14	0.87
Homotética D_{50} = 1.20 mm	1.16	0.84
Homotética D_{50} = 0.88 mm	1.15	0.82
Homotética D_{50} = 0.45 mm	1.03	0.82

6.1.7 Rotura de partículas

Se determinaron las granulometrías post-ensayo, para un σ_3 dado, de las curvas homotéticas de los materiales M-1, M-2, M-3 y P-1, las cuales se presentan en las Figs. 6.27 a 6.30.

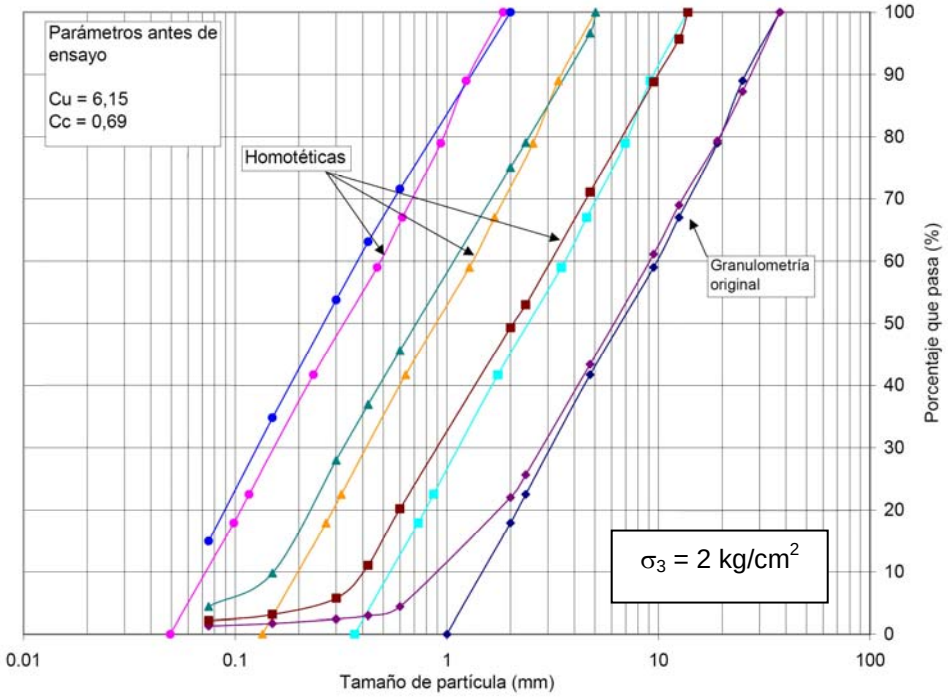


Fig. 6.27: Granulometrías post-ensayo y original para muestras homotéticas de material M-1.

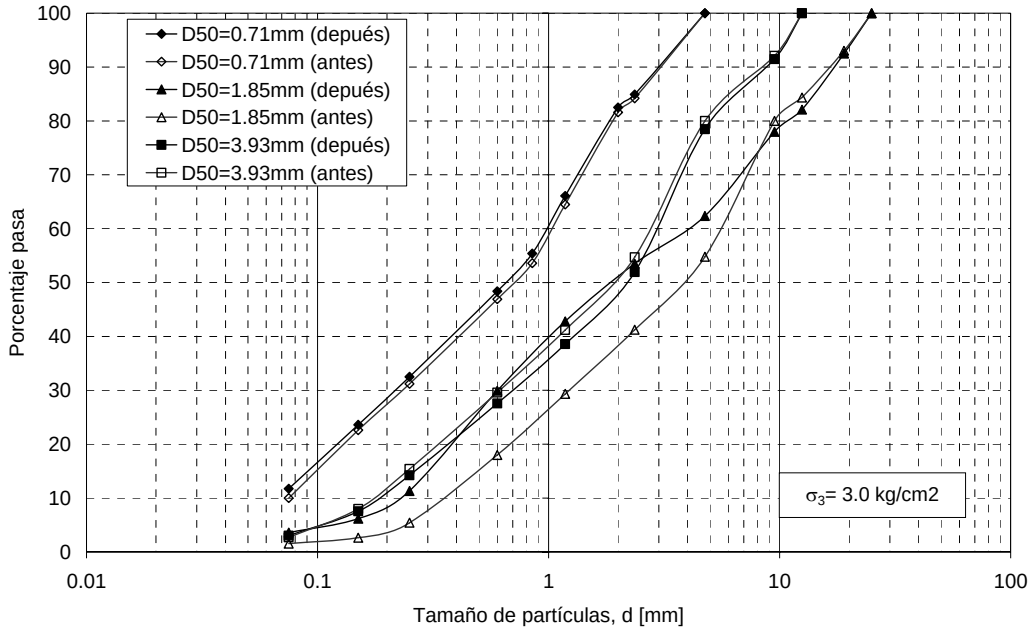


Fig. 6.28: Granulometrías post-ensayo y original para muestras homotéticas de material M-2.

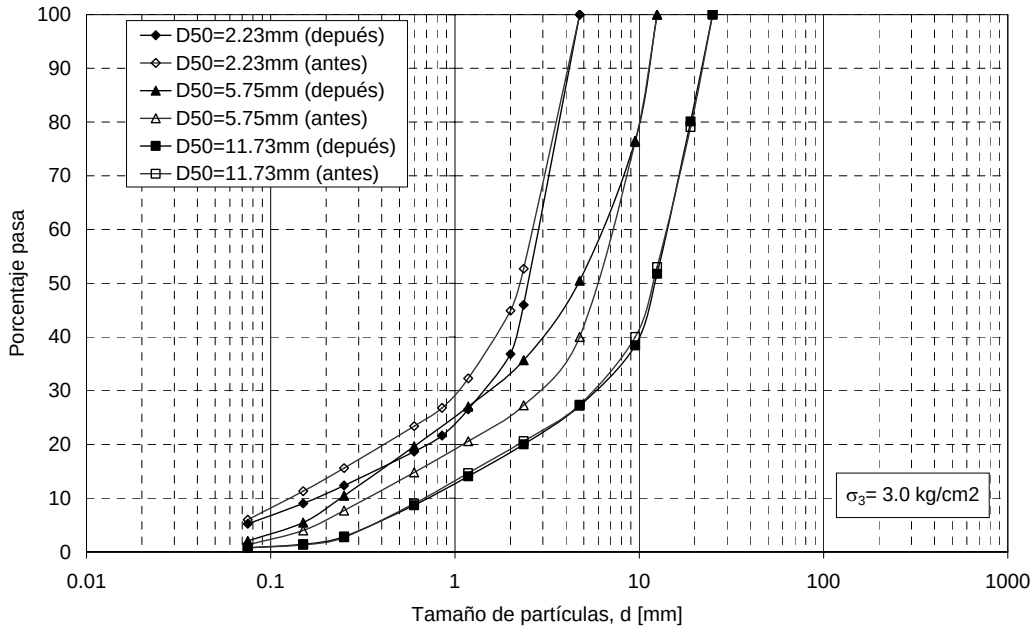


Fig. 6.29: Granulometrías post-ensayo y original para muestras homotéticas de material M-3.

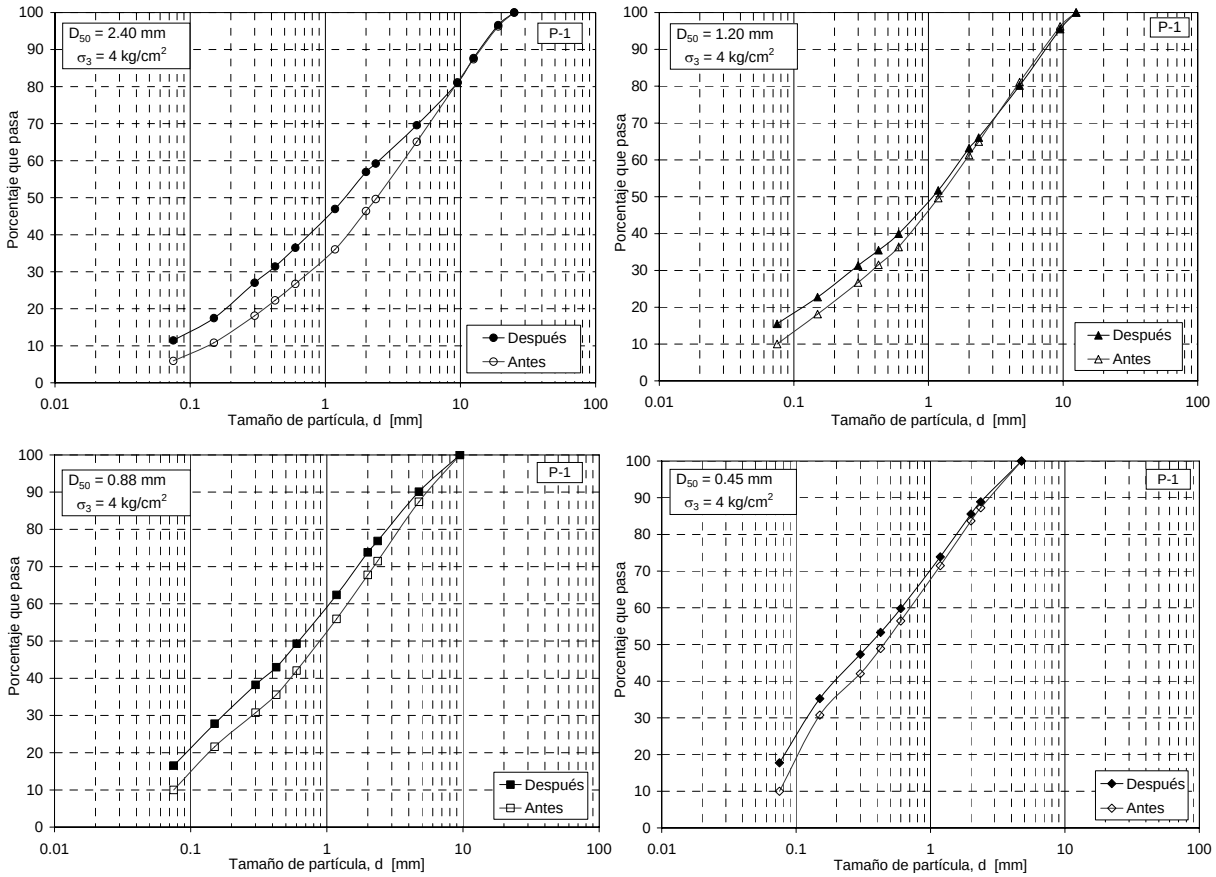


Fig. 6.30: Granulometrías post-ensayo y original para muestras homotéticas de material P-1.

En la Fig. 6.28 se aprecia que las gradaciones homotéticas de la muestra M-1 no sufren un gran aumento de la cantidad de finos y las variaciones se producen principalmente en las fracciones inferiores, lo cual indica una baja rotura de partículas. En el caso de las curvas homotéticas de la muestra M-2 (Fig. 6.28), para una presión de confinamiento de 3 kg/cm^2, no se observa una rotura importante para las probetas con D_{50} de 0.71 mm y 1.85 mm, pero si existe un nivel de variación elevado para la probeta con D_{50}= 3.93 mm a partir de partículas de 8mm de diámetro. Para el material M-3 (Fig. 6.29) no se observa un cambio importante de las granulometrías antes y después de ensayo para las curvas homotéticas con D_{50} de 2.23 mm y 11.73 mm. Sin embargo, en la curva homotética con D_{50} de 5.75 mm se observa un aumento de las partículas retenidas de diámetro menor a 5 mm. Para

todas las curvas homotéticas del material P-1, se observa en la Fig. 6.30 un aumento máximo del contenidos de finos en un 9% aprox., para un σ_3 de 4 kg/cm^2.

También se determinó la granulometría post-ensayo para la segunda serie efectuada en los materiales P-1 y P-2, cuyos resultados se presentan en la Fig. 6.31. Además, para estas granulometría se grafican en las Fig. 6.32 los porcentajes retenidos para diámetros espaciados a una razón logarítmica de 1.2.

Para la segunda serie se observa una rotura de partículas sobre 40 mm con respecto a la muestra P-2, lo cual aumenta el contenido de partículas bajo 40 mm hasta 4 mm de diámetro, luego se observa una nueva disminución del peso retenido de partículas entre 2 - 4 mm y un aumento del contenido de partículas bajo 2 mm de diámetro.

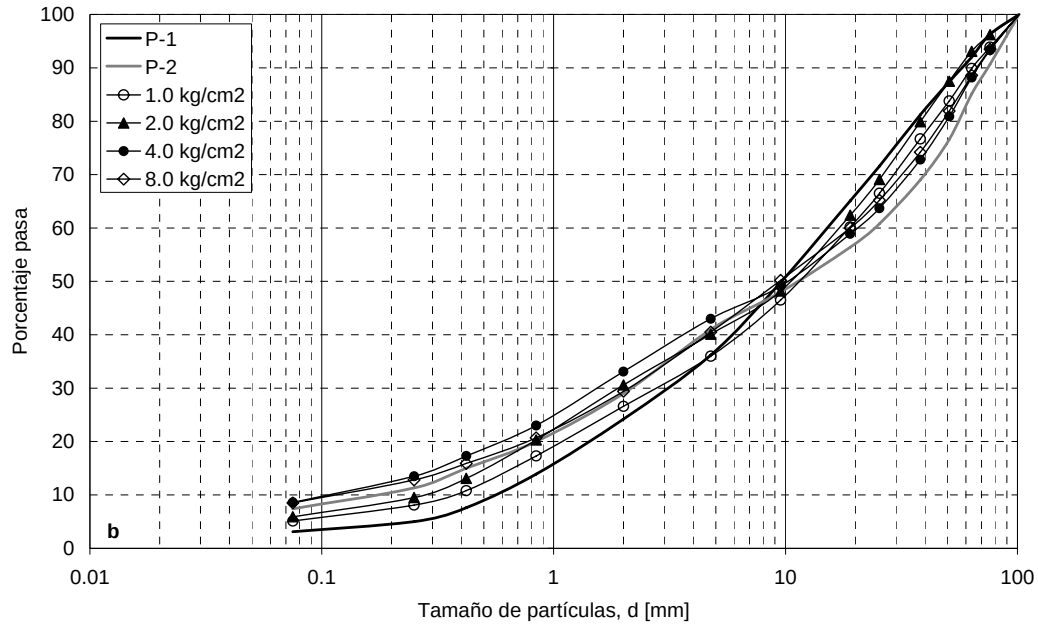


Fig. 6.31: Granulometrías post-ensayo para muestras de segunda serie.

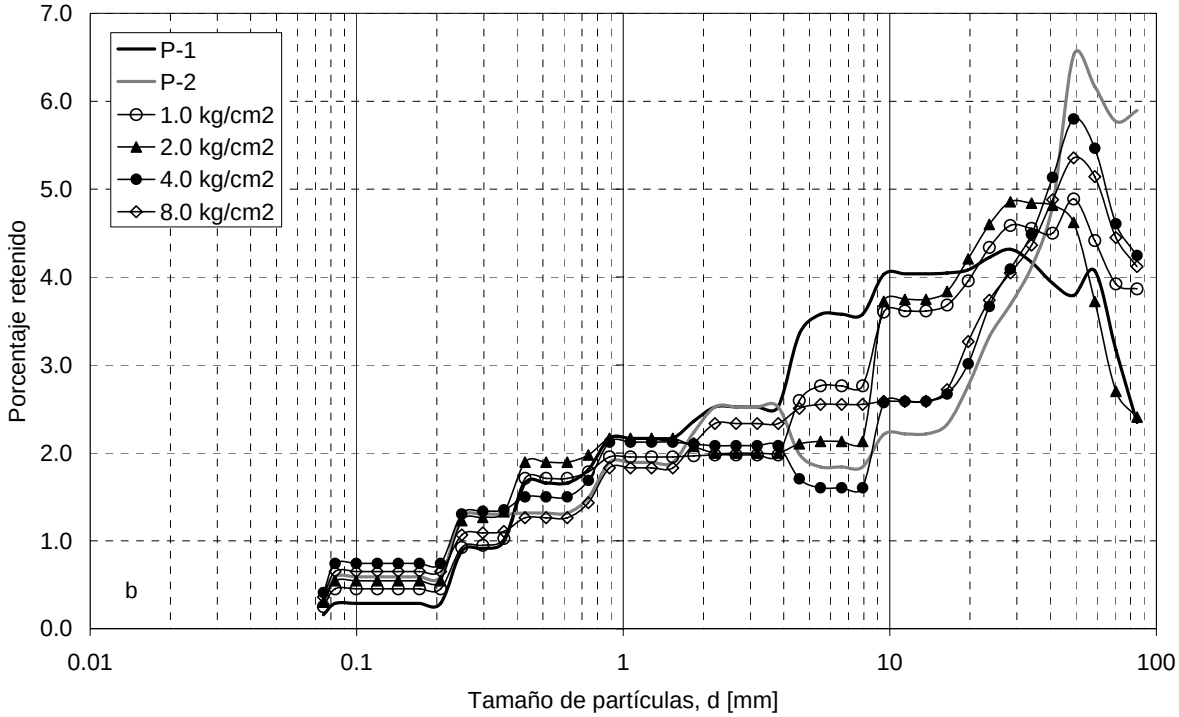


Fig. 6.32: Porcentaje retenido por diámetro de partícula para muestras de segunda serie.

6.2 Método de corte

En el Capitulo 4 de esta tesis se presentó las mezclas de grava y arena realizada con la muestra extraída de la rivera del Río Maipo, estas muestras serán utilizadas para el análisis del método de corte y para el análisis del efecto del contenido de partículas de sobre-tamaño en la resistencia al corte del suelo.

Si las mezclas que contiene un 20%, 40%, 60% y 80% de partícula de sobre-tamaño, se cortan en un tamaño de partículas de 3/8" se obtiene la misma muestra equivalente de corte para todas las mezclas.

Las granulometrías y densidades límites de estas muestras son presentadas en lo gráficos de la Fig. 6.33.

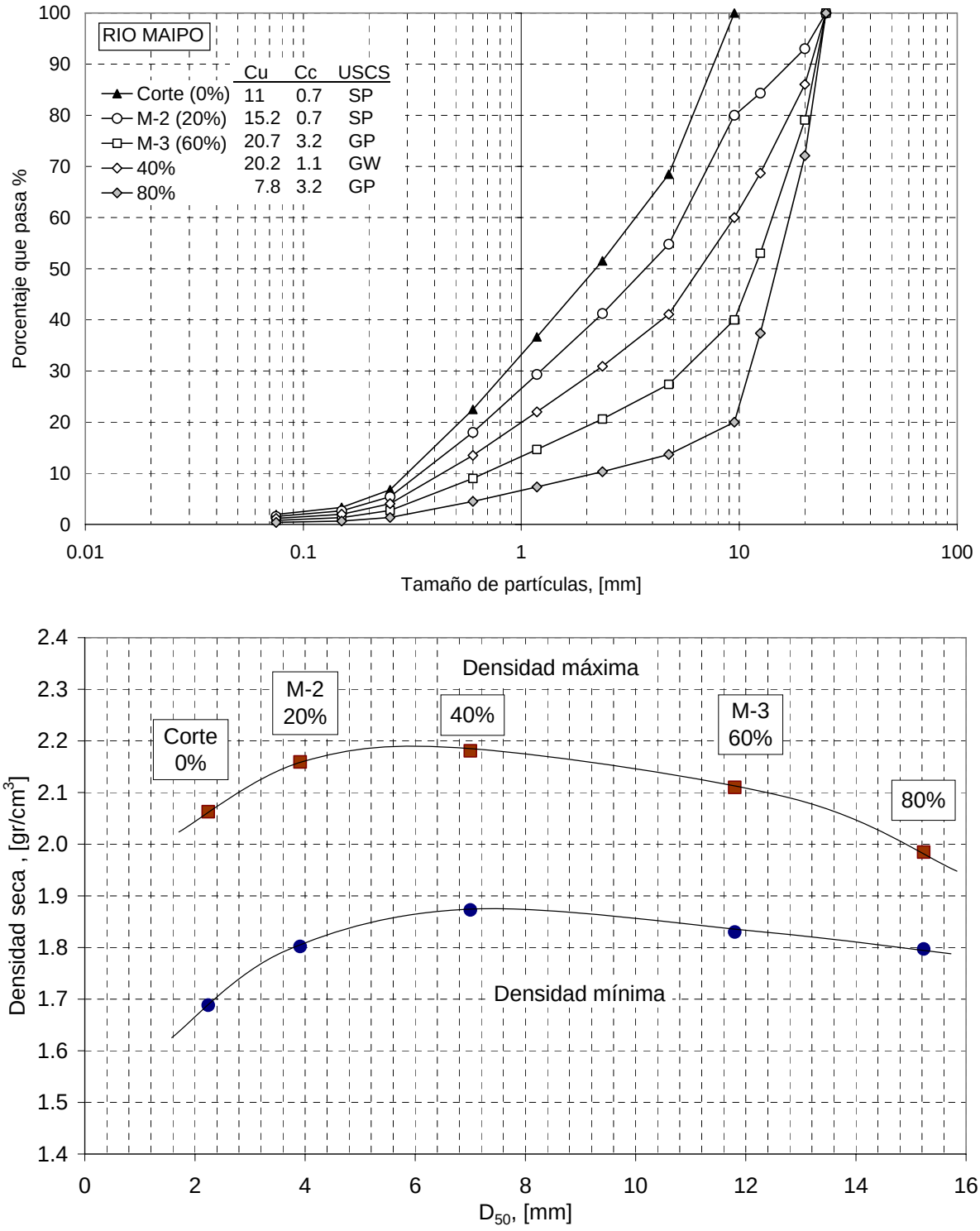


Fig. 6.33: Granulometrías y densidades límites de muestras originales y de corte.

Se observa en la Fig. 6.33 que solo la muestra con un 40% de partículas de sobre-tamaño clasifica como bien graduada, el resto son pobremente graduadas. La muestra equivalente presenta un coeficiente de uniformidad menor al de las muestra con un contenido de 20%, 40% y 60% de partículas de sobre-tamaño, pero mayor al de la muestra con un 80% de partículas de sobre-tamaño. Por otro lado, se observa una gran variación de las densidades límites de la muestra equivalente, con respecto a las muestras originales.

6.2.1 Forma y dureza de partículas

En la Fig. 6.34 se presenta las formas de partículas de las muestras M-2 (20%), M-3 (40%) y Corte. Se aprecia que la muestra M-3 (60%) presenta una forma predominante de partículas redondeadas a sub-redondeadas. Las partículas mayores de la muestra M-2 (20%) tienen formas redondeada, mientras que en las partículas mas pequeñas se distinguen formas sub-angulares a sub-redondeadas, con caras de fracturas frescas. En la muestra de Corte se aprecian formas sub-angulares a sub-redondeadas. En general, la forma de partículas al aplicar este método no se conserva totalmente, ya que trabaja con partículas pequeñas, que presentan caras fracturada y por ende mayor angulosidad que las partículas de las muestras originales.

Al igual que en el método anterior las muestras utilizadas presentan partículas de diferentes mineralogías, por lo cual no se puede asignar una resistencia de partícula individual que represente a toda la muestra.

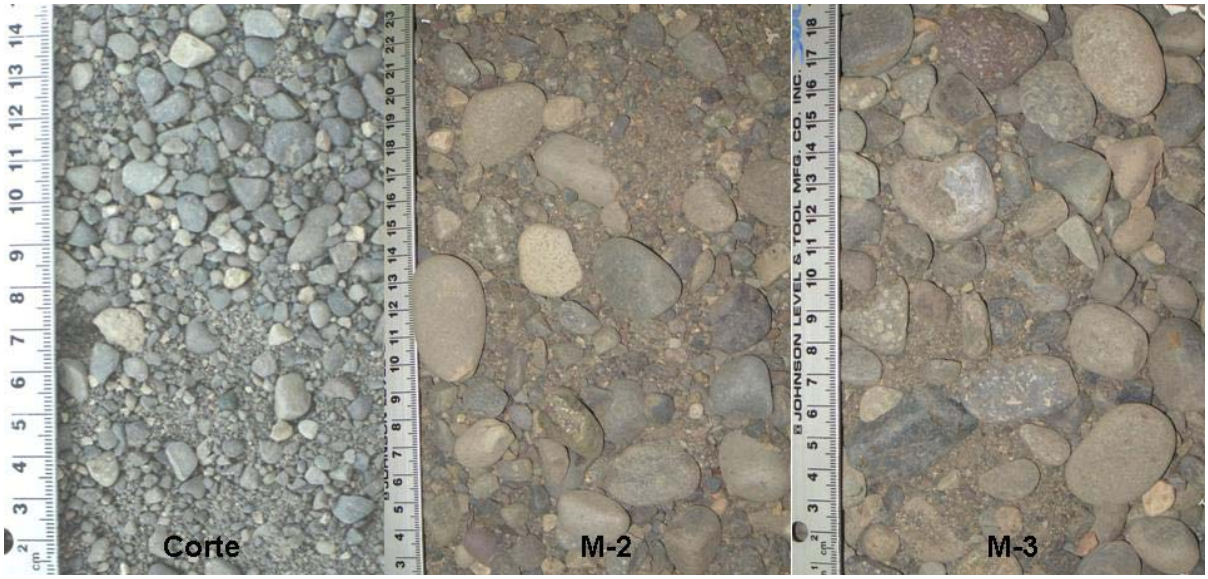


Fig. 6.34: Forma de las partículas de las muestras M-2, M-3 y Corte de estas.

6.2.2 Comportamiento tensión-deformación y dilatancia

En las Figs. 6.35 a 6.36 se puede observar el comportamiento tensión-deformación y variación volumétrica de la muestra equivalente de corte y las muestras con un contenido de 20%, 40%, 60% y 80% de partículas de sobre-tamaño. Se observa que la muestra equivalente desarrolla una rigidez inicial mas elevada que el resto de las muestras y solo para una presión de confinamiento de 0.5 kg/cm^2, una resistencia máxima similar a las otras muestras.

En cuanto al cambio volumétrico se puede apreciar que en general no coincide con el comportamiento de las muestras originales y dilata a una deformación axial mucho menor a las otras muestras, lo cual explica la rigidez inicial elevada. Por ende, este método no entrega una buena aproximación del comportamiento tensión-deformación y dilatancia de las muestras originales, como sí lo logra el método de las curvas homotéticas.

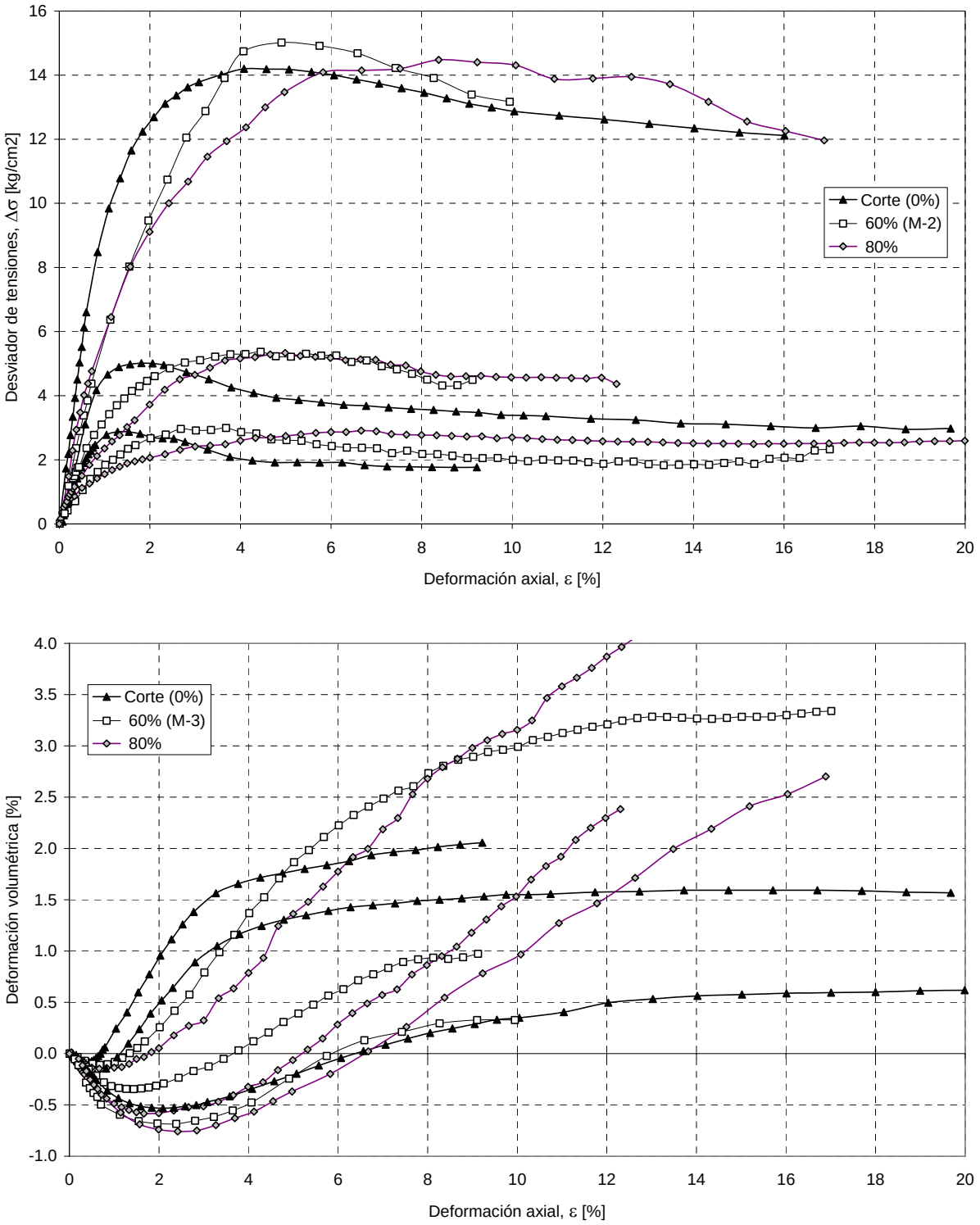


Fig. 6.35: Comportamiento tensión-deformación y cambio volumétrico de las muestras con un 60% y 80% de partícula de sobre-tamaño, y muestra equivalente de corte.

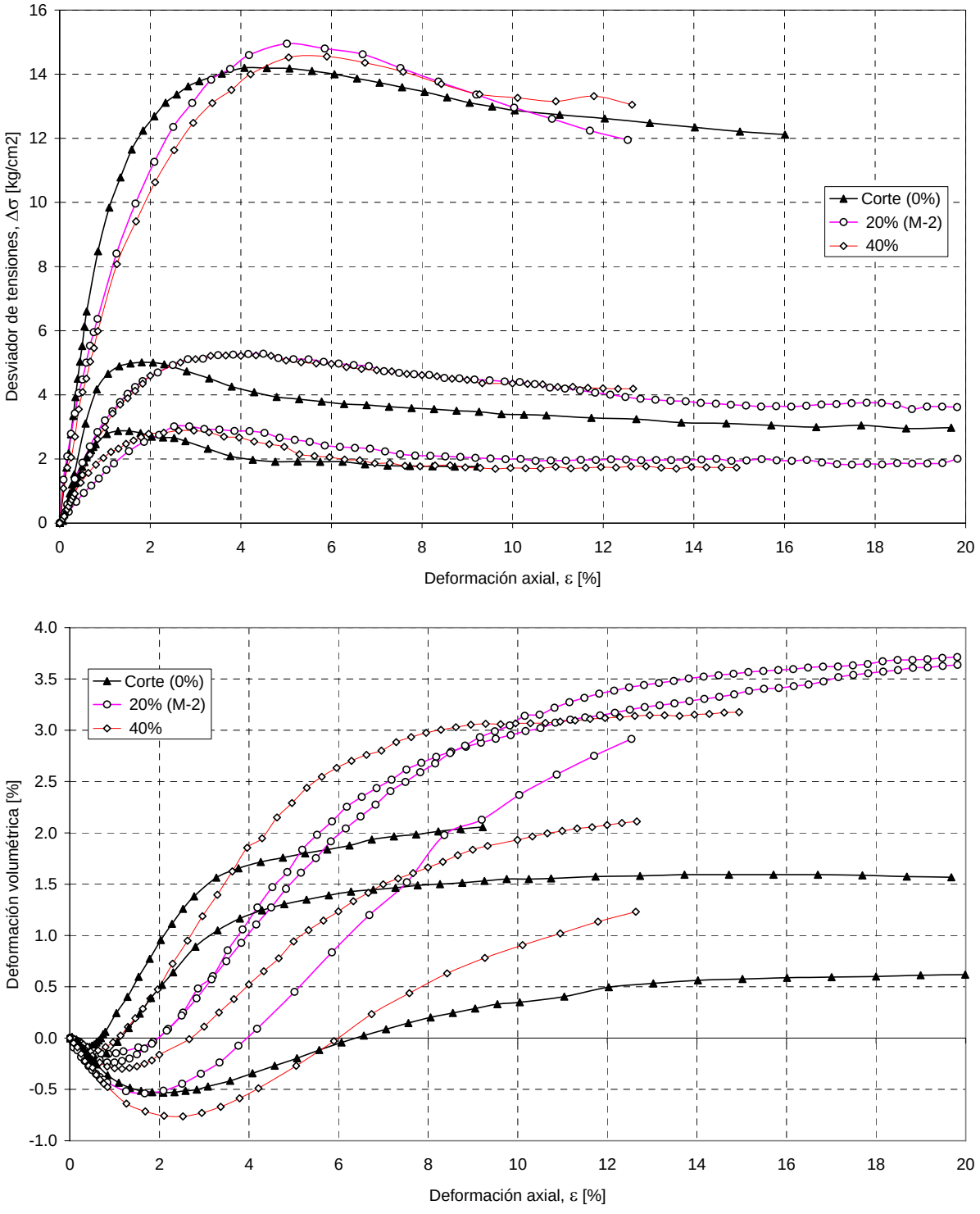


Fig. 6.36: Comportamiento tensión-deformación y cambio volumétrico de las muestras con un 20% y 40% de partícula de sobre-tamaño, y muestra equivalente de corte

6.2.3 Módulo de deformación

Las curvas tensión-deformación presenta una rigidez inicial que puede ser representada por el módulo de deformación, E_{50}, que se determina para un 50% de la tensión máxima. Dicho módulo fue calculado para las muestras originales y de corte, cuyos resultados se presentan, en función de la presión de confinamiento, en la Fig. 6.37.

Los ensayos permitieron obtener una ecuación que relaciona E_{50} con la presión de confinamiento, σ_3, con un buen ajuste, ya que no existe una gran dispersión de datos. Se puede apreciar claramente que la muestra de corte sobreestima el módulo de deformación de las muestras originales.

Por lo anterior, no es recomendable utilizar este método para la estimación de asentamientos o algún diseño geotécnico que requiera conocer el módulo de deformación de un suelo grueso.

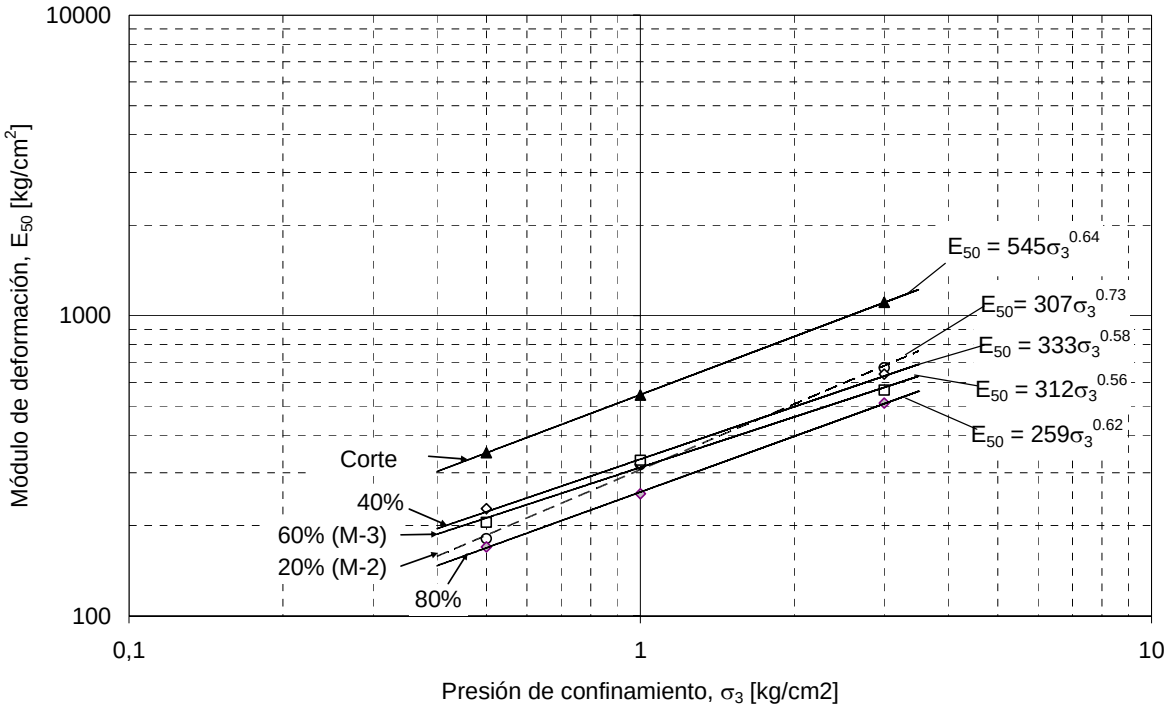


Fig. 6.37: Variación del modulo de deformación, E_{50}, en función de la presión de confinamiento para las muestras originales y corte.

6.2.4 Angulo de fricción interna máximo

Se determinó el ángulo de fricción máximo para las muestras originales y de corte, cuyos resultados se presentan en la Fig. 6.38. Los valores de ϕ_{peak} de las estas muestras son resumidos en la tabla 6.14.

El método de corte entrega un ángulo de fricción máximo menor al de las muestras originales, hasta 1.5 º mas bajo, esto puede ocurrir ya que la gradación de la muestra equivalente de corte es más uniforme, en general, que las muestras originales. Además, este método no distingue el aporte de resistencia de las partículas de sobre-tamaño en la muestra con un 60% y 80% de estas, ya que es la misma muestra equivalente para todas las muestras.

En cambio el método de curvas homotéticas mantiene el coeficiente de uniformidad, pero puede generar ángulos de fricción máximos levemente mayores o menores que el de las muestras originales.

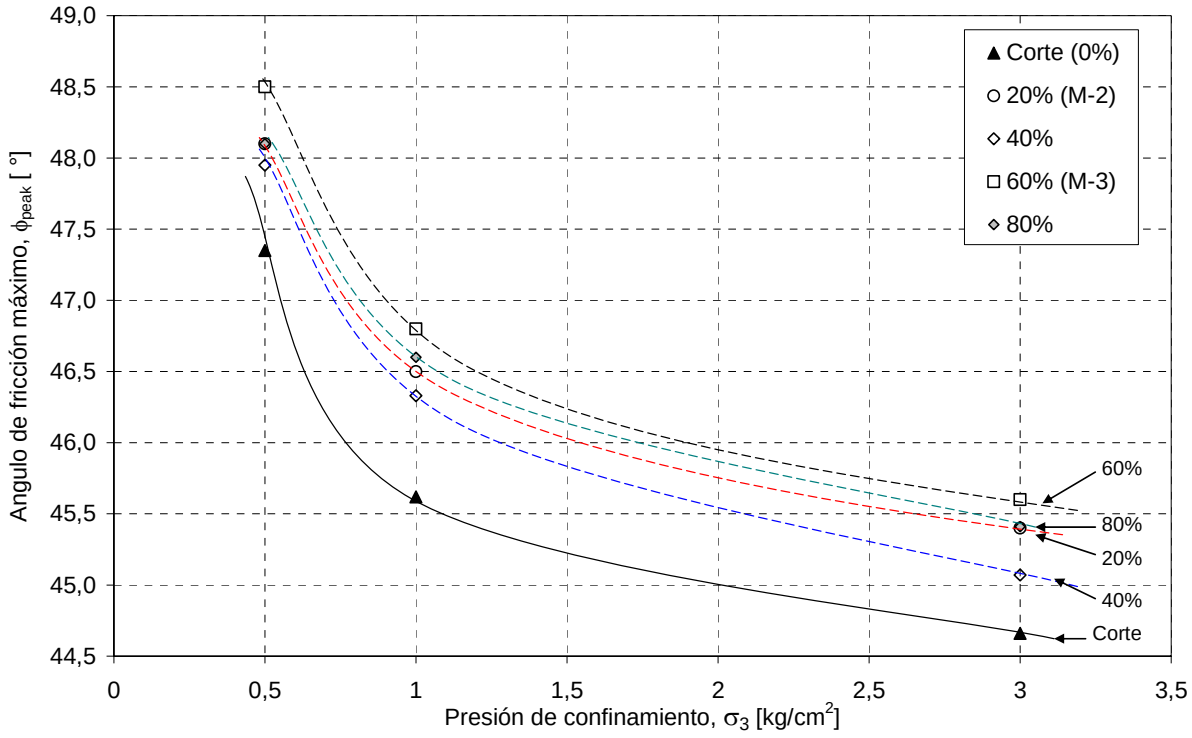


Fig. 6.38: Variación del ángulo de fricción máximo para las muestras originales y de corte.

Tabla 6.14: Angulo de fricción máximo de la muestras originales y de corte.

σ_3 (kg/cm^2)	Angulo de fricción interna máximo					Promedio	Varianza
	Corte	20% M-2	40%	60% M-3	80%		
0.5	47.3	48.2	48.0	48.5	48.1	48.0	0.20
1.0	45.6	46.5	46.3	46.8	46.6	46.3	0.21
3.0	44.7	45.4	45.1	45.6	45.4	45.2	0.12
Promedio	45.9	46.7	46.5	47.0	46.7	---	---

6.2.5 Envolvente de falla

Si se considera una envolvente representada por la ecuación de Mohr-coulomb, se obtiene los parámetros de resistencia al corte cohesión y ángulo de fricción. Estos parámetros son estimados para las muestras originales y de corte, cuyos resultados son presentados en la tabla 6.15. En esta tabla se aprecia que el ángulo de fricción de las muestra de corte es similar a los ϕ's de las muestras originales, y además la cohesión es semejante para todas las muestras. La cohesión determinada es bastante baja, por ello puede ser considerada nula para el diseño geotécnico.

Tabla 6.15: Envolvente lineal para muestras originales y de corte.

Ensayo	Envolvente de resistencia máxima	
	Cohesión (kg/cm^2)	Ángulo de fricción interna (°)
Corte (0%)	0.10	44.1
20% (M-2)	0.11	44.7
40%	0.11	44.4
60% (M-3)	0.12	44.9
80%	0.13	44.3

Si se utiliza una envolvente parabólica, estimada por la ecuación 2.8, se debe determinar los coeficientes *a* y *b*. De este modo se obtuvieron los valores presentados en la Tabla 6.16. El parámetro *b* es cercano a la unidad por lo cual existe una mayor linealidad de las envolventes. En general, estos coeficientes son muy similares entre la muestra de Corte y las muestras originales, por lo cual en este caso el método de corte permite estimar una envolvente de falla común, al igual que el método de curvas homotéticas.

Tabla 6.16: Envolvente parabólica para muestras originales y de corte.

Ensayo	Envolvente parabólica	
	a (kg/cm^2)	b
Corte (0%)	1.07	0.949
20% (M-2)	1.10	0.945
40%	1.09	0.945
60% (M-3)	1.11	0.944
80%	1.10	0.940

6.2.6 Rotura de partículas

Para estimar el nivel de rotura de partículas se determinaron las granulometrías post-ensayo a una presión confinamiento de 3 kg/cm^2, algunas de las muestras en estudio. Las granulometrías originales y post-ensayo de las muestras de corte, M-2 (20%) y M-3 (60%), son expuestas en la Fig. 6.39. En esta figura se aprecia que las muestras de Corte y M-3 (60%) no desarrollan un cambio de granulometría significativo. Sin embargo, en la muestra M-2 (20%) efectivamente se aprecia un leve aumento en la cantidad de finos y un crecimiento del coeficiente de uniformidad, el cual refleja la existencia de rotura de partículas.

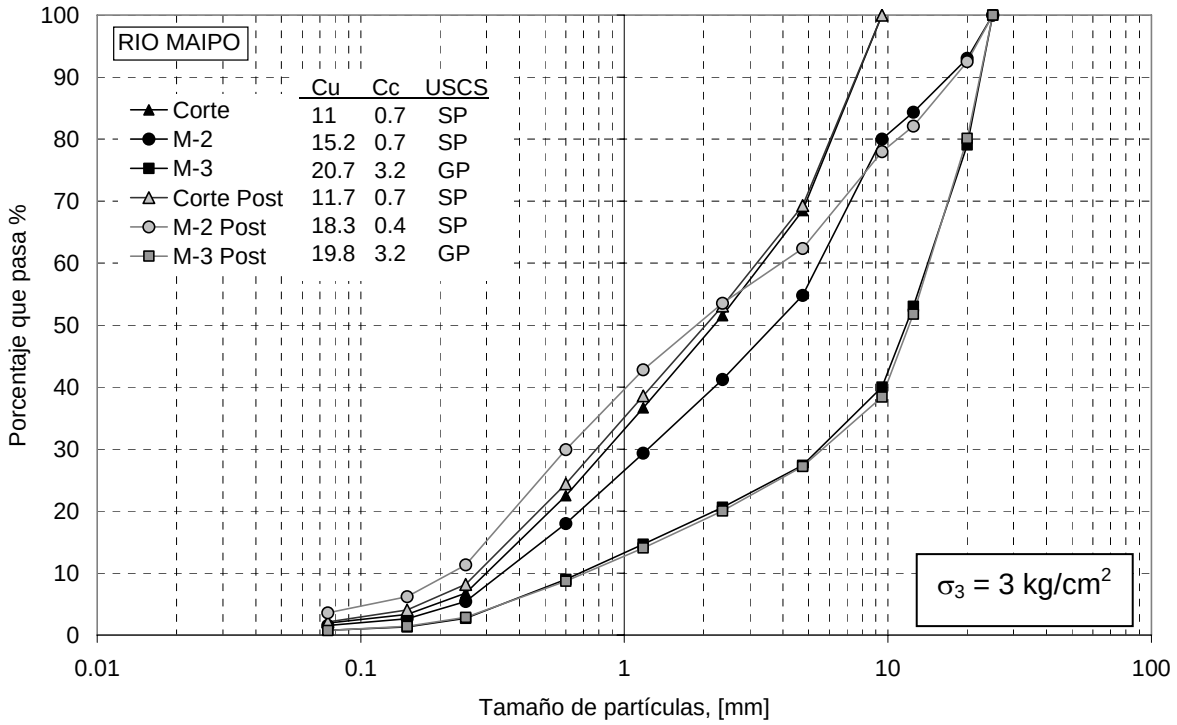


Fig. 6.39: Granulometría post ensayo de muestras M-2(20%), M-3(60%) y Corte.

6.3 Mezcla de suelos del Río Maipo.

Como se indicó anteriormente se realizaron una serie de mezclas para la grava y arena del Río Maipo. En la cual se dividió el suelo original en una fracción gruesa (sobre-tamaño) y una fracción fina, considerando como separación un tamaño de partículas de 3/8" (9.5 mm). Las granulometrías y densidades límites de estas muestras se presentan en las Figs. 6.40 y 6.41, respectivamente. Para estas muestras se realizaron ensayos triaxiales drenados, los cuales permiten determinar el efecto del aumento de la cantidad partículas de sobre-tamaño y el cambio del coeficiente de uniformidad en la resistencia al corte de suelos granulares gruesos.

En las densidades límites se aprecia un máximo para un contenido de un 40% de partículas de sobre-tamaño, y al aumentar el contenido de dichas partículas las densidades disminuyen incluso por debajo de las densidades de la muestra sin partículas de sobre-tamaño.

Se utilizó una densidad relativa de confección de 70%, el cambio de densidad producto de la presión de confinamiento se presenta en las tablas 6.17 y 6.18.

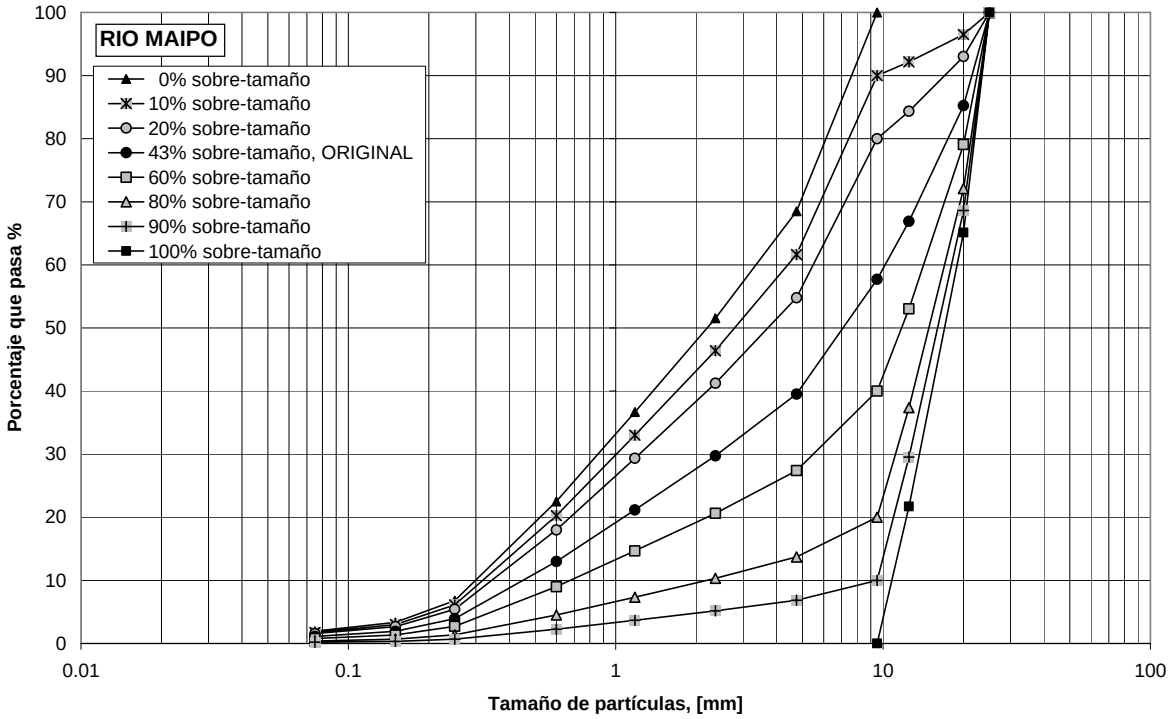


Fig 6.40: Granulometría de las muestras del Río Maipo con diferentes contenidos de partícula de sobre-tamaño.

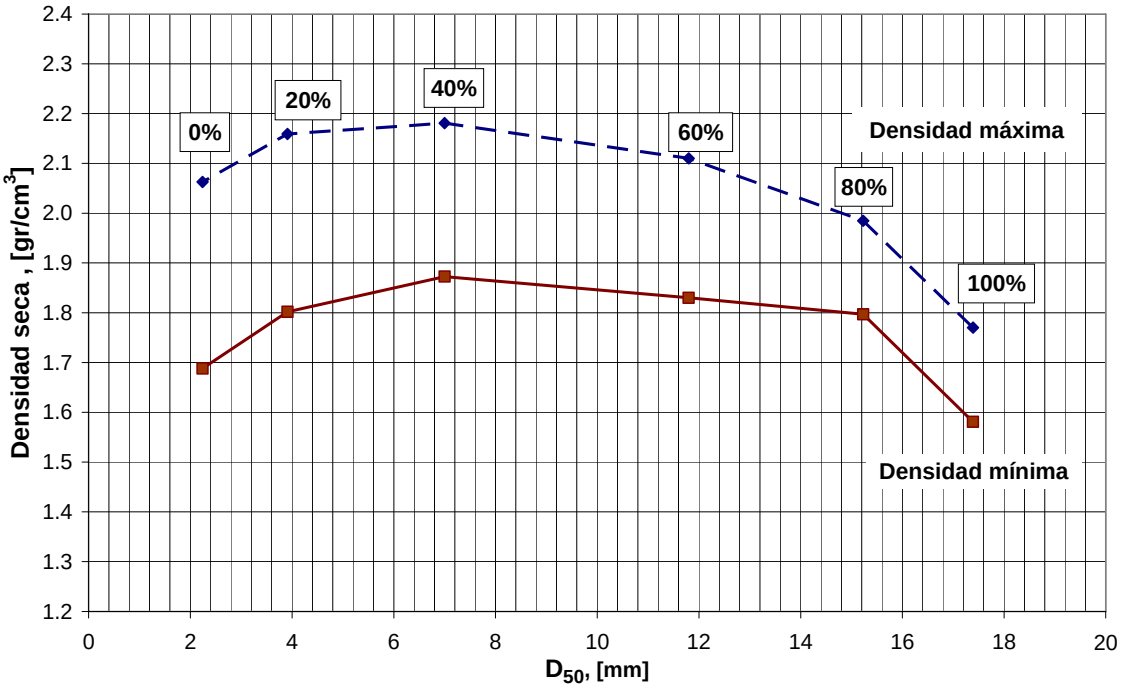


Fig. 6.41: Densidades límites de las muestras del Río Maipo con diferentes contenidos de partícula de sobre-tamaño.

Tabla 6.17: Densidades iniciales de ensayos triaxiales en muestra del Río Maipo.

% de partículas mayores a 3/8"	Diámetro medio D_{50} [mm]	Densidad confección [gr/cm^3]	σ_3 = 0.5 kg/cm^2		σ_3 = 1 kg/cm^2		σ_3 = 3 kg/cm^2	
			γ_d [gr/cm^3]	e	γ_d [gr/cm^3]	e	γ_d [gr/cm^3]	e
100	17.39	1.708	1.725	0.565	1.754	0.539	1.780	0.517
80	15.23	1.924	1.941	0.396	1.963	0.381	1.994	0.359
60 (M-3)	11.8	2.026	2.045	0.325	2.063	0.314	2.067	0.311
40	6.99	2.078	2.089	0.302	2.095	0.298	2.140	0.271
20 (M-2)	3.91	2.038	2.044	0.336	2.052	0.330	2.052	0.330
0	2.24	1.934	1.940	0.407	1.948	0.401	1.959	0.394

Tabla 6.18: Densidad relativa de confección y de ensayo en muestras del Río Maipo.

% de partículas mayores a 3/8"	Diámetro medio D_{50} [mm]	D_R confección [%]	D_R inicial [%] σ_3 = 0.5 kg/cm^2	D_R inicial [%] σ_3 = 1 kg/cm^2	D_R Inicial [%] σ_3 = 3 kg/cm^2
100	17.39	70	78	92	105
80	15.23	69	78	89	104
60 (M-3)	11.8	73	79	85	86
40	6.99	70	74	75	88
20 (M-2)	3.91	70	72	74	74
0	2.24	70	71	73	76

En las tablas 6.18 se observa que la densidad relativa de confección varía levemente al aplicar las diferentes presiones de confinamiento para las muestras con un 0% y 20% de contenido de partícula de sobre-tamaño. En el caso de las muestras con un contenido de partículas de sobre-tamaño de 40% y 60% la densidad relativa inicial varía entre un 74% y 88%. Pero al aumentar el contenido de partícula de sobre-tamaño por sobre un 80%, la densidad relativa crece incluso por sobre un 100%, para una presión de confinamiento de 3 kg/cm^2. Esto se puede explicar a la lubricación entre las partículas de mayor tamaño producto del agua y a la mayor cantidad de vacíos que permite un mejor reacomodo de las partículas, esto genera una densidad mayor a la obtenida por el método seco utilizado por la norma ASTM.

Para comprobar la tendencia de los resultados obtenidos también se generaron granulometrías con un contenido de partículas de sobre-tamaño de 10% y 90%, que fueron ensayadas solo para una presión de confinamiento de 0.5 kg/cm^2.

6.3.1 Forma y dureza de partículas

Para el análisis de resultados se debe tener en consideración que el material utilizado presenta una forma de partículas predominante sub-redondeada a sub-angular, para la gran mayoría de los tamaños que son posibles de observar a simple vista, esto se aprecia en la Fig. 6.42. Además, las partículas de grava son en su mayoría sanas y no se advierten partículas meteorizadas que alteren mayormente la resistencia al corte. Al igual que en los casos anteriores las muestras al provenir de un río contienen partículas de diferentes mineralogías, por lo cual no se puede determinar una dureza de partículas individual que represente a todo el conjunto.

Fig. 6.42: Forma de partículas de muestras de Río Maipo con diferentes contenidos de partículas de sobre-tamaño.

6.3.2 Comportamiento tensión-deformación y dilatancia

En las Figs. 6.43 a 6.45 se muestra el comportamiento tensión-deformación de las distintas mezclas, para presiones de confinamiento de 0.5 -1.0 - 3.0 kg/cm^2.

En general, es posible observar que la muestra con un 100% de contenido partículas de sobre-tamaño presenta una menor resistencia que el resto de las mezclas, pero posee una mayor rigidez inicial. La muestra con partículas bajo 3/8” (0%) presenta un peak de resistencia a un nivel de deformación axial menor al 2% para presiones de confinamiento de 0.5 y 1.0 kg/cm^2, mientras que el resto de las muestras presentan su resistencia máxima a un nivel de deformación axial mayor al 4%. Además, es posible apreciar que las mezclas con un contenido de 20%, 40% y

60% de partículas de sobre-tamaño, presentan un comportamiento inicial y resistencia máxima muy similar para presiones de confinamiento de 0.5 y 1 kg/cm^2. En tanto la muestra con un 80% de partículas sobre 3/8", presenta un comportamiento tensión-deformación muy distinto al resto de las muestras, ya que alcanza la resistencia máxima para deformaciones mayores a un 5%.

El comportamiento del cambio volumétrico en función de la deformación axial de estos ensayos triaxiales se expone también en las Figs. 6.43 a 6.45. En esta figura se aprecia que los extremos, muestras con un contenido de 0% y 100% de partículas de sobre-tamaño, dilatan a un nivel de deformación axial cercano al 1% para presiones de confinamiento de 0.5 y 1.0 kg/cm^2. En particular la muestra con un 0% de partículas de sobre-tamaño presenta un quiebre del cambio volumétrico, producto de la formación de una banda de corte o "shear band", lo cual limita el desarrollo del cambio volumétrico para presiones de confinamiento de 0.5 y 1.0 kg/cm^2. Para una presión de confinamiento de 3.0 kg/cm^2 esta muestra presenta un comportamiento de tensión-deformación y cambio volumétrico, en general, muy similar al de las muestras intermedias.

En las muestras intermedias al aumentar el contenido de partículas de sobre-tamaño, para presiones de confinamiento de 1.0 y 3.0 kg/cm^2, las muestras tienden a ser más contractivas y el nivel de deformación axial en el cual ocurre la dilatancia también aumenta. El aumento de compresibilidad de las muestras con un 60% y 80% de partículas de sobre-tamaño, se puede asociar a la generación de vacíos entre estas partículas, los cuales son parcialmente llenados por la fracción fina, permitiendo un reacomodo de las partículas de mayor tamaño y aumentando así la compresibilidad de estas muestras. Para una presión de confinamiento de 0.5 kg/cm^2 se observa un comportamiento de cambio volumétrico muy similar entre muestras intermedias.

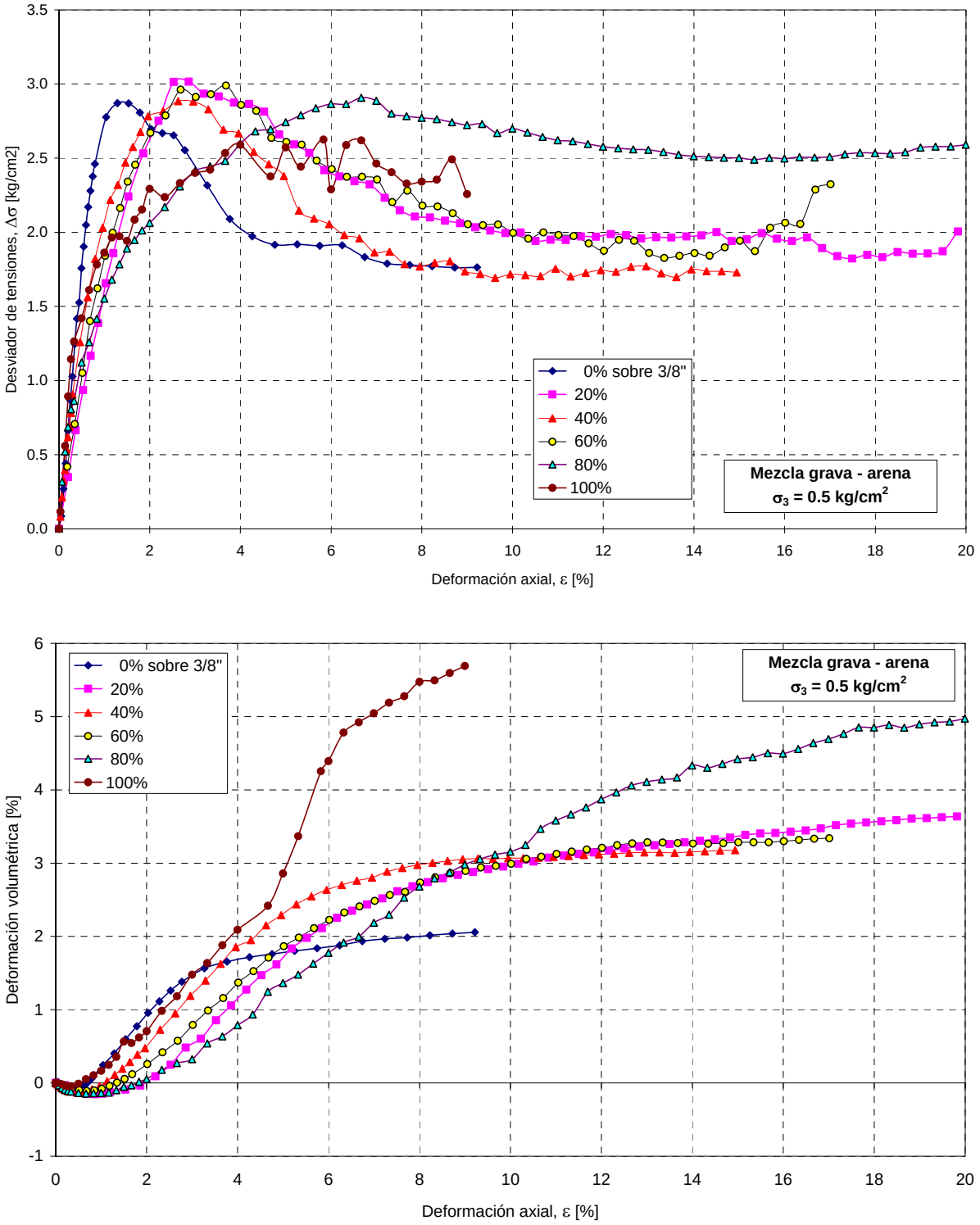


Fig. 6.43: Comportamiento tensión-deformación y cambio volumétrico de muestras de Río Maipo con diferentes contenidos de partícula de sobre-tamaño para un σ_3 de 0.5 kg/cm^2.

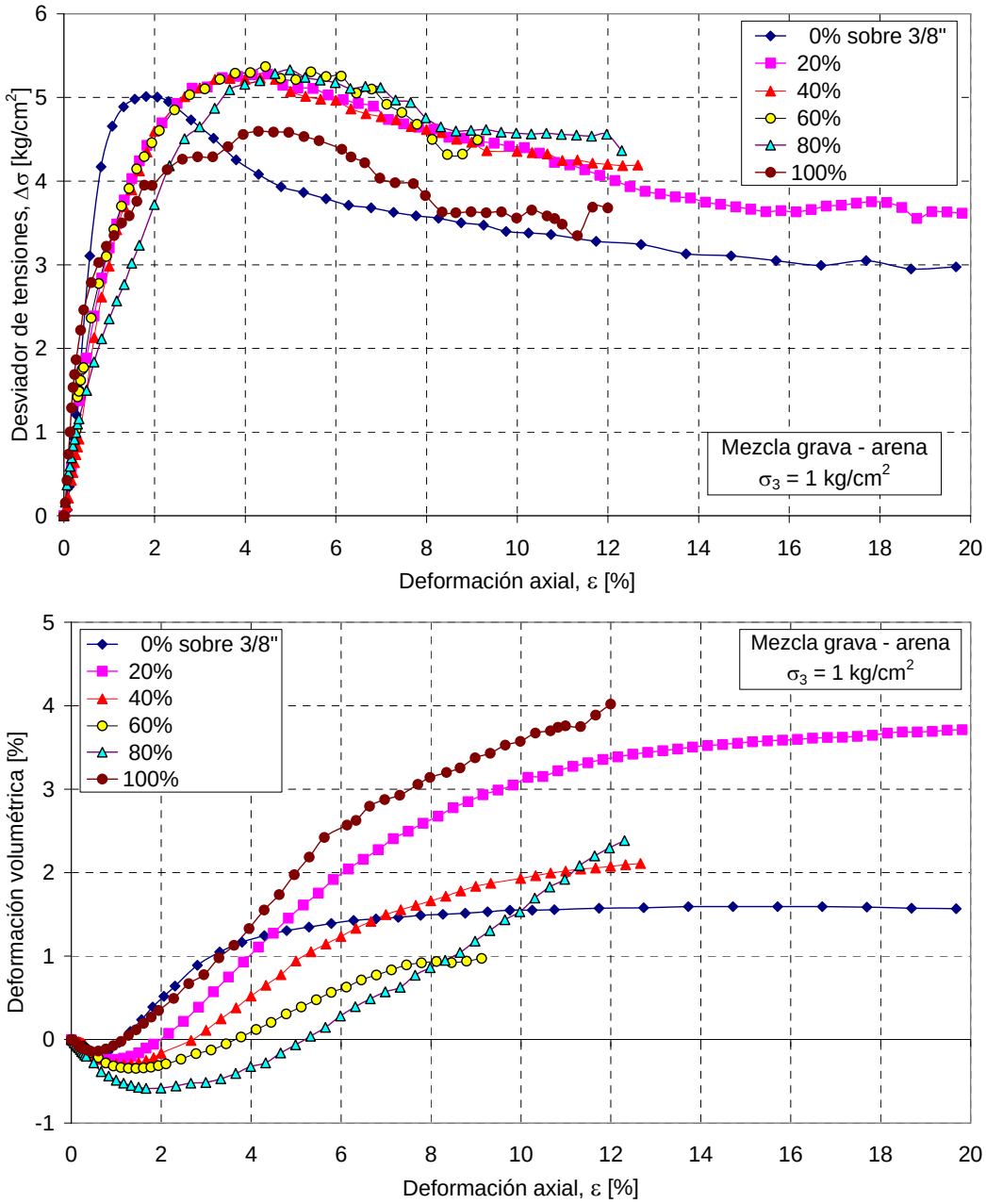


Fig. 6.44: Comportamiento tensión-deformación y cambio volumétrico de muestras de Río Maipo con diferentes contenidos de partícula de sobre-tamaño para un σ_3 de 1 kg/cm^2.

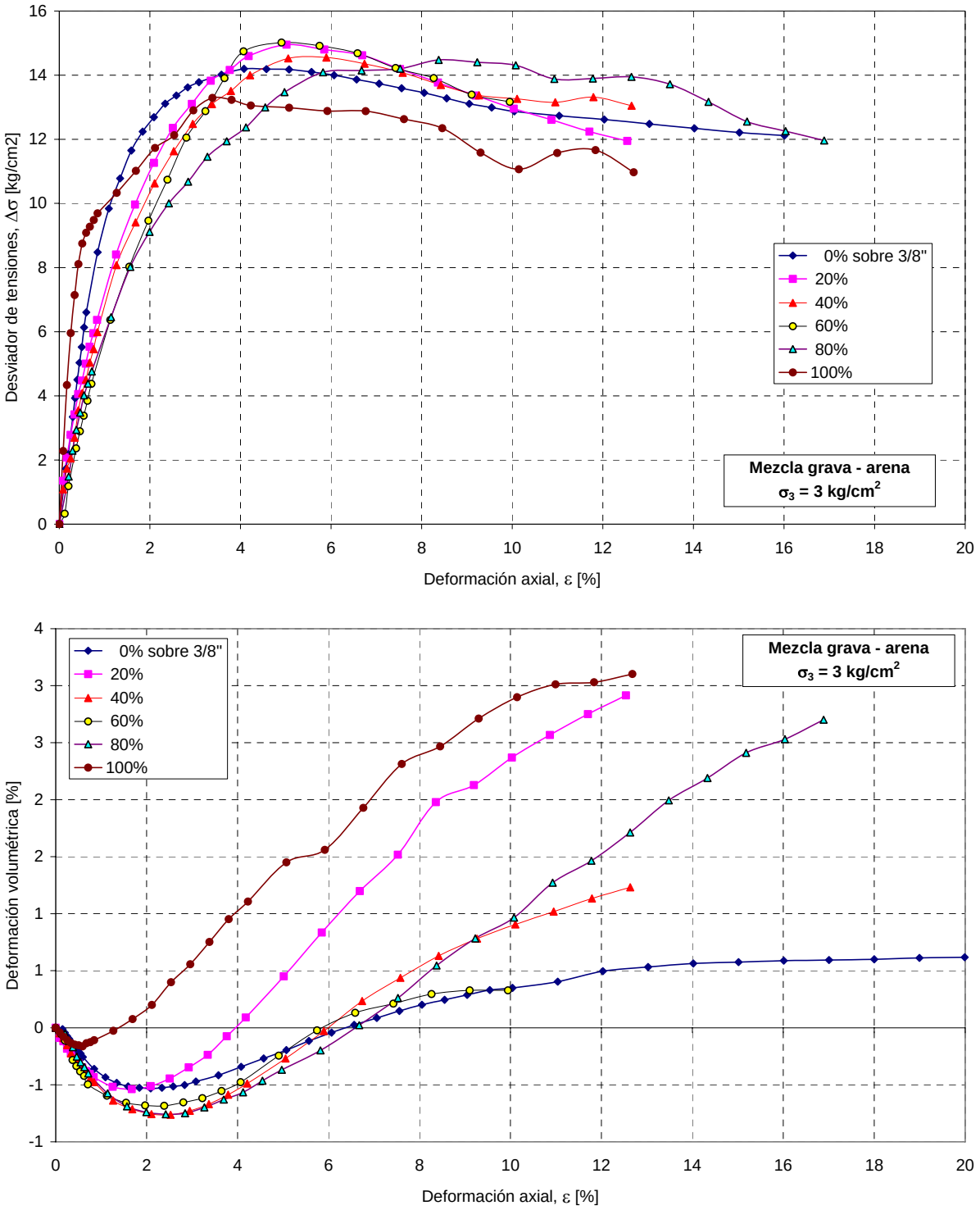


Fig. 6.45: Comportamiento tensión-deformación y cambio volumétrico de muestras de Río Maipo con diferentes contenidos de partícula de sobre-tamaño para un σ_3 de 3 kg/cm^2.

6.3.3 Módulo de deformación

Al igual que en los casos anteriores se determinó un modulo de deformación, E_{50}, definido a un 50% de la resistencia máxima en todas las mezclas. Este módulo de deformación se grafica en la Fig. 6.46 como una función de σ_3 y además, se presentan sus respectivas ecuaciones. En esta figura se observa que los extremos, es decir, las muestras que contienen un 0% y 100% de partículas de sobre-tamaño, presentan los mayores módulos de deformación. Mientras que las muestras intermedias presentan un módulo de deformación similar y una variación en función de σ_3 también muy parecidas. Se observa, para una presión de confinamiento de 3 kg/cm^2, una leve disminución del módulo de deformación al aumentar el contenido de partículas de sobre-tamaño en las mezclas intermedias.

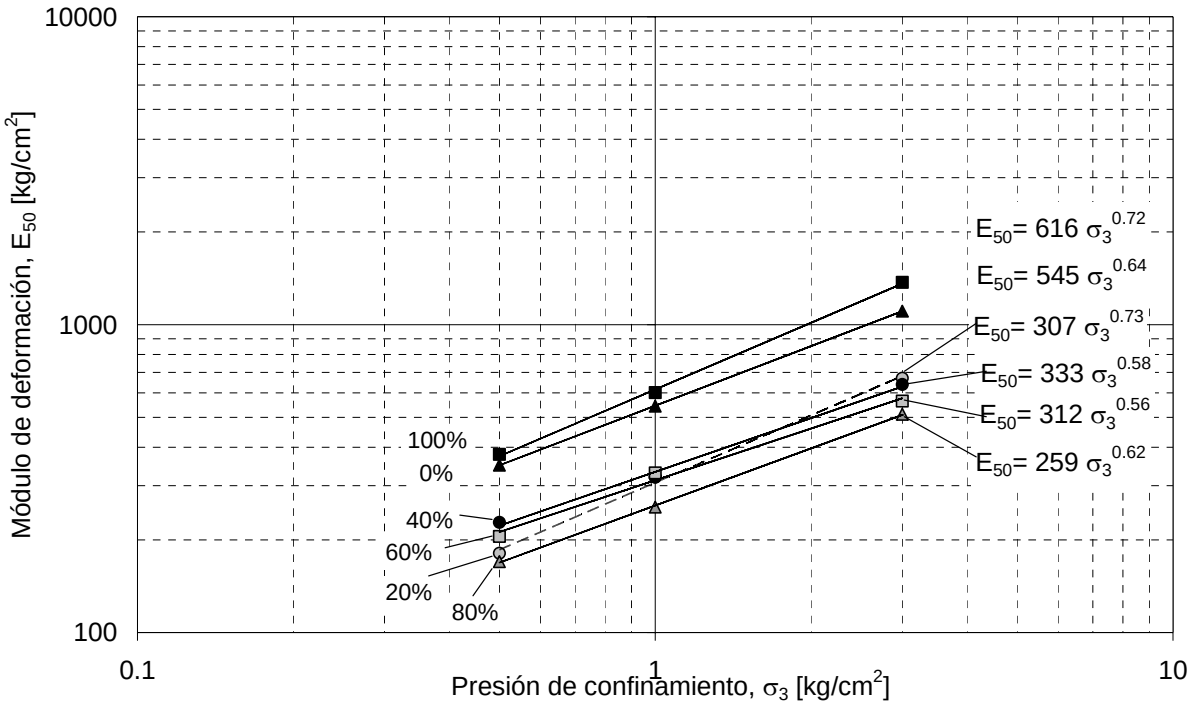


Fig. 6.46: Variación del módulo de deformación, E_{50}, en función de la presión confinamiento para las muestras del Río Maipo con diferentes contenido de partículas de sobre-tamaño.

6.3.4 Ángulo de fricción interna máximo

El la Fig. 6.47 se presenta la variación del ángulo de fricción interna máximo en función de la presión de confinamiento, en general, no se observa una estabilización del ángulo de fricción con el nivel de tensiones utilizado. Además, se aprecia que la muestra sin partículas de sobre-tamaño tiene un mayor ángulo de fricción que el material compuesto con un 100% de dichas partículas. Además, los extremos presentan un ϕ_{peak} mucho menor al de las muestras intermedias. Las mezclas intermedias tienen un comportamiento muy similar, pero la mezcla con un 60% de partículas de sobre-tamaño presenta el mayor ángulo de fricción interna.

La Fig. 6.48 presenta la variación del ángulo de fricción mínimo en función de coeficiente de uniformidad, Cu, para las mezclas del Río Maipo y para enrocados ensayados por Marsal en la década de los 70's. El ϕ_{min} es el ángulo de fricción secante para la mayor presión de confinamiento utilizada en los ensayos, en el caso de las mezclas de Río Maipo σ_3 corresponde a 3 kg/cm^2, mientras que para los enrocados de Marsal la presión de confinamiento máxima varía entre 15 kg/cm^2 y 22 kg/cm^2. En esta figura se aprecia un aumento del ángulo de fricción para un mayor Cu. Esto confirma la disminución del ángulo de fricción al utilizar el método de corte, ya que este disminuye el coeficiente de uniformidad de las muestras equivalentes.

En la Fig. 6.49a se muestra la variación del ángulo de fricción máximo en función del contenido de partículas de sobre-tamaño (diámetro > 3/8") y en la Fig. 6.49b en función del tamaño medio, D_{50}. Se observa un aumento máximo de 1° aprox. del ϕ_{peak} de las muestras intermedias con respecto a la muestra con un 0% de contenido de partículas de sobre-tamaño y un aumento máximo de 2.5° con respecto a la muestra con un contenido de 100% de estas partículas. Además, se aprecia una leve variación de ϕ_{peak} entre 47.5°- 48.5° de las muestras intermedias a un σ_3 de 0.5 kg/cm^2. Para un σ_3 de 1 kg/cm^2 se aprecia una variación de ϕ_{peak} entre 46° - 47° y para σ_3 de 3 kg/cm^2 una variación de ϕ_{peak} entre 45° - 46°. Con estos gráficos se puede establecer que la interacción entre la fracción gruesa y fina aumenta considerablemente el ángulo de fricción con respecto a las muestras extremas y el mayor aumento se aprecia para un contenido de 60% de fracción gruesa.

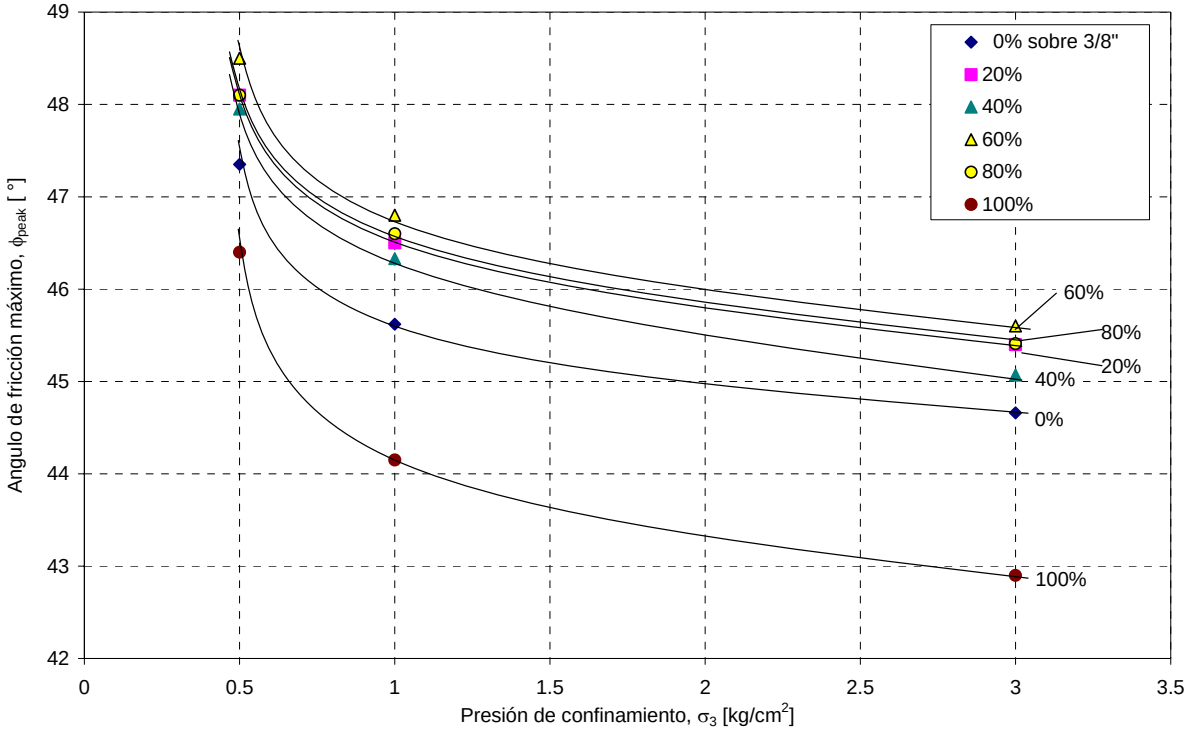


Fig. 6.47: Variación del ángulo de fricción máximo en función de la presión confinamiento para las muestras del Río Maipo con diferentes contenido de partículas de sobre-tamaño.

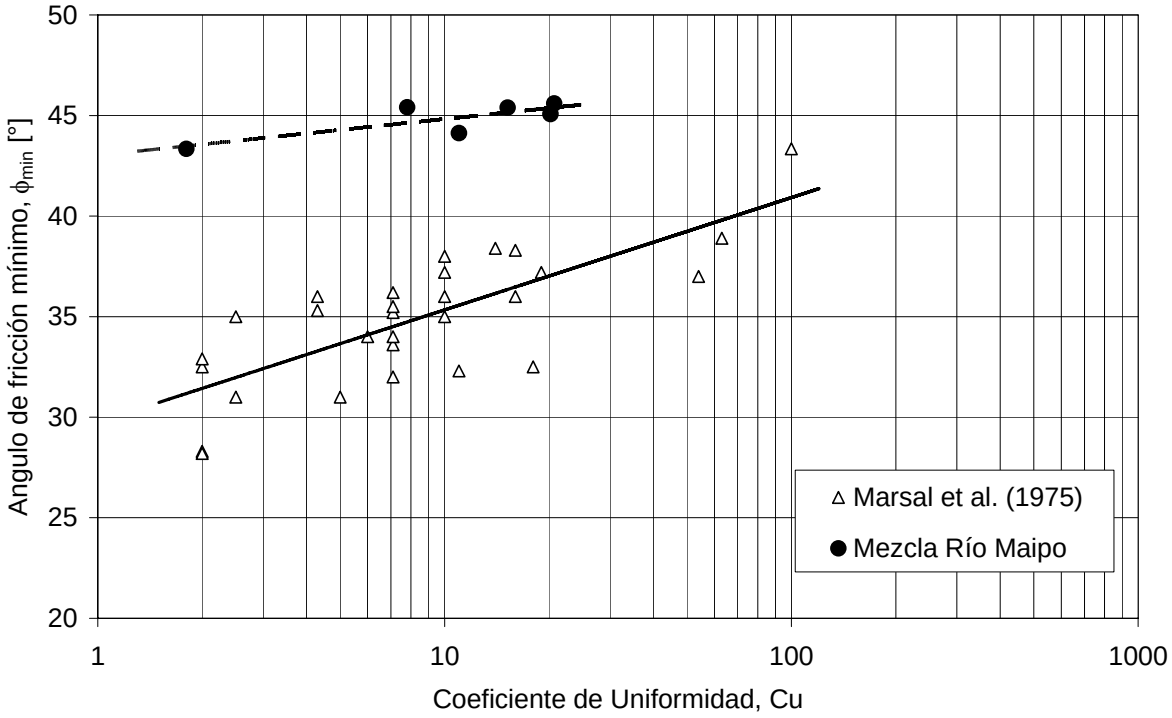


Fig. 6.48: Variación del ángulo de fricción con el coeficiente de uniformidad para las muestras del Río Maipo y enrocados ensayados por Marsal (1975) en equipo triaxial a gran escala de México.

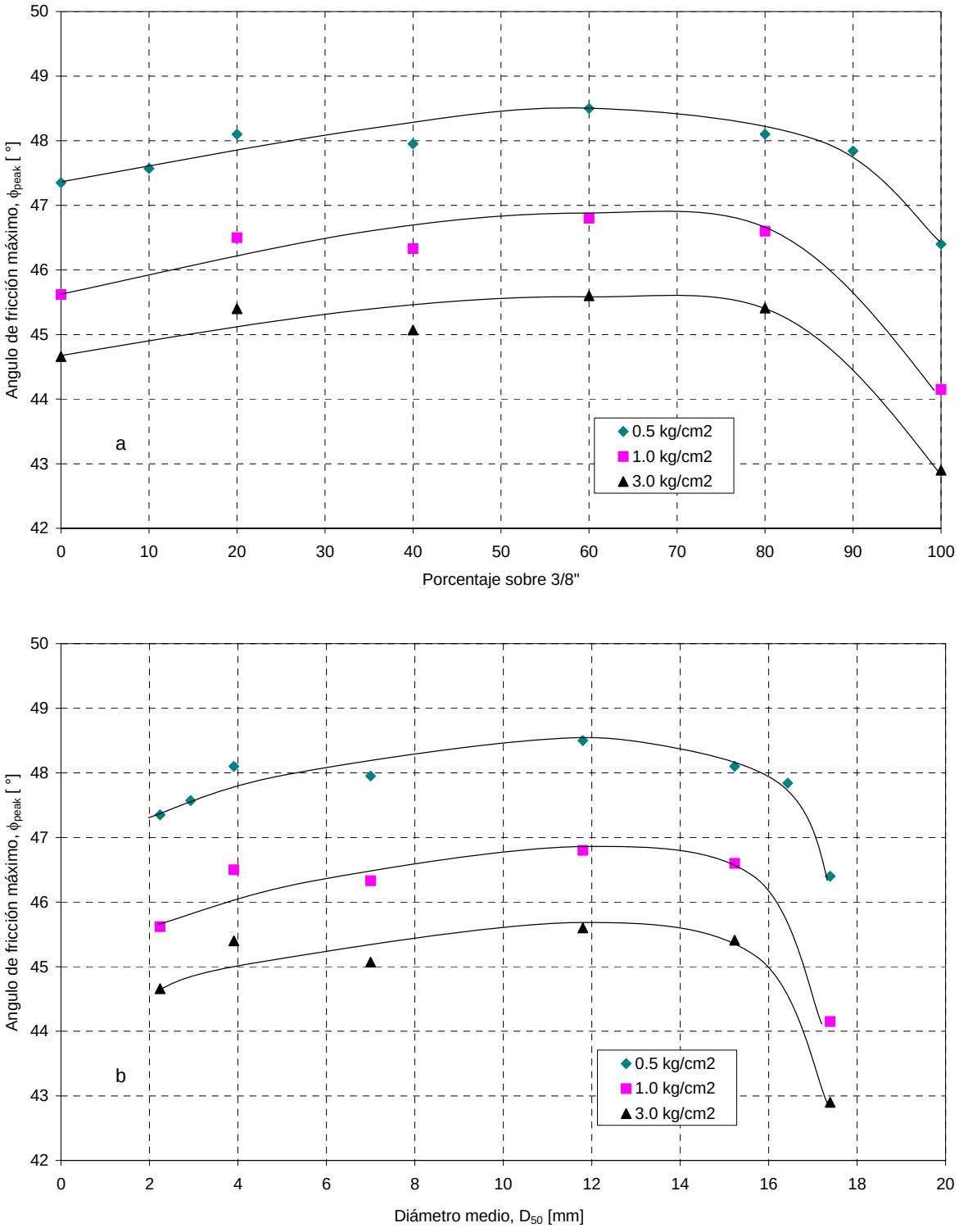


Fig. 6.49: Variación del ángulo de fricción máximo (a) en función de lo porcentaje de contenido de partículas de sobre-tamaño y (b) en función del tamaño medio, D_{50}.

6.3.5 Rotura de partículas

Para los ensayos realizados a una presión de confinamiento de 3 kg/cm^2 se determinó la granulometría post ensayo, que se muestran en la Fig. 6.50. En general, las granulometrías mantienen su clasificación después de ensayadas. En el caso de la muestra con un 20% de partículas de sobre-tamaño, se puede asociar el aumento de la cantidad de finos a la inclusión de las partículas de mayor tamaño, que producen la molienda de las partículas menores. Las mezclas con un contenido de partículas sobre 3/8" mayor al 60% casi no experimentan rotura lo cual indica una mayor resistencia de estas partículas.

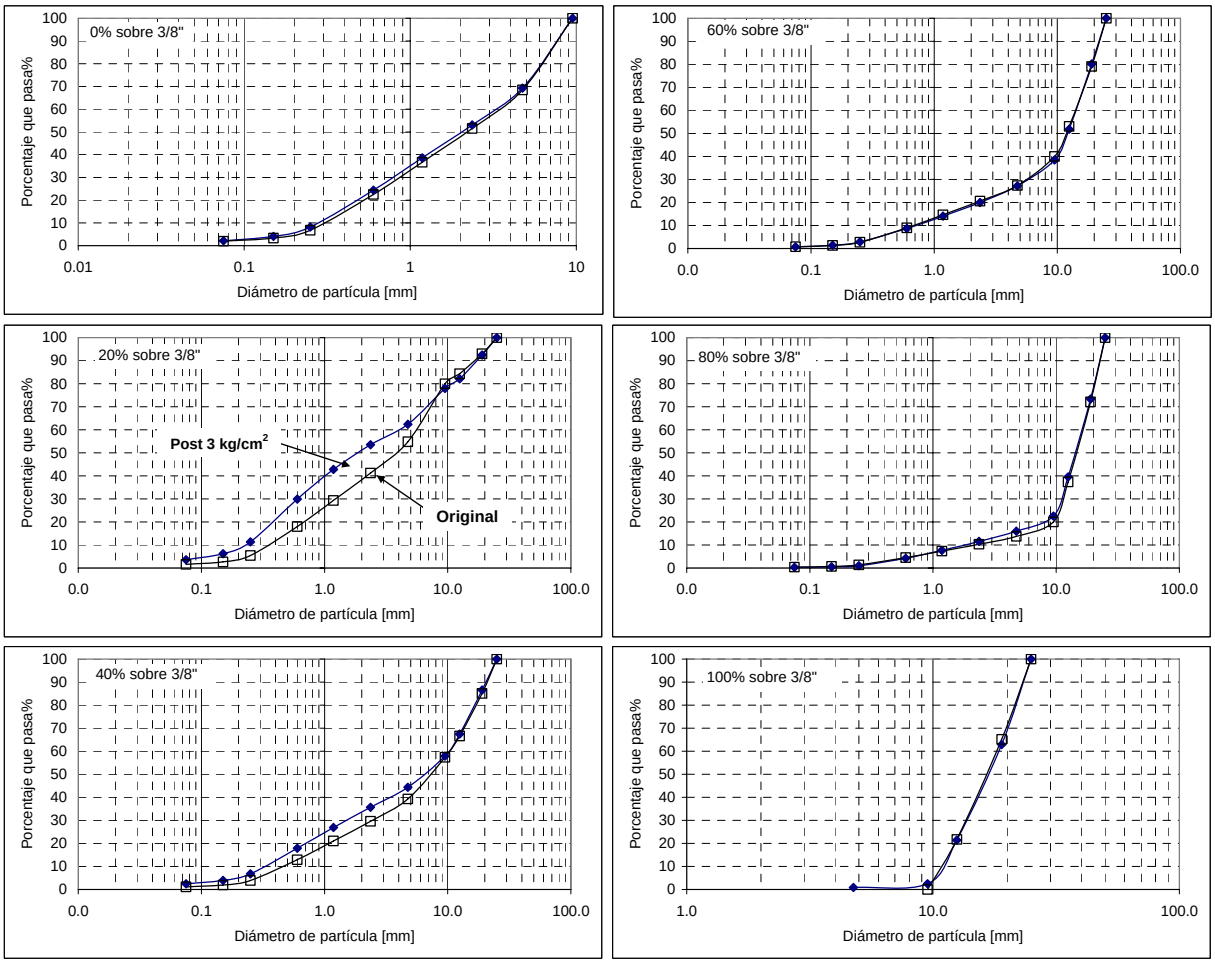


Fig. 6.50: Granulometría post ensayo para mezcla del Río Maipo, para un σ_3= 3kg/cm^2.

6.4 Caída post peak de la resistencia

Tatsuoka (2000) indica que después de alcanzada la resistencia máxima del suelo, la caída post peak y posterior resistencia depende del tamaño medio de partículas, D_{50}. Plantea que a medida que crece el tamaño medio de partículas, la deformación requerida para un mismo nivel de tensiones normalizado aumenta, es decir, que a mayor D_{50} la caída post peak se suaviza. Esta conclusión fue inferida a partir de ensayos de deformación plana en compresión.

Como en el presente estudio se ensayaron muestras con diferentes tamaños medios de partículas, se analizó este fenómeno. Para lo cual se definen los siguientes parámetros:

$$I_{PP} = \frac{q}{q_{peak}} = \frac{\Delta\sigma}{\Delta\sigma_{\max}} \qquad \textbf{(Ec 6.1)}$$

$$\Delta\varepsilon_a = \varepsilon_a - \varepsilon_a(q_{peak})$$

Donde: - Ipp : es la resistencia al corte normalizada por la resistencia máxima (índice post-peak).
- $\Delta\varepsilon_a$: variación de deformación axial post peak.

De este modo se grafican en la Fig. 6.51, I_{PP} en función $\Delta\varepsilon_a$ para las diferentes mezclas del Río Maipo, donde el tamaño medio de partícula aumenta junto con el contenido de partículas de sobre-tamaño. De la misma forma se crearon las Figs. 6.52 a 6.54 para las curvas homotéticas de las muestras M-2, M.3 y P-1.

Para un σ_3 de 0.5 kg/cm^2, en general, se aprecia una mayor suavidad de la caída post peak para un aumento del contenido de partícula de sobre-tamaño, pero esto no se repite para las otras presiones de confinamiento.

En el caso de la muestra M-2 sí se aprecia claramente una mayor suavidad de la caída post peak a medida que aumenta el tamaño medio de partículas, para presiones de confinamiento de 0.5 y 1 kg/cm^2.

En las muestras homotéticas de M-3 y P-1 no se aprecia esta relación claramente, es decir, el desarrollo de la caída post peak es independiente del tamaño medio de partículas.

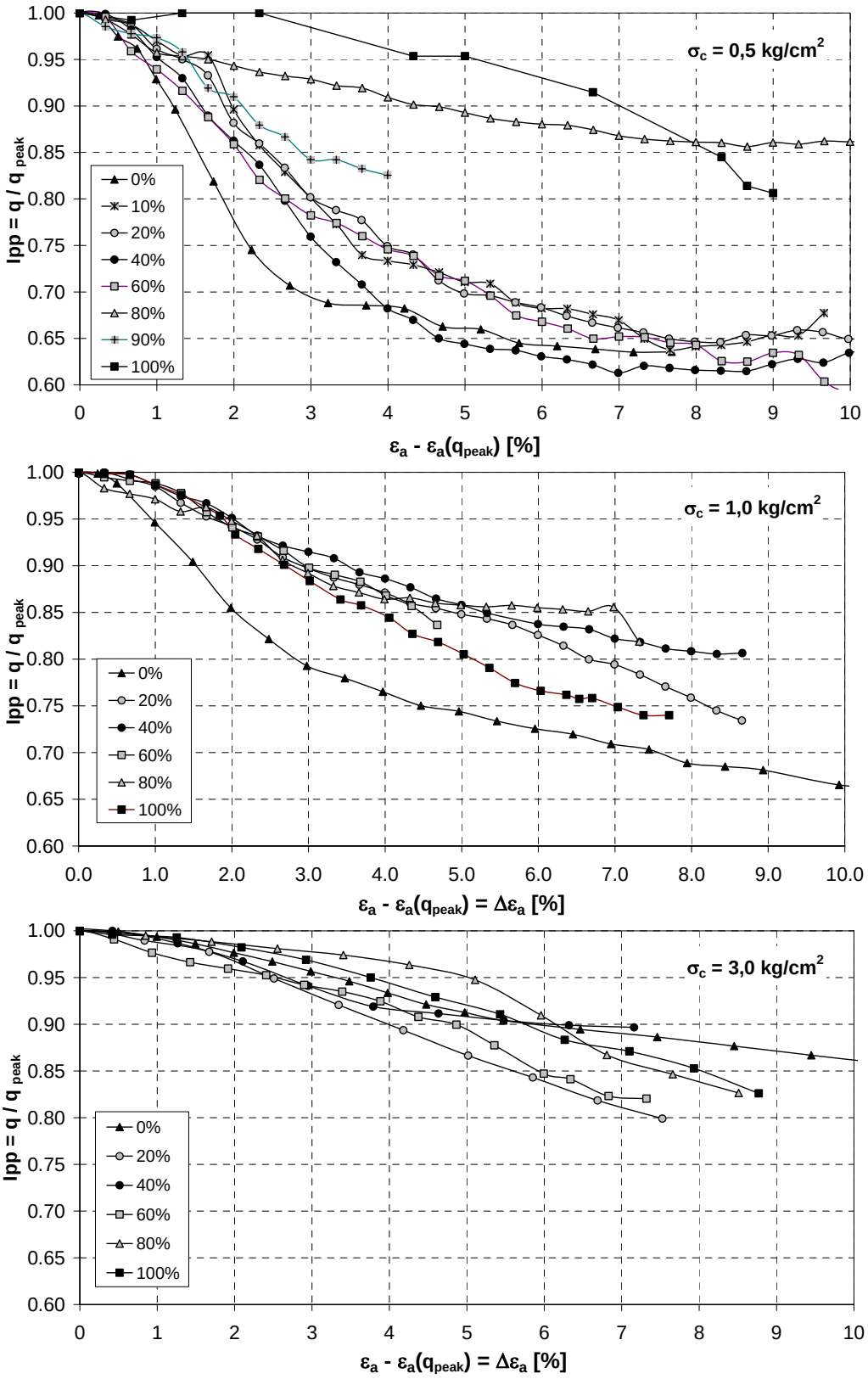


Fig. 6.51: Caída post peak de resistencia para diferentes contenidos de partículas de sobre-tamaño.

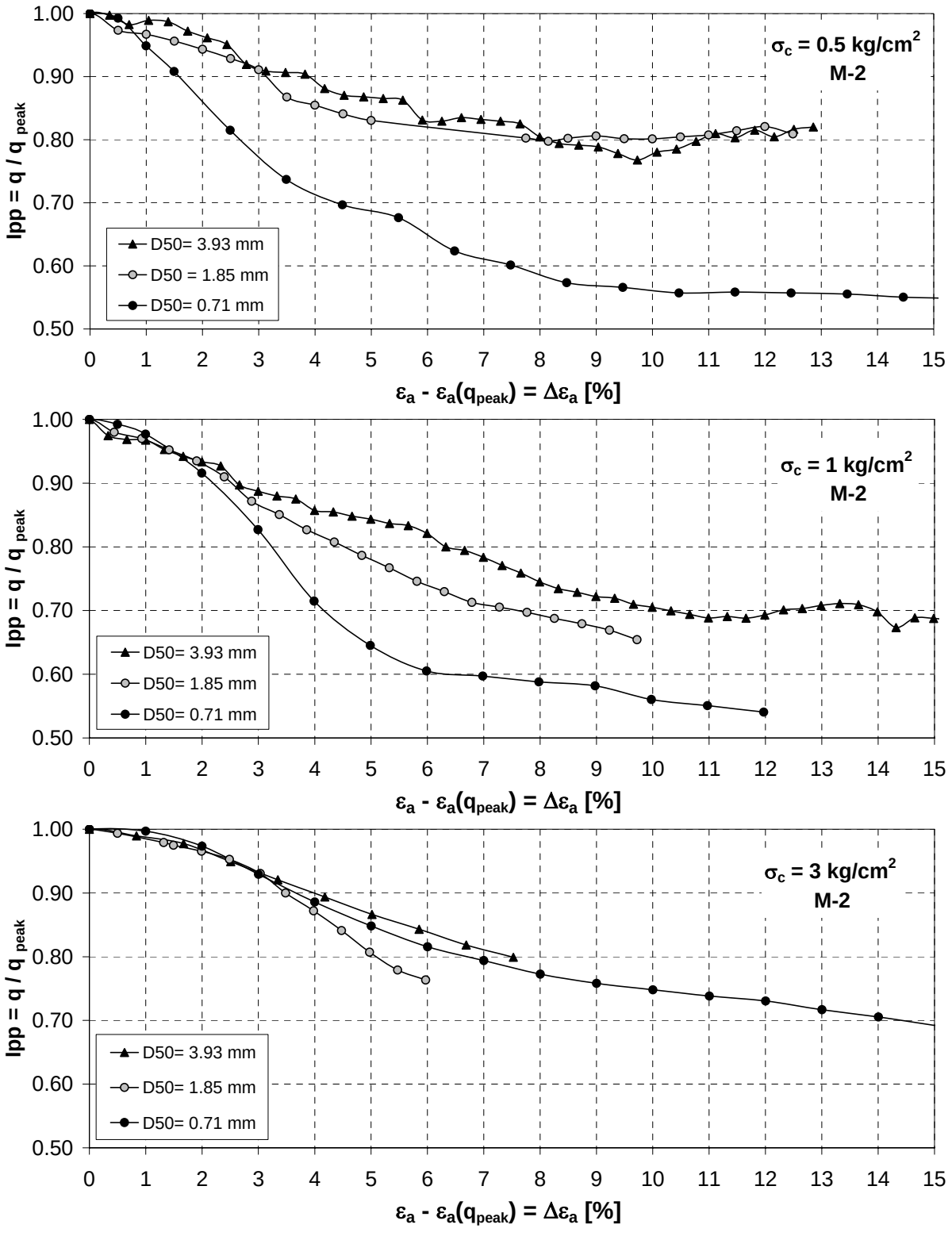
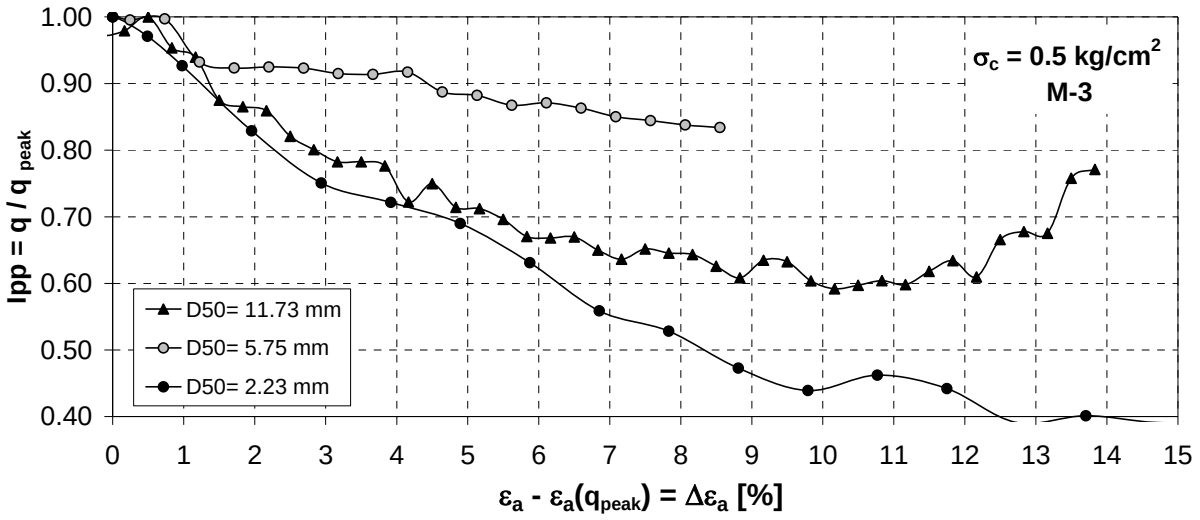
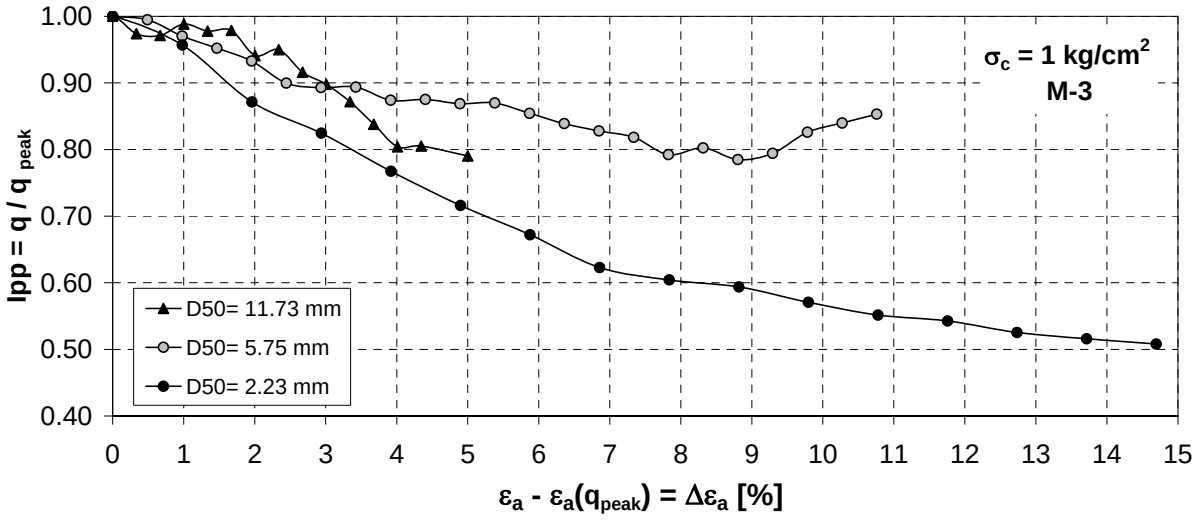


Fig. 6.52: Caída post peak de resistencia para las curvas homotéticas de la muestra M-2





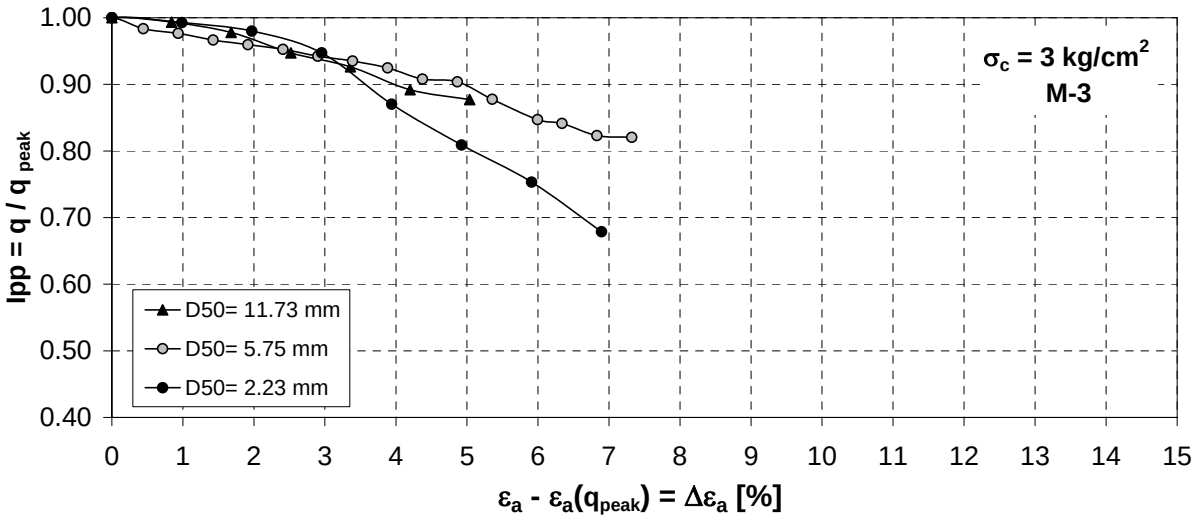


Fig. 6.53: Caída post peak de resistencia para las curvas homotéticas de la muestra M-3

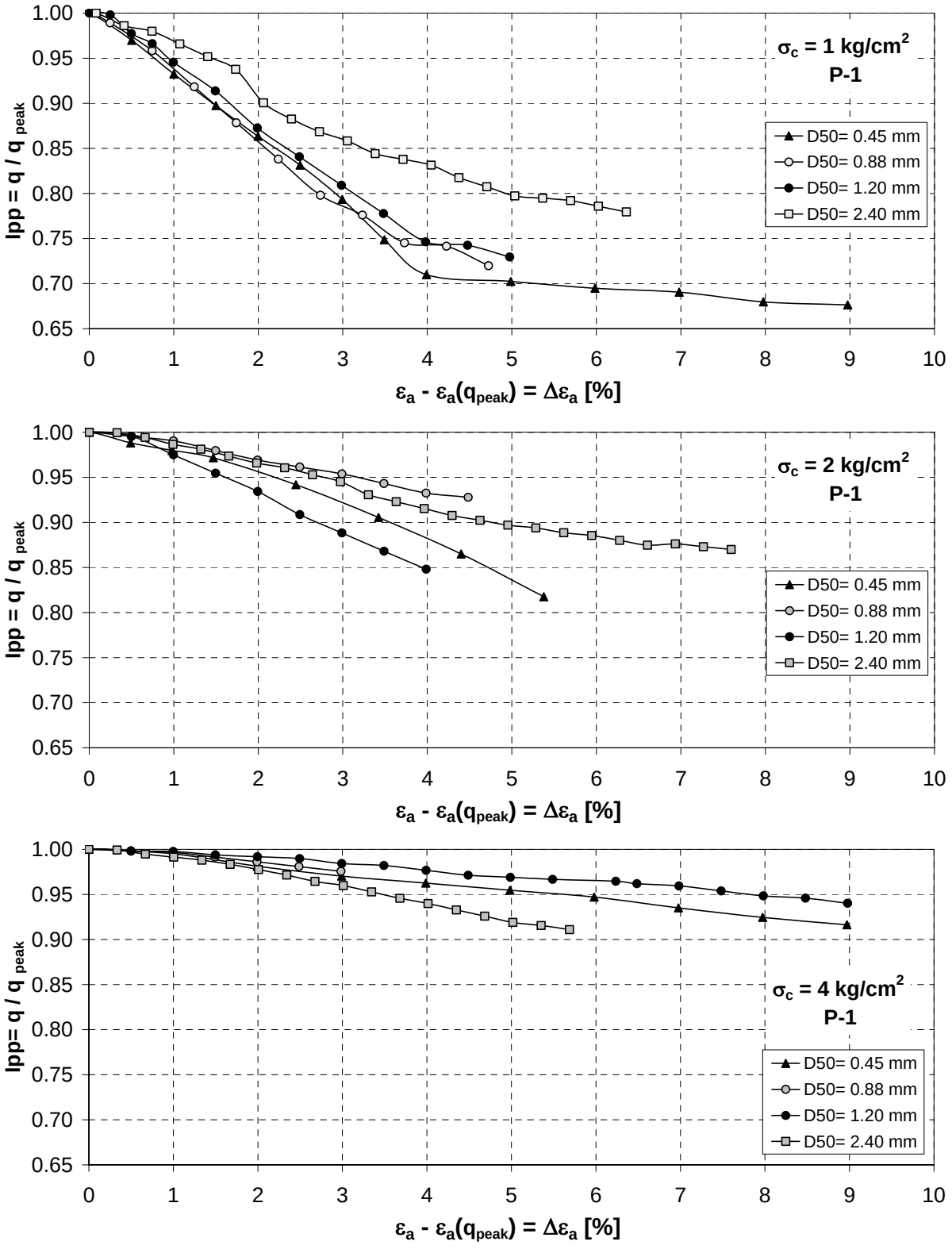


Fig. 6.54: Caída post peak de resistencia para las curvas homotéticas de la muestra P-1.

En general, el fenómeno planteado por Tatsuoka (2000) se presenta con frecuencia solo para presiones bajas. La caída post peak depende de un buen desarrollo de la banda de corte en un ensayo triaxial, ya que ésta controla la resistencia después de alcanzado el máximo.

6.5 Efecto de la forma de las partículas

Para determinar el efecto de la forma de las partículas se compararon los resultados de ensayos triaxiales a compresión drenados obtenidos por Gesche (2003) para la curva homotética N°3 de la grava chancada del Río Maipo, con ensayos realizados con la misma distribución granulométrica pero con grava natural del mismo origen (Fig. 6.55). Una comparación visual preliminar por medio de las fotografías presentadas en la Fig. 6.56 indica que las partículas chancadas presentan en su mayoría cantos angulosos, no así las partículas naturales que tienden a ser de cantos más redondeados. Las principales características de estos ensayos son presentadas en la tabla 6.19.

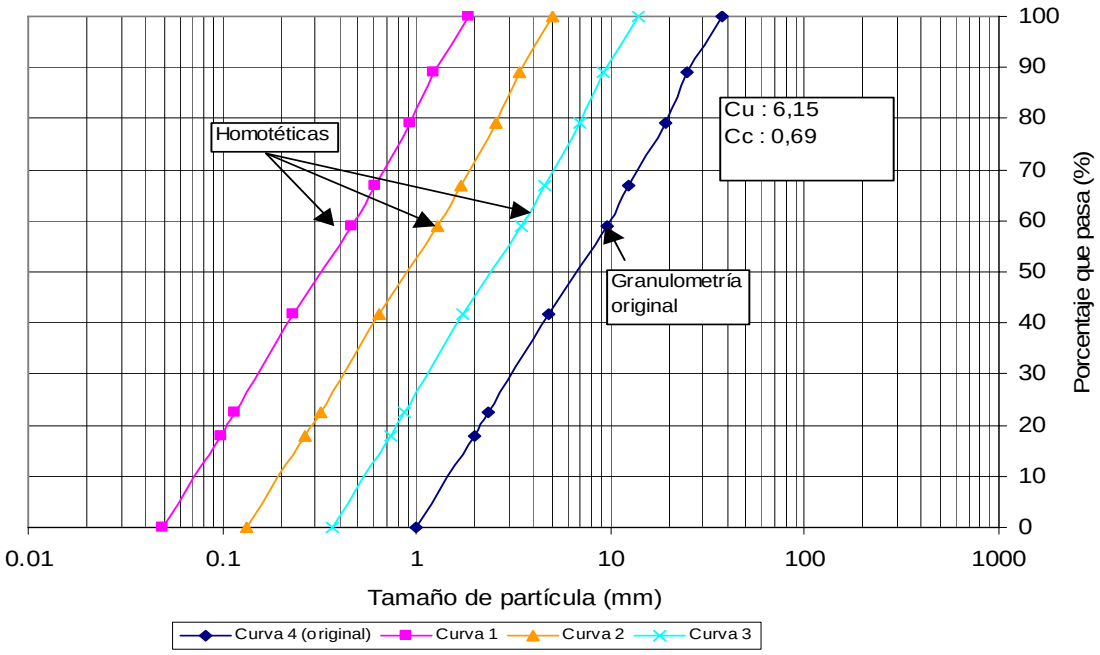


Fig. 6.55: Curvas granulométricas homotéticas de grava del Río Maipo. (Gesche, 2003)

Fig. 6.56: Fotografías de (a) material chancado (Gesche, 2003) y (b) natural de gravas del Río Maipo.

Tabla 6.19: Principales características de muestras ensayadas

Característica	Partículas chancadas	Partículas naturales
Densidad máxima	2.006	2.044
Densidad mínima	1.603	1.658
Densidad de Ensayo (Dr=80%)	1.919	1.953
σ_3 (kg/cm^2)	0.7 – 2.0 – 6.0	1.0 – 2.0 – 6.0

Los resultados de los ensayos triaxiales son presentados en la Fig.6.57 en la cual se expone el comportamiento tensión deformación y cambio volumétrico de ambas muestras. Para presiones de confinamiento bajo 2 kg/cm^2 se observa que la muestra natural (sub-redondeada) desarrolla una resistencia al corte más baja que la muestra chancada (sub-angulosa), esta ultima presenta una mayor tendencia a la dilatancia y además un modulo de deformación mas alto, lo cual concuerda con lo expuesto por Vallerga (1957) y Koener (1970) para bajas presiones . Para una mayor presión de confinamiento de 6 kg/cm^2 se observa que la resistencia al corte de la muestra chancada es menor que la muestra natural y además la muestra chancada presenta una tendencia a ser mas contractiva para un nivel de deformación axial mayor al 12%, esto coincide con lo expresado por Lee & Farhoomand (1967) para presiones de confinamiento elevadas. Esta diferencia de comportamiento también puede ser atribuida a una diferencia en la fábrica inicial. Para grandes niveles de deformación axial se observa que ambas muestran tienden a una misma resistencia residual.

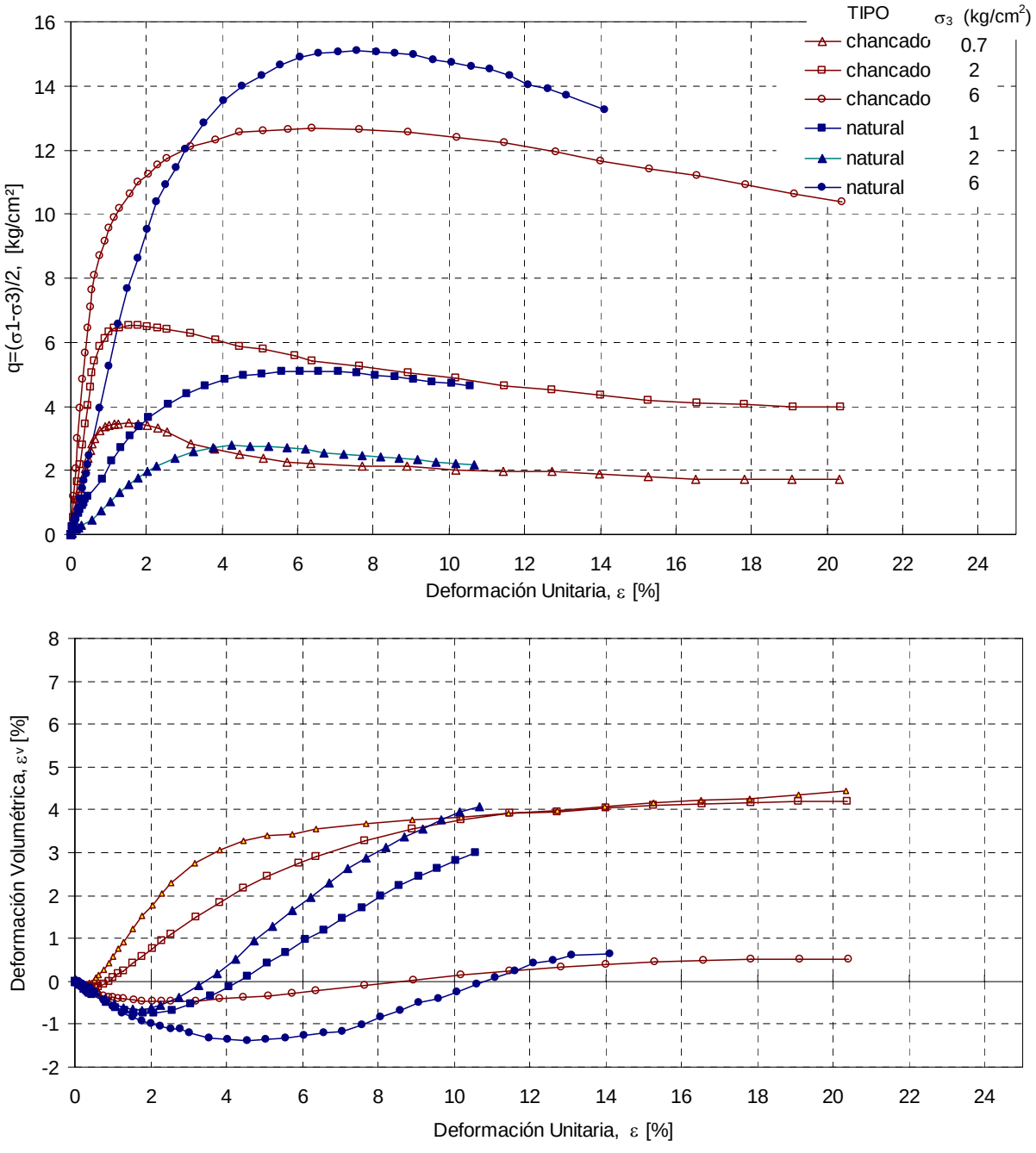


Fig. 6.57: Comportamiento tensión-deformación y cambio volumétrico de muestras chancadas y naturales del Río Maipo.

En la Fig. 6.58 se presenta la variación del ángulo de fricción máximo debido al aumento de la presión del confinamiento, para ambas muestras. Se observa que la muestra chancada presenta ϕ_{peak} mayor al de la muestra natural, por sobre 5º aprox., para presiones menores a 2 kg/cm^2. Además, la muestra chancada exhibe una fuerte disminución de ϕ_{peak} con el aumento de la presión de confinamiento. No ocurre así con la muestra natural, donde el ángulo de fricción máximo es prácticamente constante a partir de una presión de confinamiento de 2 kg/cm^2.

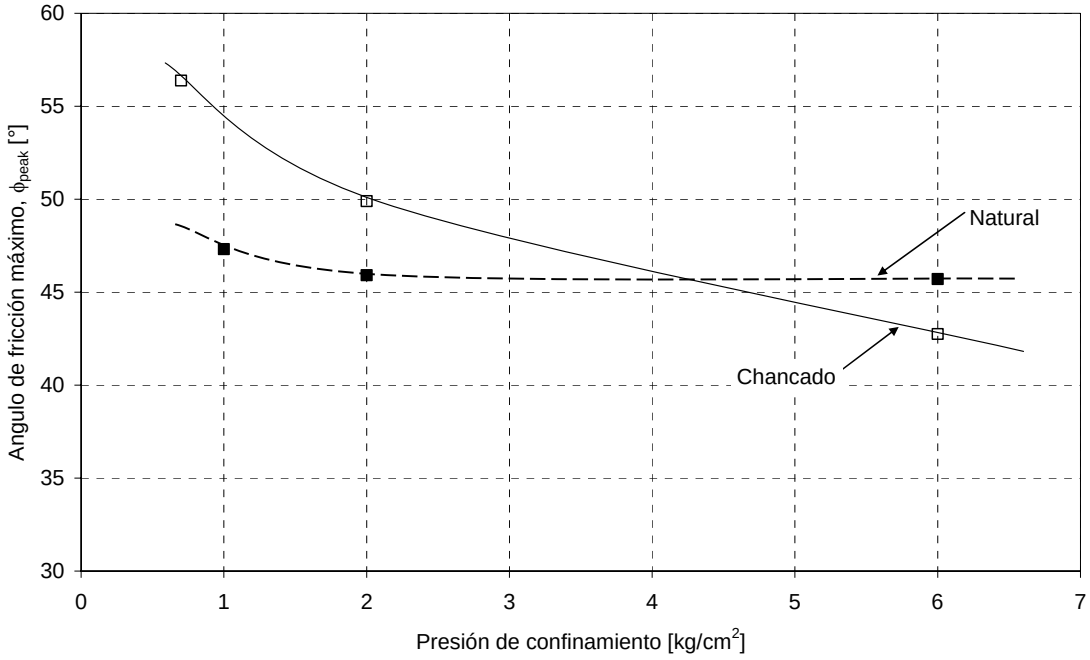


Fig. 6.58: Variación del ángulo de fricción máximo en función de la presión de confinamiento de las muestras chancadas y naturales del Río Maipo.

6.6 Efecto de la fábrica

Para estudiar el efecto de la fábrica, el material de Río Maipo con un 0% de grava fue preparado por medio de compactación seca y húmeda a una densidad relativa de 70%. De esta manera se obtienen los diagramas de tensión-deformación y cambio volumétrico para un ensayo triaxial CID con σ_3 de 0.5 kg/cm^2, que se presenta en la Fig. 6.59. En la figura se observa que la compactación húmeda presenta una resistencia máxima levemente mayor a la compactación seca. También se aprecia que la rigidez inicial es mayor para la compactación húmeda, además, el

cambio volumétrico de esta probeta muestra un comportamiento dilatante a una deformación axial menor al 1% mientras que la probeta de compactación seca es inicialmente más contractiva. Estos resultados concuerdan con Mitchell (1976).

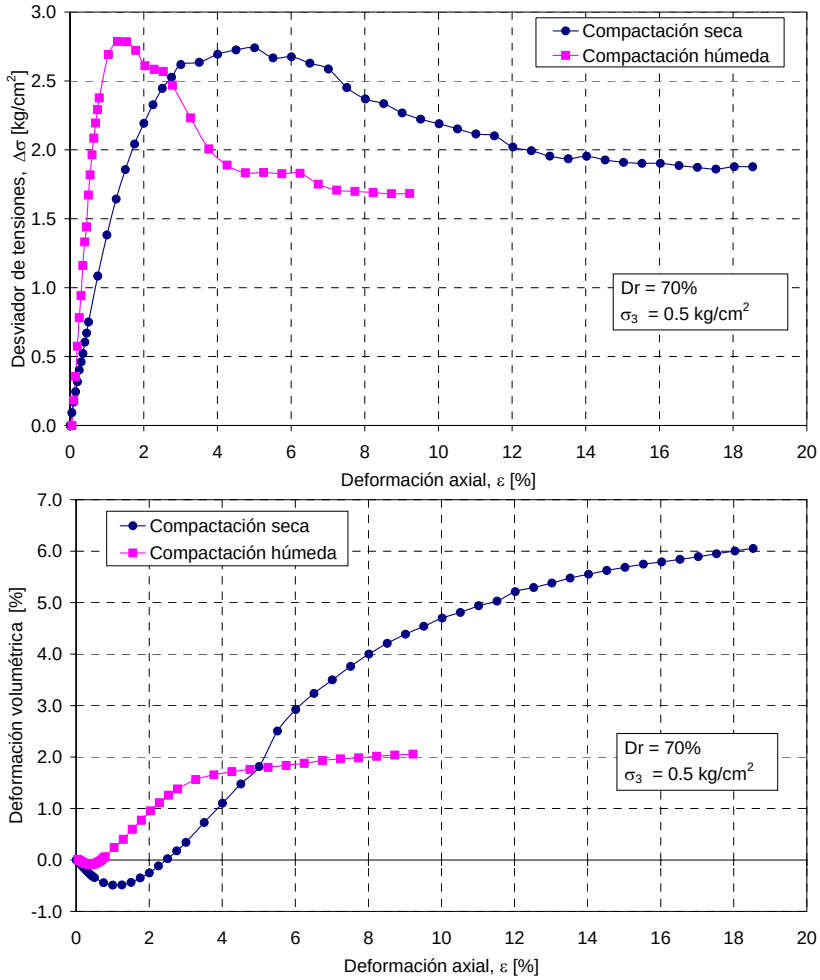


Fig. 6.59: Comportamiento tensión-deformación y cambio volumétrico para el suelo con 0% de contenido de partícula sobre 3/8".

6.7 Ángulo de fricción en reposo

Cuando se está en presencia de un suelo granular grueso con escaso contenido de finos, el ángulo de fricción interna está controlado por las partículas de la fracción arena y grava. Para conocer el aporte de cada una de estas fracciones en un estado de presión de confinamiento nula, se determinó el ángulo de fricción en reposo para las partículas retenidas en los tamices 3/4", 1/2", 3/8",N° 4, N° 8,

N° 16, N° 30, N° 60 y N° 200. En el caso de la fracción arena se utilizó un vaso precipitado de vidrio, el cual se inclina y luego se levanta lentamente hasta la vertical para obtener el ángulo de fricción en reposo. En el caso de las partículas de la fracción grava se utilizó un balde plástico, que desde una posición casi horizontal se levanta lentamente hasta alcanzar la posición vertical, en la cual se mide el ángulo de fricción en reposo en las paredes del balde. El resultado de estos procedimientos se ilustra en la Fig. 6.60, se puede apreciar en general que el ángulo de fricción en reposo varía entre 34° y 39° aproximadamente.

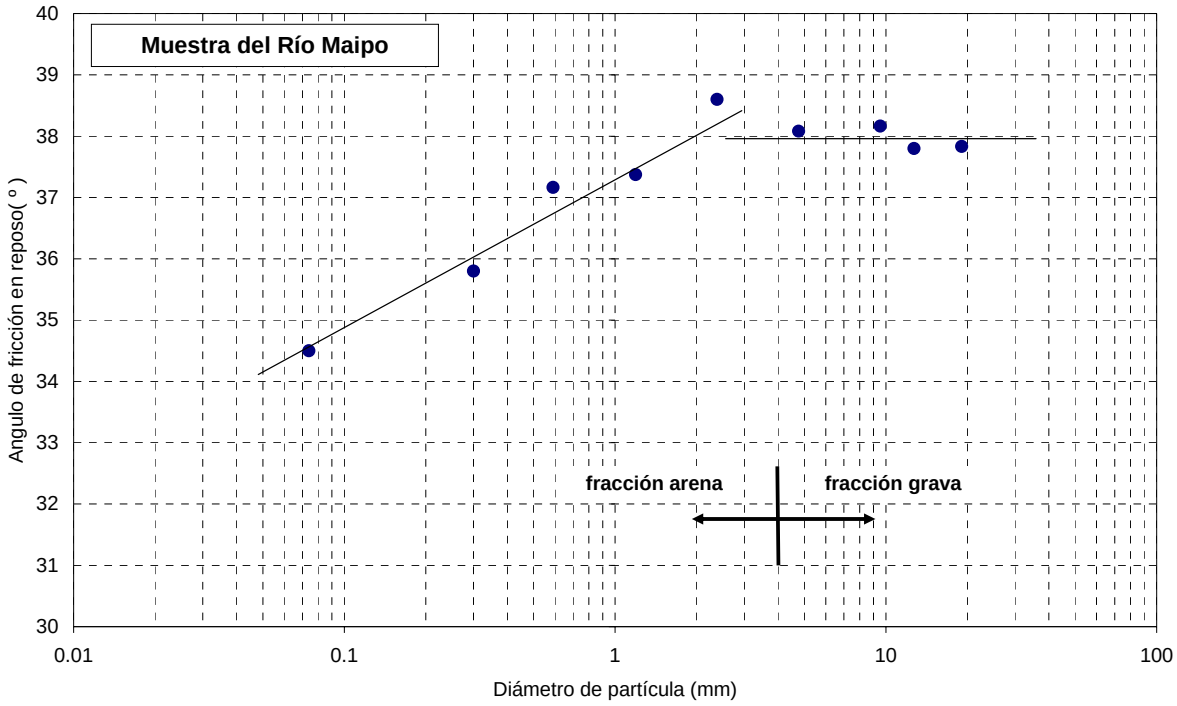


Fig. 6.60: Angulo de fricción en reposo para la fracción arena y grava de la muestra proveniente del Río Maipo.

Además, se observa que el ángulo de fricción aumenta para las partículas entre 0.075 mm y 2.4 mm (fracción arena), y posteriormente se mantiene aproximadamente constante en 38°. El aumento del ángulo de fricción de reposo en la fracción arena puede asociarse a un aumento de la angulosidad y rugosidad de las partículas al aumentar su tamaño como se aprecia en la Fig. 6.61. En el caso de la fracción grava, con partículas de formas sub-redondeadas, durante la ejecución de

este ensayo se pudo apreciar una trabazón de partículas que genera ángulos de fricción elevados.

Estos resultados indican que tanto las partículas de fracción arena y grava aportan en forma similar en el ángulo de fricción interna de la muestra de suelo total para una presión de confinamiento nula. Lo que hace variar su aporte, es el nivel de rotura que experimentan estas partículas cuando se realiza ensayos triaxiales a diferentes presiones de confinamiento y el contenido de cada fracción en el suelo total, como se estudio en la sección 6.3 de este capítulo.

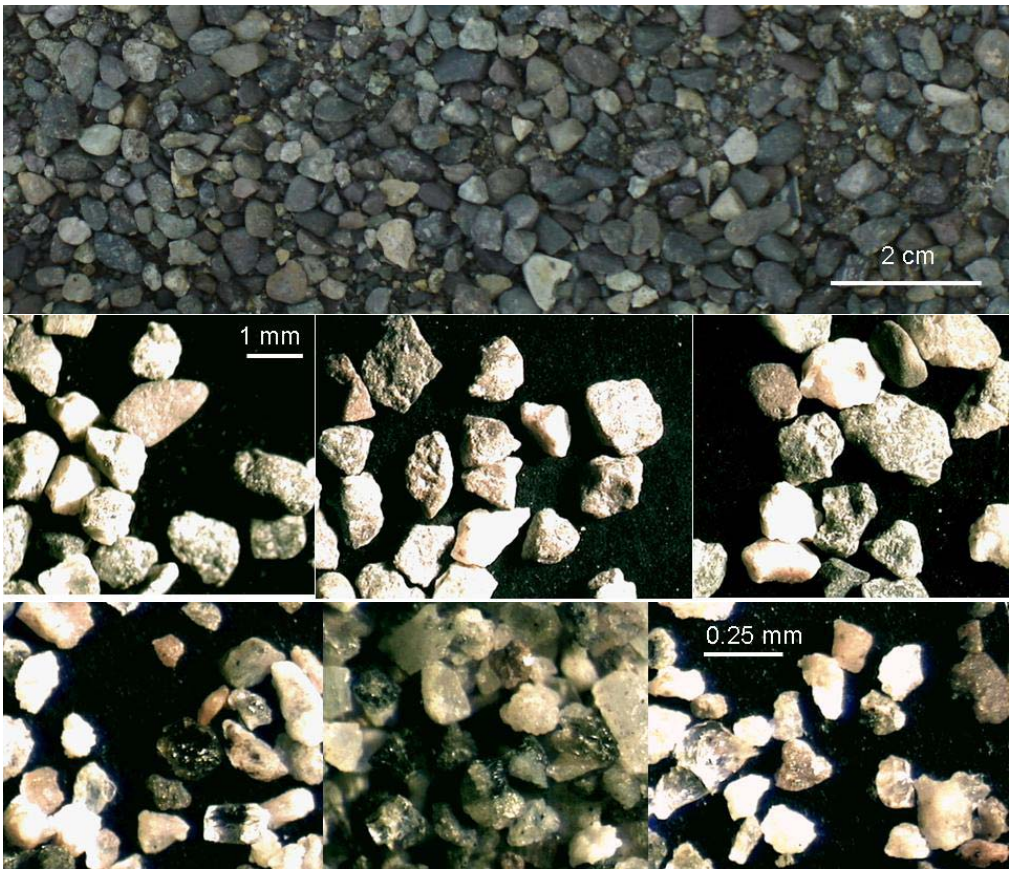


Fig. 6.61: Forma de partículas de la muestra del Río Maipo en diferentes tamaños.

6.8 Densidad relativa

Como se mencionó en el Capitulo 2, la determinación de las densidades límites en enrocados y gravas presenta bastante dificultades. Por lo cual, Veiga Pinto (1979) presenta una correlación entre e_{max} y e_{min} para enrocados, basado en métodos no convencionales. Además, Cubrinovski & Ishihara (2002) proponen correlaciones entre e_{max} y e_{min} para arenas con diferentes contenidos de finos, utilizando la norma Japonesa para su determinación.

En esta tesis se determinaron densidades máximas y mínimas para arenas y gravas, por medio de ensayos basados en las normas ASTM. Al graficar los resultados obtenidos en la Fig. 6.62, se pueden establecer dos correlaciones, la Línea 1 para arenas y la Línea 2 para gravas. La Línea 1 es muy semejante a la propuesta por Cubrinovski & Ishihara (2002), para arenas con un contenido de finos entre un 5% y 15%. La Línea 2 está por debajo de la correlación propuesta por Veiga Pinto (1979), y se observa que solo las muestras con un contenido de 80% y 100% de partículas sobre 3/8", se ubican sobre esta última línea.

Por medio de estas correlaciones se puede verificar que las densidades límites obtenidas para gravas y arenas se encuentran dentro de un rango aceptable. Estas nuevas correlaciones quedan definidas por las siguientes ecuaciones:

Línea 1 (arenas) : $e_{\max} = 0.655 e_{\min} - 0.123$ **(Ec. 6.2)**

Línea 2 (gravas) : $e_{\max} = 0.723 e_{\min} - 0.076$ **(Ec. 6.3)**

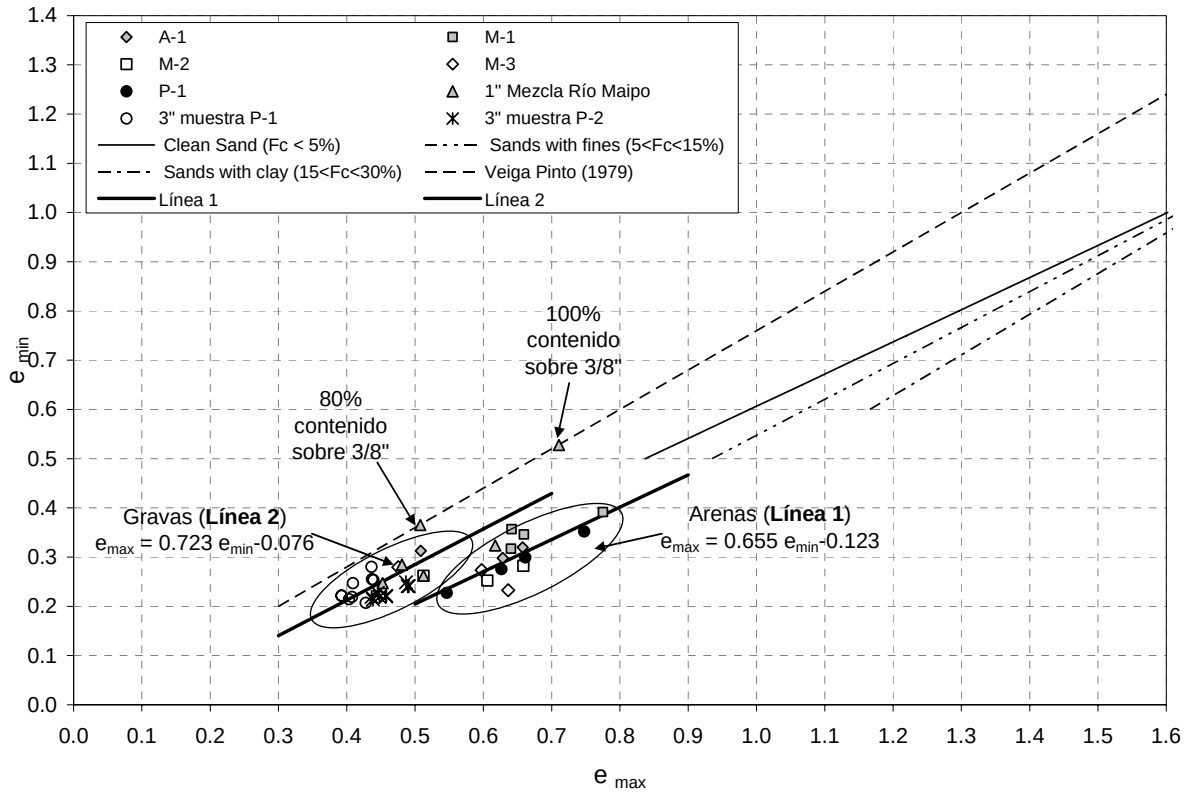


Fig. 6.62: Correlaciones entre los índices de vacío e_{max} y $e_{mín,}$ determinados a partir de ensayos basados en la norma ASTM.

6.9 Discusión de metodologías utilizadas

El método de curvas granulométricas paralelas conserva la gradación para diferentes tamaños máximos, al mantenerse constantes los coeficientes Cu y Cc. Cuando no se cumple con una condición de homotecia perfecta, como en el caso del suelo P-1, se produce una disminución del Cu y Cc al reducirse el tamaño máximo de partículas. Esto conlleva a que las gradaciones se vuelvan más uniformes y además, se produce un aumento del contenido de finos, lo cual explica la reducción de la resistencia al corte al disminuir el tamaño máximo de partículas.

En las curvas homotéticas del material M-2 los coeficiente Cu y Cc, no varían significativamente con la disminución del tamaño máximo de partículas y además, los valores de densidades límites son similares. Por otro lado, el contenido de fracción arena varía en 55% - 80% - 100% con la reducción del tamaño de las partículas. Si el contenido de fracción arena es importante en la muestra original, es ésta la que

controla la resistencia, por ende al disminuir el tamaño de partículas la resistencia aumenta levemente. En el caso contrario como en la muestra M-3, Cu y Cc no cambian y el contenido de fracción arena varía en 27% - 40% - 100% con la disminución del tamaño máximo de partículas. Por lo cual, es la fracción gruesa la que controla la resistencia y por este motivo al crecer el tamaño de partículas el ángulo de fricción aumenta.

En general, el método de granulometrías paralelas al generar muestras equivalentes que cumplan con una homotecia perfecta, un bajo contenido de finos y partículas sanas, otorga resultados confiables si se requiere modelar la resistencia máxima, el módulo de deformación y la envolvente de falla. Teniendo en cuenta los efectos antes indicados referentes al contenido de fracción gruesa o de partículas de sobre-tamaño.

En este capitulo se analizó una muestra equivalente de corte que podía ser generada a partir de 4 muestra distintas. Los resultados indican que la muestra equivalente de corte desarrolla ϕ_{peak} menores a los de las muestras originales, pero esto no garantiza la obtención de ángulos de fricción máximos cercanos a los originales. Por otro lado, el comportamiento tensión-deformación y cambio volumétrico de la muestra de corte es muy diferente al de las muestras originales. Además, la muestra de corte genera un módulo de deformación mayor que el resto de los materiales.

En el método de corte existe una infinita cantidad de granulometrías originales, de distintos tamaños máximos, que pueden generar la misma muestra equivalente de corte. Conjuntamente, este método no distingue si la fracción que se corta representa un bajo o alto porcentaje de la muestra original, y lo ideal sería sacar las partículas que se encuentren flotando dentro de la matriz del suelo, es decir, que representen menos de un 20% del total de la muestra original.

En el caso de la muestra M-2 que contiene un 20% de partículas de sobre-tamaño, la muestra de corte y las muestra homotéticas con un D_{50} de 0.71 mm, entregan ángulo de fricción máximos muy similares para presiones mayores a 1 kg/cm^2 (Fig. 6.24 y 6.38). Pero el comportamiento tensión-deformación y cambio volumétrico desarrollado por la muestra homotética es muy similar al de la muestra

original, no así el desarrollado por la muestra de corte. En este sentido los resultados entregados por el método de curvas homotéticas es más confiable que los obtenidos por medio del método de corte.

En cuanto a la envolvente de falla lineal de Mohr-Coulomb ambos métodos generan ángulos de fricción entre 44° - 45° y cohesión entre 0.10 - 0.16 kg/cm^2, para las muestras M-2 (20%) y M-3 (60%). Esto índica que ambos métodos no presentan mayor diferencia en la determinación de la envolvente media de falla.

En el caso de utilizar una envolvente parabólica asociada a la resistencia máxima, en ambos métodos el valor de *b* es cercano a la unidad para las muestras M-2 y M-3. Esto indica que las envolventes no presentan una gran curvatura frente al nivel de tensiones utilizado. Además, los parámetros a y b determinado por ambos métodos también son similares.

Ambos métodos no generaron una gran rotura de partículas, ya que el contenido de finos post ensayos sufrió un leve aumento. Esto producto de que las partículas estudiada no presenta una meteorización y, en general, se trata de partículas sanas sin fisuras. Si estos métodos se utilizan en suelo meteorizados no se garantiza un buen comportamiento que validen los resultados obtenidos en este estudio.

En cuanto a la interacción de la fracción gruesa (sobre-tamaño) y fina, se aprecia un aumento de la resistencia con respecto a las muestras extremas, sobre todo en la muestra que contiene un 60% de partículas de sobre-tamaño. Pero también se observa una disminución del módulo de deformación y un aumento de la compresibilidad de las muestras intermedias a medida que aumenta el contenido de partículas de sobre-tamaño. En general, en las muestras del Río Maipo se observa que las muestra con un contenido de partícula de sobre-tamaño entre un 40% a 60% y un tamaño máximo de partículas de 1”, presentan un comportamiento muy similar, por lo cual, no existe una fracción que predomine en la resistencia al corte. Estos resultados junto con los obtenidos en las muestras homotéticas de M-2 (20%) y M-3 (60%), corroboran la influencia de la interacción entre partículas en la resistencia al corte.

CAPITULO 7
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

7.1 Conclusiones

En base a los resultados experimentales y revisión bibliográfica realizada en este estudio, se puede concluir lo siguiente:

- Para que el método de granulometrías paralelas entregue parámetros de resistencia al corte y módulos de deformación similares al suelo original, la muestra debe cumplir con las siguientes características:
  - Los coeficientes de uniformidad y concavidad, Cu y Cc, deben ser similares entre granulometrías homotéticas.
  - La forma predominante de las partículas de la muestra original se debe mantener en las granulometrías escaladas.
  - El contenido de finos debe ser menor a 10% para todas las curvas homotéticas, sin necesidad de ajustar las curvas granulométricas.
  - Las densidades máximas y mínimas no deben sufrir una gran variación al cambiar el tamaño medio de partículas.

- Resulta evidente que el método de corte no puede mantener los coeficientes de uniformidad ni de concavidad del suelo original. Como resultado, la muestra de corte del suelo de Río Maipo presenta una diferencia significativa de densidades límites con respecto a las muestras originales. Además, la muestra cortada presenta valores de ángulos de fricción menores a los del material original. Se observa también un aumento del módulo de deformación, E_{50}, de la muestra equivalente con respecto a las muestras originales. Consecuentemente, este método no caracteriza adecuadamente el comportamiento tensión-deformación. Es posible señalar que al existir infinitas granulometrías que pueden generar la misma muestra equivalente de corte, resulta innegable el hecho de que no es razonable que esta única muestra represente a todas las posibles granulometrías originales. No obstante, este método de corte podría funcionar

si el porcentaje de partículas de sobre-tamaño es reducido. Para el suelo estudiado del Río Maipo, se deduce que para un porcentaje de sobre-tamaño menor a un 20% el corte podría ser útil en la determinación de los parámetros de resistencia al corte.

- Considerando los resultados de ambos métodos se puede establecer que el tamaño de partículas afecta al ángulo de fricción interna de la siguiente forma:

Tabla 7.1: Resumen de resultados de ambos métodos

Muestra Método	Variación del Cu y Cc	Dr (%)	Variación de $\gamma_{d\ máx}$ y $\gamma_{d\ min}$	Angulo de fricción interna (*)
A-1 Homotéticas	Son similares para las tres gradaciones.	80	Ambas son similares para las tres gradaciones.	No varía con el aumento del tamaño de partículas.
M-1 Homotéticas	Son similares para las 4 gradaciones.	80	Ambas son similares para las 4 gradaciones.	No existe dependencia clara de ϕ con D_{50} .
M-2 Homotéticas	Son similares para las tres gradaciones.	70	Ambas son similares para las tres gradaciones.	Disminuyen a medida que aumenta el tamaño de partículas
M-3 Homotéticas	Son similares para las tres gradaciones.	70	γ_{max} es similar para los diferentes D_{50}.	Disminuyen a medida que se reduce el tamaño de partículas
P-1 Homotéticas	Disminuyen a medida que se reduce el tamaño de partículas	80	Disminuyen a medida que se reduce el tamaño de partículas	Disminuyen a medida que se reduce el tamaño de partículas
M-2 y M-3 Corte	Disminuye al reducirse el D_{50}	70	Disminuyen a medida que se reduce el tamaño de partículas	Disminuye a medida que se reduce el tamaño de las partículas.

(*) : Es el ángulo de fricción máxima obtenido para los diferentes niveles de presión de confinamiento.

- En ambas metodologías los parámetro de resistencia al corte, cohesión y ángulo de fricción, de la envolvente de falla determinados por medio de la ecuación de Mohr- Coulomb, para las muestras M-2 y M-3 son similares. En el caso de las homotéticas de la muestra P-1, el ángulo de fricción aumenta con el incremento del tamaño de partícula y la cohesión varía entre 0.4 y 0.5 kg/cm^2.

- Al utilizar una envolvente parabólica, determinada por la ec. 2.8, los parámetros de *a* y *b* son muy similares para las muestras M-2 y M-3 en ambos métodos. Mientras que en las homotéticas de la muestra P-1 se aprecia una reducción de la resistencia determinada por la envolvente al disminuir el tamaño medio de partículas.

- Los ensayos triaxiales a gran escala y las curvas homotéticas del material P-1 presentan una curvatura de sus respectivas envolventes de falla, las cuales son bien representadas por medio de la ecuación parabólica (Ec. 2.8) propuesta por de Mello (1977). En caso de utilizar una envolvente lineal, la cohesión obtenida no está asociada a un posible aporte de arcillas o limos, ya que las muestras poseen un contenido de finos menor al 10% y además son muestras alteradas que fueron secadas al horno a 100° C. Por lo cual esta cohesión aparente es producto de la curvatura de la envolvente de falla.

- Si el material es uniforme y posee sobre un 40% de partículas de sobre-tamaño de baja resistencia o meteorizadas, el método de corte y reemplazo entregaría parámetros de resistencia al corte conservadores.

- Para definir con que porcentaje de partículas de sobre-tamaño es posible utilizar el método de la matriz propuesto por Fragaszy et al. (1992), en un suelo remoldado, se debe determinar las densidades máxima y mínimas de la muestra de suelo con diferentes contenido de partículas de sobre-tamaño. De esta forma se puede definir el nivel de interacción entre partículas. Por ejemplo,

se puede apreciar en la fig. 6.41 que las densidades límites de las mezclas de 40% y 60% son similares, y ambas muestras presentan un comportamiento tensión-deformación muy similar. Esto indica que la resistencia al corte de la muestra del Río Maipo, con un contenido de partículas de sobre-tamaño entre un 40% y 60% proviene de la interacción entre partículas de la fracción gruesa y fina. Por lo tanto si este suelo contiene menos de un 20% de partículas de sobre-tamaño se podría utilizar el método de la matriz.

- En general los efectos en la resistencia al corte de las variables estudiadas coinciden con lo descrito por la literatura (variación de la forma de partículas, fábrica, tamaño de partículas, contenido de partícula de sobre-tamaño, etc)

- La resistencia inicial definida para la Grava de Santiago no puede ser atribuida solamente a la trabazón mecánica. En el caso de la 1ra depositación, en este estudio se comprobó la presencia se vidrio volcánico, finos arcillosos (illita) y óxidos de hierro en la matriz de este suelo, lo cual genera una leve cementación entre partículas de este suelo en estado natural. Por este motivo esta depositación presenta características de seudo-conglomerado, es decir, una buena estabilidad de cortes verticales de gran altura y ángulos de taludes cercanos a los 70º, lo cuales se ven alterados por la presencia de agua y se vuelven inestables. Esta alteración se produce ya que la matriz al adquirir humedad se vuelve plástica debido a la presencia de mica y arcillas, lo cual produce una inestabilidad local de los bolones lo que conlleva a una falla general.

- La construcción del triaxial a gran escala de IDIEM, que permite ensayar probetas hasta de 1m de diámetro y 2 m de altura, entrega la posibilidad de determinar los parámetros de resistencia a corte de suelos granulares gruesos escalados por medio de las metodologías estudiadas en esta tesis. Lo cual optimiza el diseño de obras de ingeniería tales como embales de tierra, presas de enrocados, taludes de botaderos mineros, etc.

7.2 Recomendaciones

- Todos los ensayos de esta tesis fueron realizados sobre muestras de suelos que contiene partículas de diferentes origines mineralógicos, por ende el estudio de la resistencia o dureza de las partícula individuales no es factible. Por este motivo para estudiar el efecto de esta variable sobre la metodología de curvas homotéticas, se sugiere realizar una validación de este método por medio de granulometrías que cumplan las características antes mencionadas y además contengan partículas del mismo origen mineralógico

- Si se utiliza el método de curvas homotética en una muestra con gravas alteradas, el ángulo de fricción de la muestra equivalente podría aumentar, ya que la rotura de las partículas podría generar una granulometría mejor graduada que la original. Por lo cual, es recomendable en estos casos realizar a lo menos dos ensayos de granulometrías equivalente con distintos tamaños máximo, para verificar o desechar esta posibilidad.

- Si se cuenta con la posibilidad de tener acceso a otros ensayos triaxiales a gran escala, cuyo material cumpla con las características de aplicación del método de curvas paralelas, esto daría la posibilidad de validar este método con un escalamiento de mayor dimensión que el empleado en esta tesis. Si el material no cumple con estas características sería interesante también validar la metodología de corte analizada también en este estudio.

- En esta tesis se dio un primer paso al estudio mas profundo de las componentes mineralógicas de la 1ra depositación del Río Mapocho y como influyen estas en las propiedades geomecánicas de este suelo. Por ende un gran aporte a la ingeniería geotécnica sería un estudio más profundo y amplio de las depositaciones del Río Mapocho y Maipo, para realizar una diferenciación geológica e ingenieril de ellas.

NOTACION

a : Constante de ecuación parabólica para envolvente de falla

α : Ángulo de inclinación de la envolvente de falla en el diagrama “p-q”. (grados)

b : Exponente de ecuación parabólica para envolvente de falla

B_g : Porcentaje del peso de las partículas que han sufrido rotura. (%)

c : Cohesión. (kg/cm^2)

c_m : Cohesión movilizada para un ε dado. (kg/cm^2)

Cc : Coeficiente de concavidad. (adimensional) $C_c = (D_{30})^2/D_{10}\text{-}D_{60}$

Cu : Coeficiente de uniformidad. (adimensional) $C_u = D_{60}/D_{10}$

CO_2 : Gas Dióxido de carbono.

CL : Arcilla de baja plasticidad

CH : Arcilla de alta plasticidad

D_{50} : Tamaño medio de partícula para un porcentaje de “50”. (mm)

D_R : Densidad relativa. (%)

e : Índice de vacíos.

e_{max} : Índice de vacíos máximo.

e_{min} : Índice de vacíos mínimo.

EDX : Energy Dispersive Ray-X

E_{50} : Rigidez asociada con un nivel de tensiones igual a la mitad de la resistencia máxima.

ε : Deformación unitaria axial. (%)

ε_1 : Deformación unitaria en la dirección del esfuerzo principal mayor. (%)

ε_3 : Deformación unitaria en la dirección del esfuerzo principal menor. (%)

ε_V : Deformación volumétrica. (%)

ϕ : Ángulo de fricción interna del conjunto particulado. (grados)

ϕ_b : Angulo de fricción básico de superficies planas, modelo de Barton y Kjærnsli

ϕ_m : Angulo de fricción movilizado para un ε dado. (grados)

ϕ_{peak} : Ángulo de fricción interna máximo o peak. (grados)

ϕ_{min} : Ángulo de fricción interna para la mayor presión de confinamiento de ensayo. (grados)

ϕ_u : Ángulo de fricción interna debido a la fricción entre partículas.

GP : Grava mal graduada

GW : Grava bien graduada

γ_{13} : Deformación por corte. (%)

γ_{max} : Densidad máxima. (gr/cm^3)

γ_{min} : Densidad mínima. (gr/cm^3)

I_D : Índice de densidad relativa.

I_R : Índice de dilatancia.

IP : Índice de plasticidad

ML : Limo de baja plasticidad

ML : Limo de alta plasticidad

R : Rugosidad equivalente, modelo de Barton y Kjærnsli

σ_n : Esfuerzo normal. (kg/cm^2)

σ_1 : Esfuerzo principal mayor. (kg/cm^2)

σ_3 : Esfuerzo principal menor. (kg/cm^2)

S : Resistencia equivalente del enrocado, modelos de Barton y Kjærnsli

SEM : Scanning Electron Microscope

$S_{u,cyc}$: Resistencia al corte cíclica no-drenada.

T_{max} : Tamaño máximo de partículas. (mm)

τ : Esfuerzo de corte. (kg/cm^2)

p' : Presión media efectiva. (kg/cm^2)

q : Tensión de corte. (kg/cm^2)

μ : Coeficiente de fricción entre dos superficies de contacto. (adimensional)

ψ : Angulo de dilatancia. (grados)

ϑ^* : Taza de dilatación para el modelo de Wan y Guo (2005)

BIBLIOGRAFIA

1. AL-HUSSAINI, Mosaid. Effect of particle size and strain conditions on the strength of crushed basalt. Canadian Geotechnical Journal, 20(4): 706-717, 1983.

2. Amethyst Galleries Inc. 1995-2005. http://www.galleries.com/

3. BANKS, D. C., MACIVER, B.N. y SOWER, G. F. DISCUSSIONS: Review of shearing strength of rockfill. Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, 97(5):794-801, May 1971.

4. BARTON, N. y KJAERNSLI, B. Shear Strength of rockfill. Journal of the Geotechnical Engineering Division, 107 (7):873-889, July 1981.

5. BJERRUN, L. Problems of soil mechanics and constribution on soft clays. State-of-the- art Report to session IV, 8th international conference on Soil mechanics and foundation engineering, Moscow, 1973. Norwegian Geotechnical Institute. Publication N° 100 Oslo 1974.

6. BIAREZ, J. & HICHER, P. Elementary mechanics of soil behaviour : saturated remoulded soils. Rotterdam, Balkema, 1994, 208 p.

7. BISHOP, A.W. The strength of soils as engineering materials. Sixth Rankine Lecture. Géotechnique, 16(2):91-128, 1966.

8. BISHOP, A.W., WEBB, D.L., SKINNER, A.E. Triaxial test on soil at elevated cell pressures. Proc. 6th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Montreal, 1965, Vol. 1, pp 170-174.

9. BOLTON, M. D. The strength and dilatancy of sands. Géotechnique, 36(1):65-78, 1986.

10. BOWMAN, E. T., SOGA, K. y DRUMMOND, T. W. Particle shape characterisation using Fourier Analysis. Technical Reports of Geotechnical Group, University of Cambridge, CUED/D-Soils/TR315 , 2000.

11. BURMISTER, Donald. The grading-density relations of granular materials. Proceedings, American Society for Testing and Materials, Volume 38, Part II, Philadelphia, Pennsylvania (1938).

12. CEA, J.C, OLALLA, C. y UTRILLAS, J.L. Influencia de la granulometría y el tamaño en la resistencia al corte de escolleras. 3er Simposio nacional de geotecnia vial. Construcción y comportamiento de terraplenes. Asociación técnica de Carreteras. Vigo 28-30 de Septiembre 1994, pp. 165-172.

13. CEA, J.C., OLALLA, C. Estudio de la resistencia al corte de la escollera empleada en espaldones de la Presa de Canales (Granada). Simposio sobre Geotecnia de Presas de materiales sueltos. Comunicación no. 1.01, 1993, pp. 61-67.

14. CHARLES, J. A. y WATTS, K. S. The influence of confining pressure on the shear strength of compacted rockfill. Géotechnique, 30(4):353-367, 1980.

15. CHÁVEZ, Carlos. Estudio del comportamiento triaxial de materiales granulares de tamaño medio con énfasis en la influencia de la succión. Tesis (Doctor en Cs. de la Ingeniería). Barcelona, España. Universidad Politécnica de Cataluña, Departamento de Ingeniería de Terreno, Cartografía y Geofísica, 2004.

16. CHO, G. C., DODDS, J. y SANTAMARINA, J. C. Particle Shape effects on parking density, stiffness and strength: Natural and Crushed sands. Internal report – Georgia Institute of technology.
http://www.ce.gatech.edu/~carlos/laboratory/tool/Particleshape/Particleshape.htm

17. COLLIAT-DANGUS, J. L., DESRUES, J. y FORAY, P. Triaxial testing of granular soil under elevated cell pressure. Advanced Triaxial Testing of Soil and Rock, ASTM STP 977, Robert T. Donaghe, Ronald C. Chaney, and Marshall L. Silver, Eds., American Society for Testing and Materials, Philadelphia, 1988, pp. 290-310.

18. DE ALMEIDA Maia, P. Avaliação do comportamento geomecânico e de alterabilidade de enrocamentos. Tesis (Doctor en Cs. Engenharia Civil: Geotecnia). Rio de Janeiro, Brazil. Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Departamento de Engenharia Civil, 2001.

19. DE MELLO, V. Reflection on design decisions of practical significance to embankment Dams. Géotechnique, 27(3):279-355, 1977.

20. DONAGHE, R. T. y TOWNSEND, F. C. Scalping and Replacement effects on the compaction characteristics of earth-rock mixtures. Soil Specimen preparation for Laboratory Testing, ASTM STP 599, American Society for Testing and Materials, 1976, pp 248-277.

21. DONAGHE, R. T.& TORREY, V. H.. Scalping and replacement effects on strength parameters of earth-rock mixtures. Proc. Conf. on Design Parameters in Geotechnical Engineering, London 1979, vol.2, pp.29-34.

22. DOUGLAS, K. J. The shear strength of rock masses. Thesis (Doctor of Philosophy). Sydney, Australia. The University of New South Wales, School of Civil and Environmental Engineering, 2002.

23. FLORES, R. Ingeniería sísmica en Chile : el caso del sismo del 3 de marzo de 1985. 1ª edición , Instituto de Ingenieros de Chile, Santiago, 1993. 450 p.

24. FRAGASZY, R. J., SU, W. y SIDDIQI, F. H. Effects of oversize particles on the density of clean granular soils. Geotechnical Testing Journal, 13(2):106-114, June 1990.

25. FRAGASZY, R.J., Su, J., SIDDIQI, F. H. and HO, C. Modeling strength sandy gravel. Journal of Geotechnical Engineering, 118(6):920-935, June 1992.

26. FRASSONI, A., HEGG, U. y ROSSI, P. P. Large-scale laboratory test for the mechanical characterization of granular materials for embankment dams. Fourteenth Congress on Large Dams, Rio de Janeiro, Brasil, ICOLD, Vol. Q85, 1982, pp 727-751.

27. FUMAGALLI, Emanuele. Tests on cohesionless materials for rockfill dams. Journal of the soil mechanics and foundations division, 95(1):313-332, Jan. 1969.

28. GESCHE, Roberto. Metodología de evaluación de parámetros de resistencia al corte de suelos granulares gruesos. Tesis (Ingeniero Civil). Santiago, Chile. Universidad de Chile, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas, 2002.

29. GUTIERREZ, Marte. Mixture theory characterization and modeling of soil mixtures. Geomechanics 2003, Geomechanics: Testing, Modeling, and Simulation (GSP 143), 1st Japan-U. S. Workshop on Testing, Modeling, and Simulation, Jerry A. Yamamuro, Junichi Koseki - Editors, June 27–29, 2003, pp. 600-612, Boston, Massachusetts, USA.

30. HARDIN, B. Crushing of Soil Particles. Journal of Geotechnical Engineering, 111(10):1177-1192, October 1985.

31. HOLTZ, W.G. y ELLIS, W. Triaxial Shear Characteristic of clayey gravel soils. Proc.5th Intern. Congress on Soil Mechanics and Foundation Engineering., Paris, vol.2, pp. 143-149.

32. IDIEM. Informe Geotécnico de ensayos de triaxiales de gran escala, suelo H-4 de puente Alto y grava de estación Metro Tobalaba. Ing. R. Verdugo y G. Peters, Octubre 2004.

33. INDRARATNA, B., IONESCU, D. y CHRISTIE, H. D. Shear Behavior of railway ballast based on large-scale triaxial test. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 124(5):439-449, May 1998.

34. INDRARATNA, B., WIJEWARDENA, L. S. S. y BALASUBRAMANIAM, A. S. Large-scale triaxial testing of greywacke rockfill. Géotechnique, 43(1):37-51,1993.

35. KIRKPATRICK, W. M. Effects of grain size and grading on the shearing behaviour of granular materials. Proceeding of the Sixth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 1, Canada, 1965, pp 273-277.

36. KOENER, Robert M. Effect of particle characteristics on soil strength. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, 96(4):1221-1234, Oct. 1969.

37. KORFIATIS, G.P. y MANIKOPOULOS, C.N. Correlation of maximum dry density and grain size. Journal of the Geotechnical Engineering Division, 108(9):1171-1176, Sep. 1982.

38. KORT, I y MUSANTE, H. Ensayos triaxiales In-Situ en la grava de Santiago. Informe Técnico para la Dirección del Metro de Santiago, 1978.

39. KRUMBEIN, W & SLOSS, L. Stratigraphy and Sedimentation. San Francisco, W.H. Freeman 1963, 497 p.

40. LADE, P. V., YAMAMURO, J. A. y BOPP, P. Significance of particle crushing in granular materials. Journal of Geotechnical Engineering, 122(4):309-316, April 1996.

41. LAMBE.R. & WITHMAN, R. Mecánica de Suelos. México, Ed. Limusa, 1998, 582 p.

42. LATHAM, J., MUNJIZA, A., YANG, L. On the prediction of void porosity and parking a rock particulates. Powder Technology, 125(1):10-27, May. 2002.

43. LEE, K. L. y SEED, H. B. Drained strength characteristics of sands. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, 93(6):117-141, Nov. 1967.

44. LEE, K. y FARHOOMAND, I. Compressibility and crushing of granular soil in anisotropic triaxial compression. Canadian Geotechnical journal, 4(1):68-86, 1967.

45. LEE, Young Huy. Strength and deformation characteristics of rockfill. Thesis (Doctor of Engineering). Bangkok, Thailand. Asian Institute of Technology, 1986.

46. LEPS, Thomas. Review of shearing strength of rockfill. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, 96(4):1159-1170, July 1970.

47. LI, X. S. y DAFALIAS, Y. F. Dilatancy for cohesionless soils. Géotechnique, 50(4):449-460, 2000.

48. MAKSIMOVIC, Milan. A family of Nonlinear failure envelopes for non-cemented soils and rock discontinuities. The electronic Journal of Geotechnical Engineering, EJGE, Vol. 1, 1996, http://www.ejge.com

49. MARACHI, D., CHAN, C. K. y SEED, H. B. Evaluation of properties of rockfill materials. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, 98(1):95-114, January 1972.

50. MARSAL, R., ROWE, P. W. y BARDEN, L. DISCUSSION: Drained strength characteristics of sands. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, 95(1):349-359, January 1969.

51. MARSAL, Raúl. Contribución a la mecánica de medios granulares. México, D. F., Comisión Federal de Electricidad, 1980, 253 p.

52. MARSAL, Raúl. Mechanical properties of rockfill. En: HIRSCHFELD, R. y POULOS, S., Embankment-dam engineering: Casagrande Volumen. New York, Wiley, 1973, 454 p.

53. MATHESON, Gordon. Relationship between compacted rockfill density and gradation. Journal of Geotechnical Engineering, 112(12):1119-1124, Dec. 1986.

54. MITCHELL, J. K., Fundamentals of Soil Behavior, Second Edition, John Wiley & Sons, Inc., New York, 1993, 437 p.

55. MOSTYN, G., DISCUSSION: Large-scale triaxial testing of greywacke rockfill, Géotechnique, 44(3):539-543, 1994.

56. MUSANTE, H., ORTIGOSA, P. y VALENZUELA, U. Resistencia al corte inicial en gravas. VIII CPMSIF – PCSMFE, 16-21 Agosto 1987, VIII Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones, Cartagena – Colombia, Vol. 3, pp 569-583.

57. NARSILIO, G. y SANTAMARINA, J.C. Clasificación de suelos: Fundamento físico, prácticas actuales y recomendaciones. Georgia Institute of Technology. 2005. http://www.fi.uba.ar/materias/6408/santamarina.pdf

58. ODA, M. Inicial fabrics and their relations to mechanical properties of granular material. Soil and Foundations, 12(1):17.36, 1972.

59. ORTIGOSA, P. e HIDALGO, E. Estabilidad de excavaciones en la línea 5 del Metro de Santiago. Apuntes de Curso Fundaciones II, CI62D, Depto. Ingeniería Civil, Facultad de C.s. Físicas y Matemáticas, Universidad de Chile.

60. ORTIGOSA, P., MUSANTE, H., KORT, I. Propiedades Mecánicas de la Grava de Santiago. 1º Congreso Chileno de Ingeniería Geotécnica, Santiago 1982, Vol. 2, pp. 442-454.

61. ORTIGOSA, Pedro. Aplicaciones de desacople c-f-e en problemas de Ingeniería Geotécnica. Dpto. Ing. Civil, Universidad de Chile, Octubre 2005.

62. ORTIGOSA, Pedro. Charla: Grava de Santiago y otros tópicos. Curso CI70A Seminario Magíster en Ing. Geotécnica, Prof. C. Foncea. Depto. Ingeniería Civil, Facultad de C.s. Físicas y Matemáticas, Universidad de Chile.

63. ORTIGOSA, Pedro. Propiedades de suelos granulares gruesos: Algunas experiencias Chilenas. Apuntes de Curso Fundaciones II, CI62D, Depto. Ingeniería Civil, Facultad de C.s. Físicas y Matemáticas, Universidad de Chile.

64. PELLEGRINO, A. Geotechnical properties of coarse-grained soils. Proc. 6th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Montreal, 1965, Vol. 1, pp 87-91.

65. PLATINO, D. y PARDINI, Ma. E. Estado constante de deformación en gravas, resultados obtenidos en aluviones de los ríos Senguerr y Neuquén. X Congreso Argentino de mecánica de suelos e ingeniería en fundaciones, Primer simposio Argentino de Mecánica de Rocas. X EXPOCAMSIF'88 , Vol, 1, 1988, pp 231-251.

66. PONCE, V. M., y BELL, J. M. Shear strength of sand at extremely low pressures. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division. 97(4):625-637, April 1971.

67. POULOS, Steve J. The Steady State of deformation. Journal of the Geotechnical Engineering Division, 107 (5): 553-562, May. 1981.

68. ROWE, P.W. The stress-dilatancy relation for static equilibrium of an assembly of particles in contac. Proc. of Royal Society of London, 269 (Serie A): 500-527, 1962.

69. SANTAMARINA, J. C. y CHO, G. C. Determination of critical state parameters in Sandy Soils – Simple procedure. Geotechnical Testing journal, 24(2):185-192, June 2001.

70. SANTAMARINA, J. C. y CHO, G. C. Soil Behaviour: The role of particle shape. Proc. Skempton Conf. March. 2004, London.
http://www.ce.gatech.edu/~carlos/laboratory/tool/Particleshape/Particleshape.htm

71. SANTAMARINA, J. C. y DÍAZ-RODRÍGUEZ, J. A. Friction in Soils: Micro and Macroscale Observations. Pan-American Conference, Boston, 2003.

72. SCHOFIELD, A. N. A note on Taylor's interlocking and Terzaghi's "true cohesion" error. Geotechnical News, Vol.17 Nº 4, December 1999.
http://www2.eng.cam.ac.uk/~ans/GeotechNews.htm

73. SCHANZ, T and VERMEER, P.A. Angles of friction and dilatancy of sand. Technical note. Géotechnique, 46 (1): 145-151, 1996.

74. SCHMERTMANN, J.H. and OSTERBERG, J.O. (1961) An experimental study of the develompment of cohession and friction with axial strain in saturated cohesive soils. ASCE. Research conference on shear strength of cohesive soils, Boulder Colorado 1960. p. 643-694.

75. SIDDIQI, F. H. y FRAGASZY, R. J. Strength evaluation of coarse grain dam material. IX Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Fundaciones, Viña del Mar, Chile, 1991, pp 1293-1302.

76. SIDDIQI, F., SEED, R. B., CHAN, C. K., SEED, H. B. y PYKE, R. M. Strength evaluation of coarse-grained soils. Earthquake engineering research center, College of Engineering University of California, Berkeley, California. Report Nº UCB/EERC-87/22, December 1987.

77. SOTO-BUBERT, A., AFRIA, A.M., GARLAND, M.T. Síntesis y estructura del complejo de Ytrio por medio de difracción de rayos X. Revista Ciencia Abierta, Universidad de Chile. Vol. 20 , 2003.
http://cabierta.uchile.cl/revista/20/educacion/educacion.html

78. TATSUOKA, Fumio. Impacts on geotechnical engineering of several recent findings from laboratory stress-strain test on geomaterials. The 2000 Burmister Lecture. Department of Civil Engineering and Engineering Mechanics, Columbia University, 31 Octubre, 2000.

79. THIERS, G.R. y DONOVAN, T. D. Field density, gradation, and triaxial testing of large-size rockfill for Little Blue Run Dam. Laboratory shear strength of soil, ASTM STP 740, R. N. Yong and F. C. Townsend, Eds., American Society for Testing and Materials, 1981, pp 315-325.

80. TOSSO, Juan. Suelos Volcánicos de Chile, Cap.4 Química de los suelos volcánicos. 1ra edición, INIA, Santiago 1985. 723 p.

81. VAID, Y., SIVATHAYALAN, S. y STEDMAN, D. Influence of specimen-reconstituting method on undrained response of sand. Geotechnical Testing Journal, Vol. 22, No 3, September 1999, pp. 187-195.

82. VALENZUELA, Gloria. Suelo de fundación del gran santiago. Instituto de Investigaciones Geológicas (Chile), Boletín 33, 1978, 84 p.

83. VALENZUELA, W. U. Resistencia al corte inicial de suelos granulares. Tesis (Ingeniero Civil). Santiago, Chile. Universidad de Chile, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas, 1986. 174 h.

84. VALLEJO, Luis E. Interpretation of the limits in shear strength in binary granular mixture. Canadian Geotechnical Journal, 38(5):1097-1104, 2001.

85. VALLERGA, B. A., SEED, H. B. , MONISMITH, C. L. y COOPER, R. S. Effect of shape size, and surface roughness of aggregate particles on the strength of granular materials. Road and paving materials : Second Pacific Area National Meeting, Los Angeles, California, September 17, 1956 , ASTM STP 212, American Society for Testing and Materials, Philadelphia, 1957, pp. 63-74.

86. VARADAJAN, A., SHARMA, K., VENKATACHALAM, K. y GUPTA, K. Testing and Modeling two rockfill materials. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 129(3):206-218, Mar. 2003.

87. VATSALA, A. DISCUSSION: Dilatancy for cohesionless soils. Géotechnique, 51(8):729-730, Sep. 2001.

88. VERDUGO, R. y ISHIHARA, K. The steady state of sandy soils. Soils and Foundations, 36(2):81-91, June 1996.

89. VERDUGO, Ramón. Seismic response of a saturated cohesionless soil mass. Revista Ciencia Abierta, Universidad de Chile, Vol. 8, Nov. 1999. http://cabierta.uchile.cl/revista/8/seismic.html

90. VERDUGO, Ramón. Mecánica de suelos avanzada. Cap 3. Resistencia al Corte. Colloquia Centenario IDIEM 1898-1998. Universidad de Chile, IDIEM, 1998.

91. VESIC, A. S. y CLOUGH, W. Behavior of granular materials under high stresses. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, 94(3):661-688, May 1968.

92. WAN, R. G. y GUO P. J. Stress dilatancy and fabric dependencias on sand behavior. Journal of engineering mechanics, 130(6):635-645, June 2004.

93. WAN, R. G., AL-MAMUN, M. y GUO, P. J. How do fabric and dilatancy affect the strength of granular materials. 16ICSMGE - Sixteenth International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Sep. 12-16 2005, pp 863-868.

94. YAMAMURO, J. A. y LADE, P. V. Drained Sand behavior in axisymmetric testa at hich pressures. Journal of Geotechnical Engineering, 122(2):109-119, Feb. 1996.

95. YASUFUKU, N. Chapter 2.3: Measurement of degree of particle crushing. Geotechnical of particulate media technical committee 35 (TC35),Technical report of The Japanese Geotechnical Society, 2003.

96. ZELLER, J. & WULLIMANN, D. The shear strength of the shell materials for the Göschenenealp Dam, Switzerland. 4th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Londres 1957, Vol. 2, pp. 399-415.

ANEXO A

Secuencia constructiva, instalación y componentes de triaxial a gran escala de IDIEM

Fig. A.1: Excavación para la instalación de equipo triaxial en estacionamiento de IDIEM.

Fig. A.2: Losa de hormigón armado para apoyo de las base del marco de reacción.

Fig. A.3: Ensamble del marco de reacción.

Fig. A.4: Soldaduras de la base del marco de reacción.

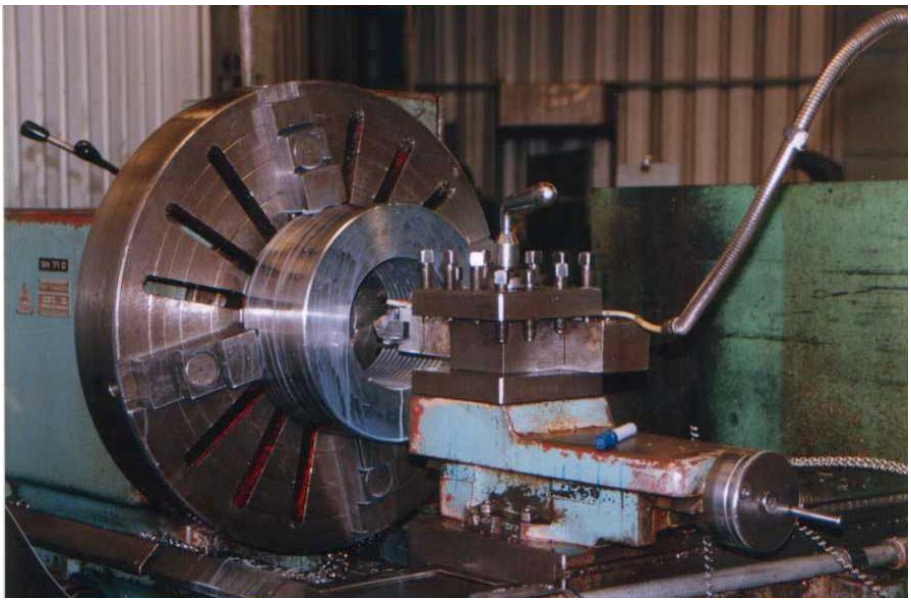


Fig. A.6: Torneado de hilo en tuercas para marco de reacción.

Fig. A.7: Aplicación de pintura antioxidante en cámara de presión.

Fig. A.8: Secuencia de instalación de marco de reacción y cámara de presión en excavación.

Fig. A.9: Nivelación del marco de reacción, instalación de mangueras de alta presión y relleno de arena compactado alrededor de la cámara de presión.

Fig. A.10: Construcción de losa de hormigón superior que limita el movimiento de la cámara de presión.

Fig. A.11: Estanque de 500 lt para medición de cambio volumétrico y prueba de conexión de cilindros hidráulicos para el flujo de aceite.

Fig. A.12: Bomba de presión y estanque de agua para el control de presión de cámara, y bomba para control de flujo de aceite hacia los cilindros hidráulicos.

Fig. A.13: Celda de carga interior e instalación del pistón de carga.

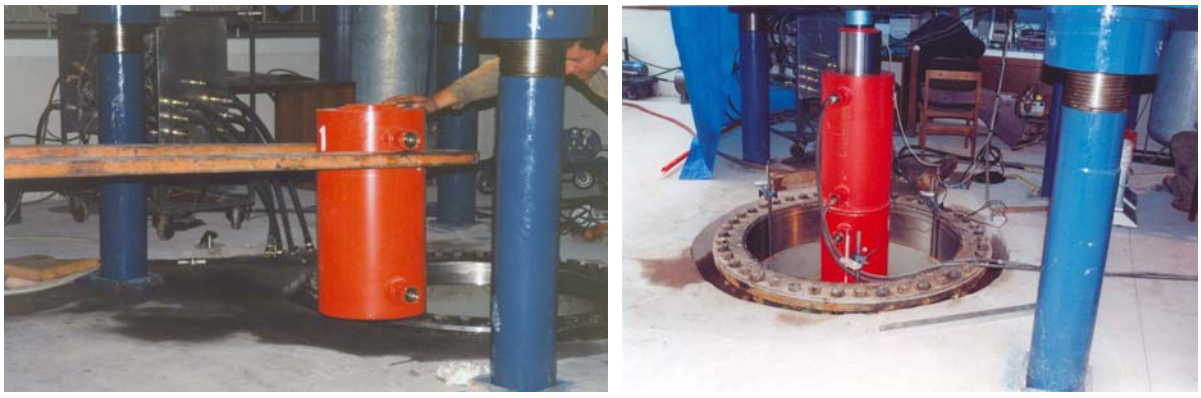


Fig. A.14: Instalación de cilindro hidráulico y configuración final de elementos para ejecución de ensayo triaxial a gran escala.

Fig. A.15: Extracción de probeta de 60 cm de diámetro y 120 cm de altura al finalizar el ensayo triaxial a gran escala.

Fig. A.16: Recuperación del material para la determinación de la granulometría post-ensayo a diferentes presiones efectivas de confinamiento.

ANEXO B

Resultados de ensayos de laboratorio

GRANULOMETRIAS DE LOS MATERIALES INTEGRALES, TRIAXIAL A GRAN ESCALA

Estudio : Tesis de Magister Ing. Geotecnica (K. de la Hoz)
Material de ensayo : P-1 y P-2

Tamaño partículas [mm]	Tamiz	P-1			P-2		
		Ensaye 1	Ensaye 2	Ensaye 3	Ensaye 1	Ensaye 2	Ensaye 3
101,6	4"	100	100	100	100	100	100
76,2	3"	96,3	96,3	96,3	90,7	90,7	90,7
63,5	2 1/2"	92	92	92	85,1	85,1	85,1
50,8	2"	87,4	87,4	87,4	76,6	76,6	76,6
38,1	1 1/2"	81,2	81,2	81,2	69	69	69
25,4	1"	71,6	71,6	71,6	60,8	60,8	60,8
19	3/4"	65,1	65,1	65,1	56,4	56,4	56,4
9,52	3/8"	49,8	49,8	49,8	48	48	48
4,76	Nº 4	36,2	35,6	34,7	40	41,5	40
2	Nº 10	24,2	22,8	22,7	28,9	31	28,8
0,84	Nº 20	13,9	12,4	13,2	19,5	21,4	19,5
0,42	Nº 40	7,6	6,9	7	14,3	15,9	14,2
0,25	Nº 60	5	4,7	4,8	11,3	12,4	10,9
0,074	Nº 200	3,1	3,1	3	7,4	7,7	6,8

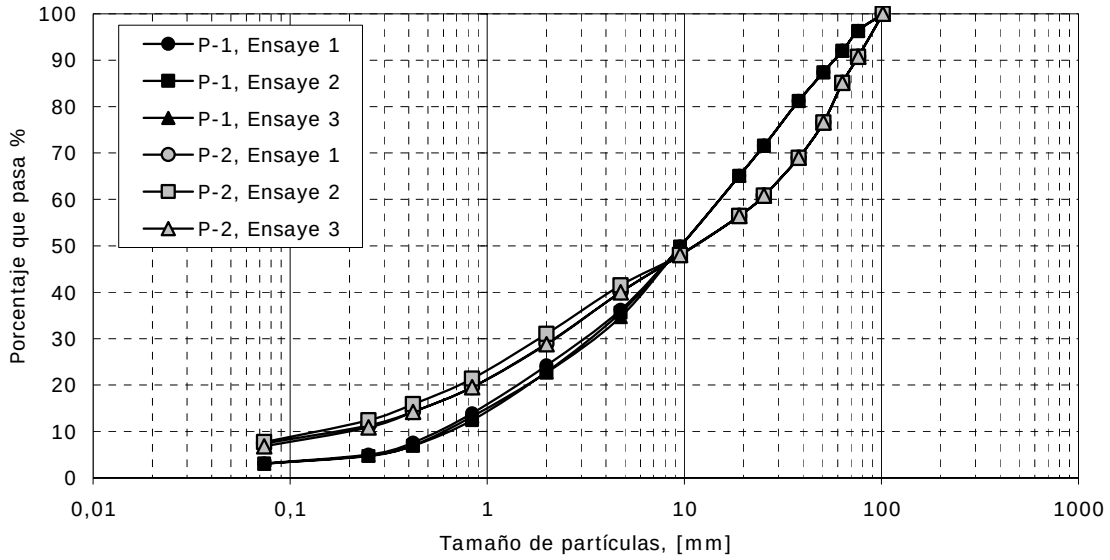


Fig. B.1: Granulometrías integrales de materiales P-1 y P-2

GRANULOMETRIAS DETERMINACION DE DENSIDADES, TRIAXIAL A GRAN ESCALA

Estudio : Tesis de Magister Ing. Geotecnica (K. de la Hoz)
Material de ensayo : P-1 y P-2

Tamaño partícula [mm]	Tamiz	P-1			P-2		
		Homotética	Integral bajo 3" sin reemplazo	Integral bajo 3" con reemplazo	Homotética	Integral bajo 3" sin reemplazo	Integral bajo 3" con reemplazo
76,2	3"	100	100	100	100	100	100
63,5	2 1/2"	98,3	92	91,3	94,2	85,1	83,2
50,8	2"	93,3	87,4	85,9	87,6	76,6	74,7
38,1	1 1/2"	87,4	81,2	79	76,6	69	67,1
25,4	1"	78,4	71,6	68,6	66,6	60,8	58,9
19	3/4"	71,6	65,1	61,4	60,8	56,4	54,6
9,52	3/8"	56,2	49,8	49,8	51,5	48	48
4,76	Nº 4	41,4	35,5	35,5	43,6	40,5	40,5
2	Nº 10	27,3	23,2	23,2	33,2	29,6	29,6
0,84	Nº 20	16,4	13,1	13,1	23,3	20,1	20,1
0,42	Nº 40	9,6	7,2	7,2	17	14,8	14,8
0,25	Nº 60	6,1	4,8	4,8	13,3	11,5	11,5
0,074	Nº 200	3,5	3,1	3,1	8,3	7,3	7,3

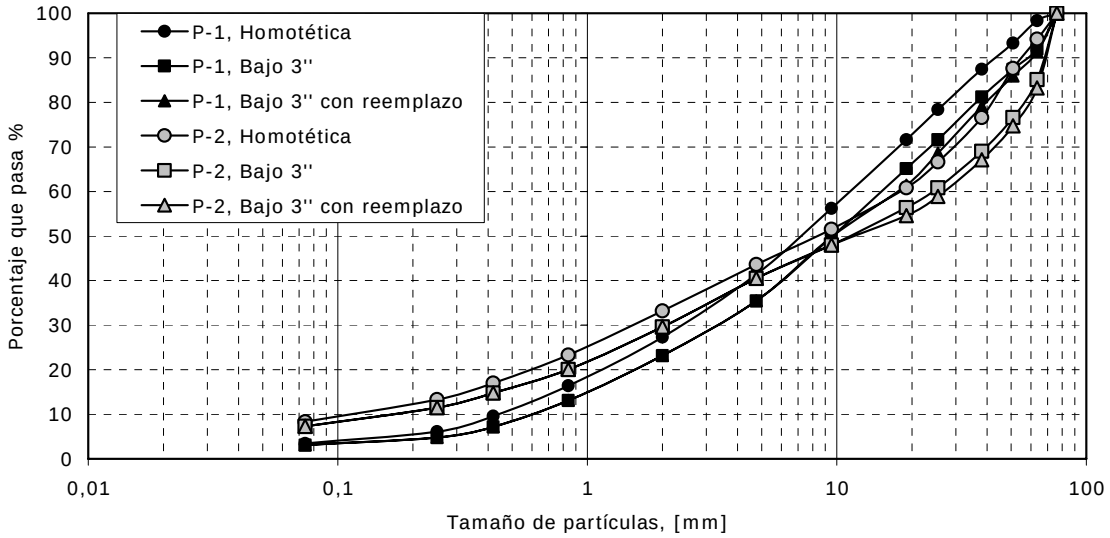


Fig. B.2: Granulometrías para la determinación de densidades de muestras P-1 y P-2

GRANULOMETRIAS HOMOTÉTICAS A MATERIAL P-1

Estudio : Tesis de Magister Ing. Geotecnica (K. de la Hoz)
Material de ensayo : Homotéticas a muestra P-1

Tamaño partícula [mm]	Tamiz	Díametro medio D_{50} [mm]			
		0,45	0,88	1,20	2,40
25	1"				100,0
19	3/4"				96,2
12,7	1/2"			100,0	87,4
9,5	3/8"		100,0	96,2	81,1
4,75	N° 4	100,0	87,4	81,1	65,1
2,36	N° 8	87,3	71,5	65,0	49,6
2	N° 10	83,7	67,8	61,3	46,4
1,18	N° 16	71,5	55,9	49,6	36,0
0,6	N° 30	56,4	42,1	36,4	26,7
0,425	N° 40	48,9	35,6	31,5	22,3
0,3	N° 50	42,1	30,7	26,7	18,1
0,15	N° 100	30,7	21,6	18,1	10,8
0,075	N° 200	10,0	10,0	10,0	5,9
Peso específico, Gs		2,71	2,71	2,71	2,71

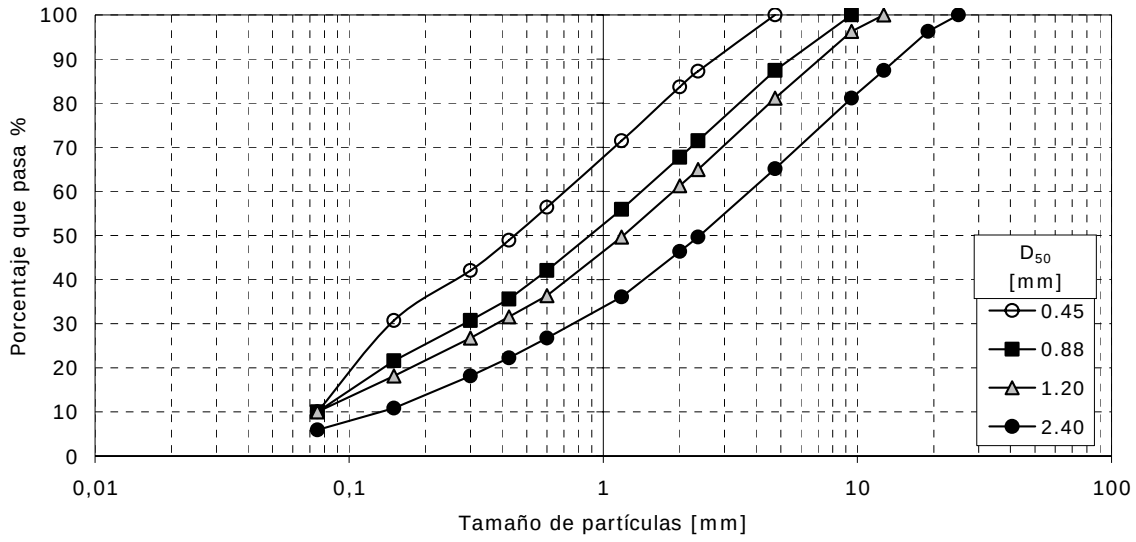


Fig. B.3: Granulometrías homotéticas al material P-1

GRANULOMETRIAS POST TRIAXIAL A GRAN ESCALA

Estudio : Tesis de Magister Ing. Geotecnica (K. de la Hoz)
Material de ensayo : Primera Serie muestra P-1

Tamaño partículas [mm]	Tamiz	Presión de Confinamiento [kg/cm2]			
		0,15	2,0	4,0	8,0
101,6	4"	100,0	100,0	100,0	100,0
76,2	3"	95,2	96,6	95,2	96,0
63,5	2 1/2"	89,9	93,6	92,3	91,6
50,8	2"	83,7	89,4	87,7	83,3
38,1	1 1/2"	76,5	83,5	81,4	76,8
25,4	1"	66,0	74,0	71,1	68,5
19	3/4"	59,5	67,6	64,0	62,4
9,52	3/8"	45,0	52,3	46,9	47,3
4,76	Nº 4	39,7	42,8	37,5	41,6
2	Nº 10	32,6	32,0	26,8	32,9
0,84	Nº 20	21,2	20,3	17,4	21,3
0,42	Nº 40	12,0	12,6	11,1	12,5
0,25	Nº 60	8,2	9,1	8,2	8,7
0,074	Nº 200	4,0	5,2	4,8	4,8

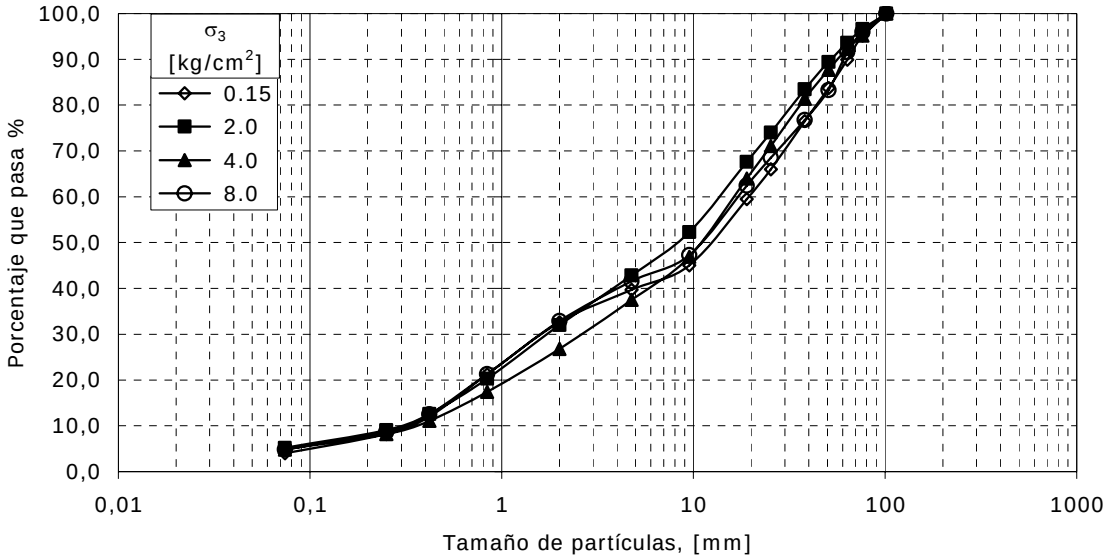


Fig. B.4: Granulometrías post-ensayo de primera serie triaxial a gran escala

GRANULOMETRIAS POST TRIAXIAL A GRAN ESCALA

Estudio : Tesis de Magister Ing. Geotecnica (K. de la Hoz)
Material de ensayo : Segunda Serie muestra P-1 y P-2

Tamaño partículas [mm]	Tamiz	Presión de Confinamiento [kg/cm2]			
		P-1		P-2	
		1,00	2,0	4,0	8,0
101,6	4"	100,0	100,0	100,0	100,0
76,2	3"	93,9	96,2	93,3	93,5
63,5	2 1/2"	89,9	93,1	88,2	88,6
50,8	2"	83,8	87,5	80,9	81,9
38,1	1 1/2"	76,7	79,9	72,8	74,2
25,4	1"	66,5	69,1	63,7	65,2
19	3/4"	60,2	62,4	58,9	60,0
9,52	3/8"	46,5	48,2	49,1	50,2
4,76	Nº 4	36,0	40,1	43,0	40,5
2	Nº 10	26,6	30,6	33,1	29,4
0,84	Nº 20	17,3	20,3	23,0	20,7
0,42	Nº 40	10,8	13,1	17,3	15,9
0,25	Nº 60	8,1	9,5	13,5	12,8
0,074	Nº 200	5,1	5,9	8,6	8,5

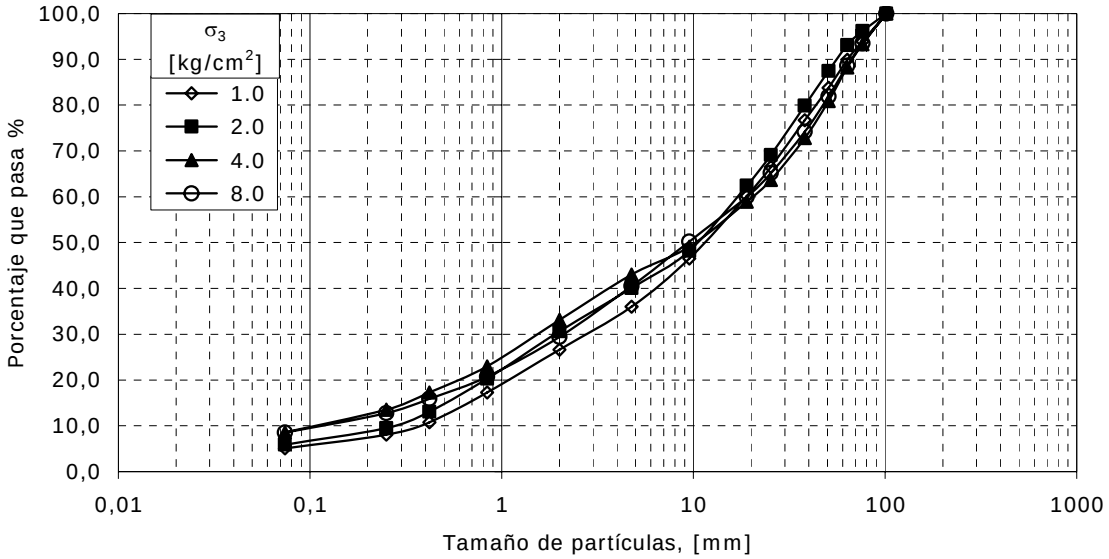


Fig. B.5: Granulometrías post-ensayo de segunda serie triaxial a gran escala

GRANULOMETRIAS POST TRIAXIAL CONVENCIONAL

Estudio : Tesis de Magister Ing. Geotecnica (K. de la Hoz)
Material de ensayo : Homotéticas a material P-1

Tamaño partículas [mm]	Tamiz	Diámetro medio D_{50} [mm]			
		0,45	0,88	1,20	2,40
25	1"				100,0
19	3/4"				96,6
12,5	1/2"			100,0	87,7
9,5	3/8"		100,0	95,5	81,0
4,75	N° 4	100,0	90,1	80,2	69,6
2,36	N° 8	88,9	76,9	66,1	59,2
2	N° 10	85,6	73,8	63,2	57,0
1,18	N° 16	73,9	62,4	51,7	47,0
0,6	N° 30	59,8	49,3	39,9	36,5
0,425	N° 40	53,3	43,0	35,5	31,4
0,3	N° 50	47,3	38,3	31,3	27,0
0,15	N° 100	35,2	27,8	22,7	17,5
0,075	N° 200	17,8	16,6	15,5	11,5

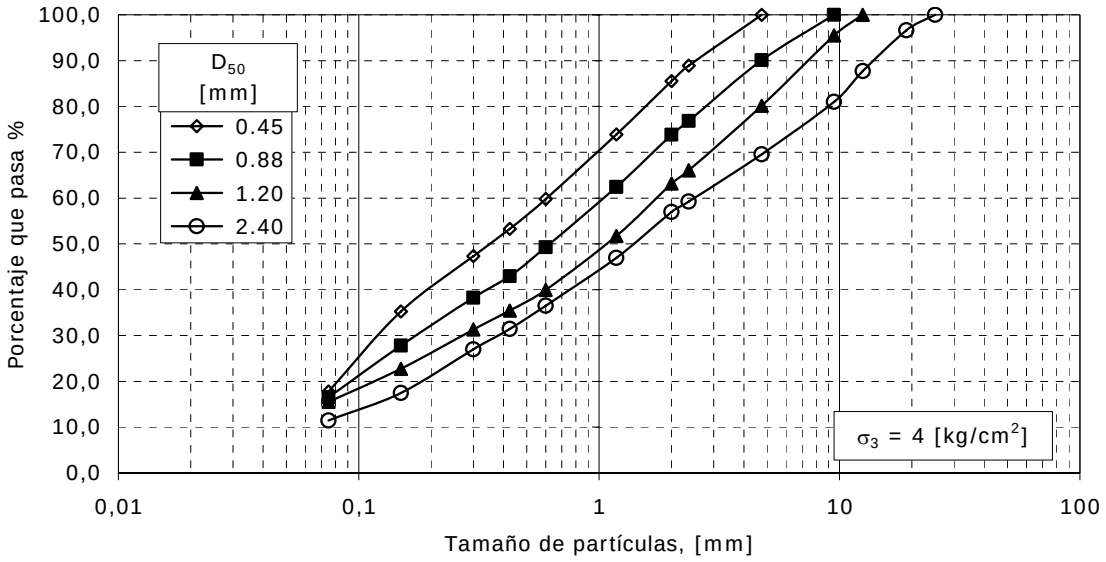


Fig. B.6: Granulometrías post-ensayo de curvas homotéticas

DESGASTE DE LAS GRAVAS POR MÉTODO DE LOS ANGELES

Estudio : Tesis de Magister Ing. Geotecnica (K. de la Hoz)
Material de ensayo : Integral de muestras P-1 y P-2

Identificación	Grado de Ensaye	Porcentaje de Pérdida [%]
P-1, muestra N° 1	4	16,0
P-1, muestra N° 2	4	16,6
P-2, muestra N° 1	4	16,4
P-2, muestra N° 2	4	15,8

ENSAYE TRIAXIAL A GRAN ESCALA TIPO CID

Estudio : Tesis de Magister Ing. Geotecnica (K. de la Hoz)
Material de ensayo : P-1
Tamaño medio : 9.61 mm
Serie : Primera

Probeta	[N°]	1	2	3	4
Altura Inicial de Confección	[cm]	120	120	120	120
Diámetro Inicial de Confección	[cm]	62,1	62,1	62,1	62,1
Variación de Volumen etapa consolidación	[cm^3]	0	-1257	-4416	-5887
Densidad seca de Confección	[gr/cm^3]	2,12	2,12	2,12	2,12
Humedad de Confección	[%]	1,69	2,20	3,32	1,28
Altura Inicial post-consolidación	[cm]	120,0	119,9	119,5	119,4
Diámetro Inicial post-consolidación	[cm]	62,1	62,0	61,8	61,8
Densidad seca post-consolidación	[gr/cm^3]	2,12	2,13	2,15	2,15
Contrapresión, B.P.	[kg/cm^2]	0	5	5	2
Presión de Cámara Efectiva	[kg/cm^2]	0,15	2	4	8

Probeta 1				Probeta 2			
ε_a [%]	ε_v [%]	p' [kg/cm^2]	q [kg/cm^2]	ε_a [%]	ε_v [%]	p' [kg/cm^2]	q [kg/cm^2]
0,00	0,00	0,15	0,00	0,00	0,00	2,00	0,00
0,43	0,20	0,58	0,43	0,19	0,00	2,62	0,62
0,81	0,49	0,87	0,72	0,59	-0,34	3,23	1,23
1,05	0,60	0,90	0,75	1,09	-0,68	3,84	1,84
1,42	0,77	0,96	0,81	1,49	-1,35	4,47	2,47
1,66	0,94	0,92	0,77	1,86	-1,35	5,07	3,07
2,44	1,94	0,78	0,63	2,23	-1,69	5,68	3,68
2,82	2,20	0,64	0,63	2,64	-2,03	6,29	4,29
3,95	2,85	0,61	0,49	3,14	-2,37	6,90	4,90
4,33	3,04	0,58	0,46	3,55	-2,71	7,51	5,51
4,71	3,26	0,57	0,43	4,01	-2,71	8,09	6,09
5,09	3,49	0,54	0,42	4,45	-2,71	8,67	6,67
5,47	3,73	0,56	0,39	5,14	-3,05	9,25	7,25
7,16	4,58	0,59	0,41	7,46	-2,71	10,22	8,22
7,58	4,58	0,64	0,44	9,29	-2,71	10,06	8,06
8,43	4,62	0,67	0,49	11,04	-2,37	10,44	8,44
9,10	4,74	0,71	0,52	---	---	---	---
10,19	4,90	0,74	0,56	---	---	---	---
10,43	4,93	0,74	0,59	---	---	---	---
10,68	4,96	0,77	0,59	---	---	---	---
10,92	4,99	0,76	0,62	---	---	---	---
11,16	5,03	0,76	0,61	---	---	---	---
11,41	5,07	0,76	0,61	---	---	---	---
---	---	---	---	---	---	---	---
---	---	---	---	---	---	---	---

Onservaciones:

Probeta REMOLDEADA a una Dr = 80% y ensayada en condición saturada

$p' = (\sigma 1+\sigma 3)/2$
$q = (\sigma 1-\sigma 3)/2$

ENSAYE TRIAXIAL A GRAN ESCALA TIPO CID (Continuación)

Estudio : Tesis de Magister Ing. Geotecnica (K. de la Hoz)
Material de ensayo : P-1
Tamaño medio : 9.61 mm
Serie : Primera

Probeta	[N°]	1	2	3	4
Altura Inicial de Confección	[cm]	120	120	120	120
Diámetro Inicial de Confección	[cm]	62,1	62,1	62,1	62,1
Variación de Volumen etapa consolidación	[cm^3]	0	-1257	-4416	-5887
Densidad seca de Confección	[gr/cm^3]	2,12	2,12	2,12	2,12
Humedad de Confección	[%]	1,69	2,20	3,32	1,28
Altura Inicial post-consolidación	[cm]	120,0	119,9	119,5	119,4
Diámetro Inicial post-consolidación	[cm]	62,1	62,0	61,8	61,8
Densidad seca post-consolidación	[gr/cm^3]	2,12	2,13	2,15	2,15
Contrapresión, B.P.	[kg/cm^2]	0	5	5	2
Presión de Cámara Efectiva	[kg/cm^2]	0,15	2	4	8

Probeta 3				Probeta 4			
ε_a [%]	ε_v [%]	p' [kg/cm^2]	q [kg/cm^2]	ε_a [%]	ε_v [%]	p' [kg/cm^2]	q [kg/cm^2]
0,00	0,00	4,00	0,00	0,00	0,00	8,00	0,00
0,05	-0,60	4,85	0,85	0,09	-0,20	8,86	0,86
0,20	-1,00	5,71	1,71	0,28	-0,41	9,72	1,72
0,49	-1,61	6,58	2,58	0,47	-0,61	10,58	2,58
0,97	-2,61	7,99	3,99	0,70	-1,23	11,45	3,45
1,12	-3,62	8,35	4,35	0,94	-1,63	12,32	4,32
1,48	-4,02	9,23	5,23	1,22	-2,45	13,22	5,22
2,73	-6,63	11,96	7,96	1,52	-2,86	14,09	6,09
3,24	-7,23	12,86	8,86	1,73	-3,27	14,98	6,98
3,92	-8,44	13,80	9,80	2,04	-3,68	15,86	7,86
4,69	-9,24	14,70	10,70	2,47	-4,90	16,80	8,80
6,26	-10,65	15,59	11,58	2,70	-5,31	17,70	9,70
9,08	-12,26	16,32	12,32	2,99	-5,52	18,58	10,58
9,51	-12,26	16,26	12,26	3,40	-5,93	19,46	11,46
9,93	-12,46	16,23	12,23	3,84	-6,54	20,37	12,37
10,36	-12,66	16,20	12,20	4,35	-6,95	21,24	13,24
10,80	-12,86	16,17	12,17	4,83	-7,36	22,11	14,11
11,29	-13,26	16,16	12,16	5,53	-7,76	22,95	14,95
---	---	---	---	6,42	-8,38	23,78	15,78
---	---	---	---	8,80	-8,99	25,20	17,20
---	---	---	---	9,29	-9,20	25,15	17,15
---	---	---	---	10,15	-9,20	24,99	16,99
---	---	---	---	10,64	-9,20	24,90	16,90
---	---	---	---	---	---	---	---
---	---	---	---	---	---	---	---
---	---	---	---	---	---	---	---
---	---	---	---	---	---	---	---
---	---	---	---	---	---	---	---

Onservaciones:

Probeta REMOLDEADA a la maxima densidad sin rotura de partículas y ensayada en condición saturada

$p' = (\sigma 1+\sigma 3)/2$
$q = (\sigma 1-\sigma 3)/2$

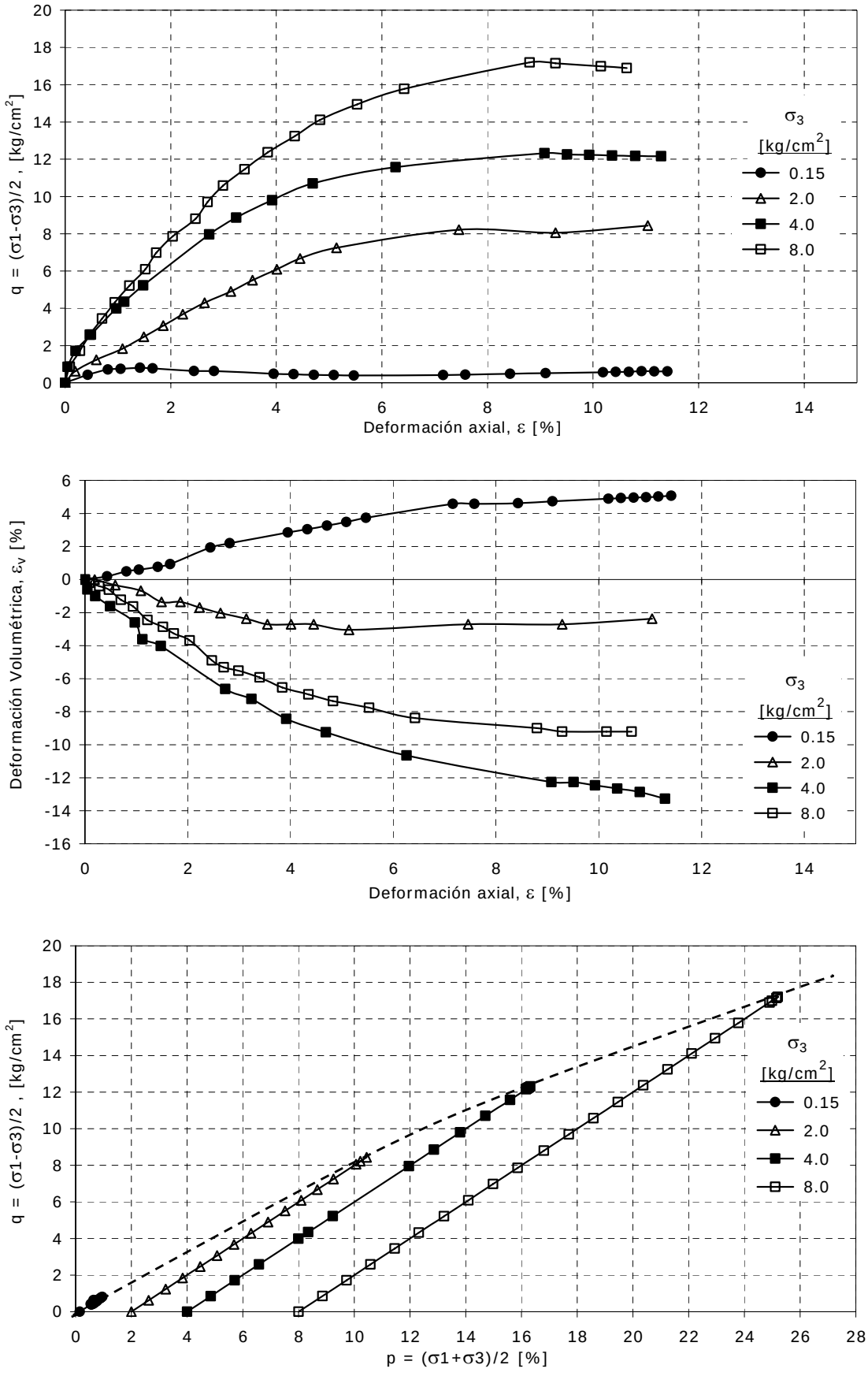


Fig.B.7: Primera serie de ensayos triaxiales a gran escala en material P-1

ENSAYE TRIAXIAL A GRAN ESCALA TIPO CID

Estudio : Tesis de Magister Ing. Geotecnica (K. de la Hoz)
Material de ensayo : P-1 y P-2
Tamaño medio : 9.61 mm
Serie : Segunda

Probeta	[N°]	1	2	3	4
Altura Inicial de Confección	[cm]	120	120	120	120
Diámetro Inicial de Confección	[cm]	61,23	61,23	61,23	61,23
Variación de Volumen etapa consolidación	[cm^3]	-710,1	-710,1	-710,1	-4970,7
Densidad seca de Confección	[gr/cm^3]	2,29	2,29	2,29	2,29
Humedad de Confección	[%]	2,82	2,78	0,91	0,91
Altura Inicial post-consolidación	[cm]	119,9	119,9	119,9	119,4
Diámetro Inicial post-consolidación	[cm]	61,2	61,2	61,2	60,9
Densidad seca post-consolidación	[gr/cm^3]	2,29	2,29	2,29	2,32
Contrapresión, B.P.	[kg/cm^2]	8,5	7	6	2
Presión de Cámara Efectiva	[kg/cm^2]	1	2	4	8

Probeta 1				Probeta 2			
ε_a [%]	ε_v [%]	p' [kg/cm^2]	q [kg/cm^2]	ε_a [%]	ε_v [%]	p' [kg/cm^2]	q [kg/cm^2]
0,00	0,00	1,00	0,00	0,00	0,00	2,00	0,00
0,02	0,00	1,34	0,34	0,05	0,00	2,51	0,51
0,05	0,00	1,68	0,68	0,09	0,00	3,02	1,02
0,08	-0,20	2,02	1,02	0,23	0,00	3,52	1,52
0,11	-0,20	2,36	1,36	0,29	0,00	4,03	2,03
0,17	-0,20	2,70	1,70	0,39	-0,20	4,54	2,54
0,28	-0,20	3,04	2,04	0,47	-0,20	5,05	3,05
0,36	-0,20	3,37	2,37	0,58	-0,20	5,55	3,55
0,48	-0,20	3,71	2,71	0,71	-0,20	6,05	4,05
0,54	-0,20	4,05	3,05	0,81	-0,40	6,57	4,57
0,60	-0,20	4,38	3,38	0,96	-0,40	7,07	5,07
0,64	0,00	4,71	3,71	1,10	-0,60	7,58	5,58
0,67	0,00	5,05	4,05	1,24	-0,40	8,06	6,06
0,76	0,00	5,38	4,38	1,42	-0,40	8,55	6,55
0,87	0,00	5,71	4,71	1,60	-0,40	9,05	7,05
1,01	0,20	6,03	5,03	1,86	-0,40	9,53	7,53
1,29	0,40	6,34	5,34	2,19	-0,20	9,99	7,99
1,47	0,40	6,50	5,50	2,57	0,00	10,44	8,44
1,65	0,80	6,47	5,47	3,32	0,40	10,34	8,34
1,91	1,21	6,43	5,43	3,66	0,80	10,28	8,28
2,16	1,41	6,41	5,41	5,15	1,41	10,10	8,10
2,44	1,81	6,37	5,37	---	---	---	---
2,87	2,01	6,34	5,34	---	---	---	---
3,48	2,61	5,40	4,40	---	---	---	---
4,09	3,01	4,88	3,88	---	---	---	---

Onservaciones:

Probeta REMOLDEADA a la maxima densidad sin rotura de partículas y ensayada en condición saturada

$p' = (\sigma 1+\sigma 3)/2$
$q = (\sigma 1-\sigma 3)/2$

ENSAYE TRIAXIAL A GRAN ESCALA TIPO CID (Continuación)

Estudio : Tesis de Magister Ing. Geotecnica (K. de la Hoz)
Material de ensayo : P-1 y P-2
Tamaño medio : 9.61 mm
Serie : Segunda

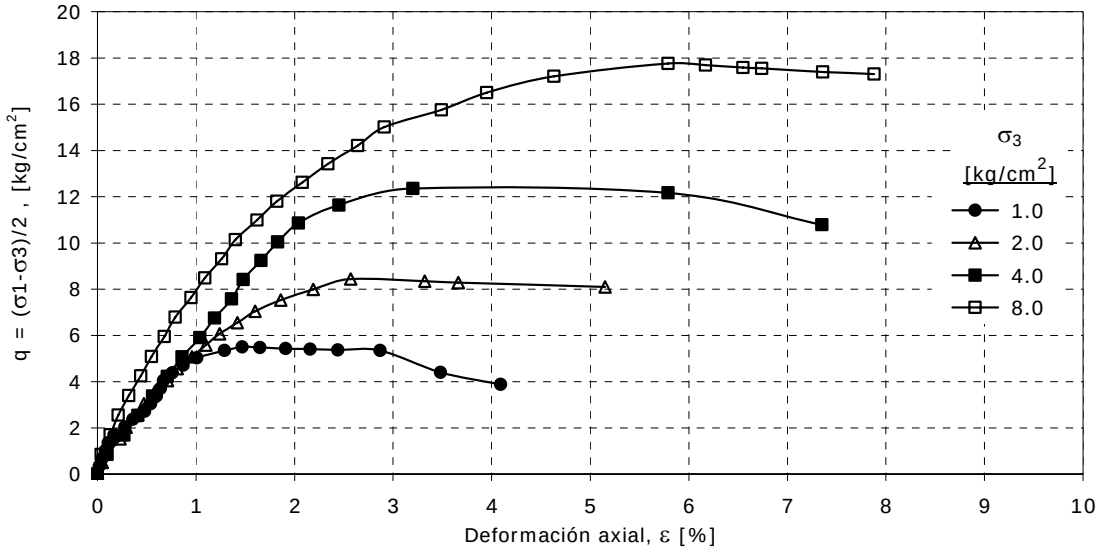
Probeta	[N°]	1	2	3	4
Altura Inicial de Confección	[cm]	120	120	120	120
Diámetro Inicial de Confección	[cm]	61,23	61,23	61,23	61,23
Variación de Volumen etapa consolidación	[cm^3]	-710,1	-710,1	-710,1	-4970,7
Densidad seca de Confección	[gr/cm^3]	2,29	2,29	2,29	2,29
Humedad de Confección	[%]	2,82	2,78	0,91	0,91
Altura Inicial post-consolidación	[cm]	119,9	119,9	119,9	119,4
Diámetro Inicial post-consolidación	[cm]	61,2	61,2	61,2	60,9
Densidad seca post-consolidación	[gr/cm^3]	2,29	2,29	2,29	2,32
Contrapresión, B.P.	[kg/cm^2]	8,5	7	6	2
Presión de Cámara Efectiva	[kg/cm^2]	1	2	4	8

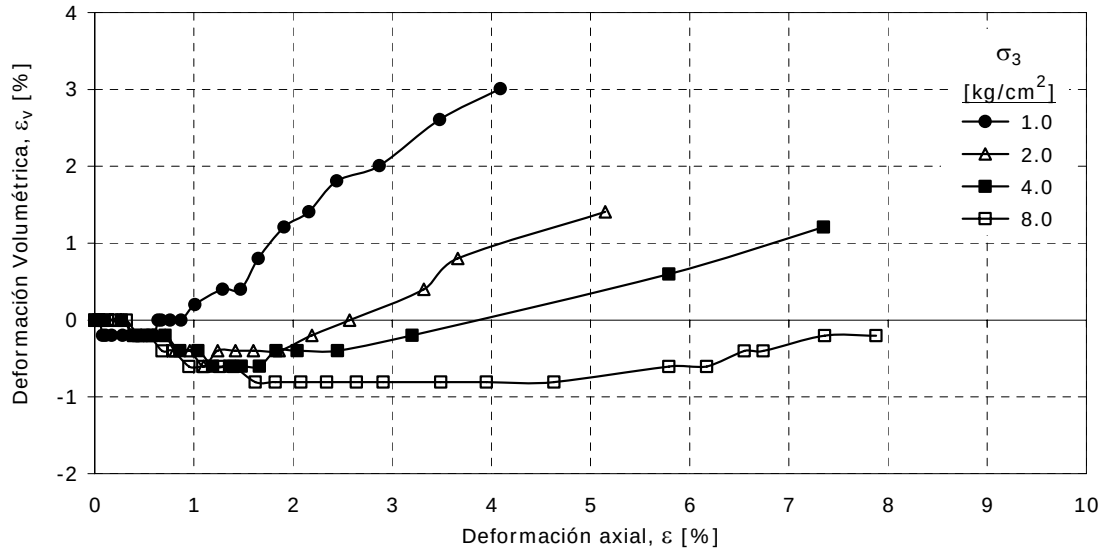
Probeta 3				Probeta 4			
ε_a [%]	ε_v [%]	p' [kg/cm^2]	q [kg/cm^2]	ε_a [%]	ε_v [%]	p' [kg/cm^2]	q [kg/cm^2]
0,00	0,00	4,00	0,00	0,00	0,00	8,00	0,00
0,10	0,00	4,85	0,85	0,04	0,00	8,85	0,85
0,27	0,00	5,69	1,69	0,13	0,00	9,70	1,70
0,41	-0,20	6,54	2,54	0,21	0,00	10,55	2,55
0,56	-0,20	7,38	3,38	0,32	0,00	11,40	3,40
0,71	-0,20	8,22	4,22	0,44	-0,20	12,25	4,25
0,86	-0,40	9,07	5,07	0,55	-0,20	13,09	5,09
1,04	-0,40	9,90	5,90	0,68	-0,40	13,95	5,95
1,19	-0,60	10,75	6,75	0,79	-0,40	14,79	6,79
1,36	-0,60	11,58	7,58	0,95	-0,61	15,64	7,64
1,48	-0,60	12,41	8,41	1,09	-0,61	16,48	8,48
1,66	-0,60	13,24	9,24	1,26	-0,61	17,31	9,31
1,83	-0,40	14,04	10,04	1,40	-0,61	18,14	10,14
2,04	-0,40	14,86	10,86	1,62	-0,81	18,98	10,98
2,45	-0,40	15,64	11,64	1,82	-0,81	19,80	11,80
3,20	-0,20	16,35	12,35	2,08	-0,81	20,61	12,61
5,79	0,60	16,16	12,16	2,34	-0,81	21,42	13,42
7,35	1,21	14,78	10,78	2,64	-0,81	22,21	14,21
---	---	---	---	2,91	-0,81	23,01	15,01
---	---	---	---	3,49	-0,81	23,75	15,75
---	---	---	---	3,95	-0,81	24,50	16,50
---	---	---	---	4,63	-0,81	25,20	17,20
---	---	---	---	5,79	-0,61	25,76	17,76
---	---	---	---	6,17	-0,61	25,69	17,69
---	---	---	---	6,55	-0,40	25,58	17,58
---	---	---	---	6,74	-0,40	25,54	17,54
---	---	---	---	7,36	-0,20	25,39	17,39
---	---	---	---	7,88	-0,20	25,30	17,30

Onservaciones:

Probeta REMOLDEADA a la maxima densidad sin rotura de partículas y ensayada en condición saturada

$p' = (\sigma 1+\sigma 3)/2$
$q = (\sigma 1-\sigma 3)/2$





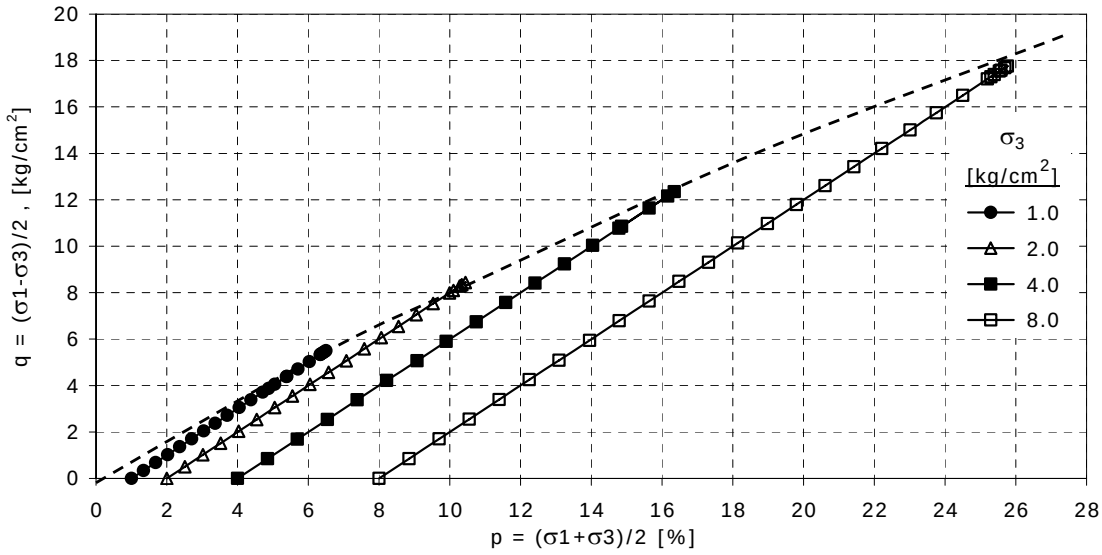


Fig. B.8: Segunda serie de ensayos triaxiales a gran escala en material P-1 y P-2

ENSAYE TRIAXIAL TIPO CID

Estudio : Tesis de Magister Ing. Geotecnica (K. de la Hoz)
Material de ensayo : Curva Homotética de la muestra P-1
Tamaño medio : 2.40 mm
Serie : Primera Homotética

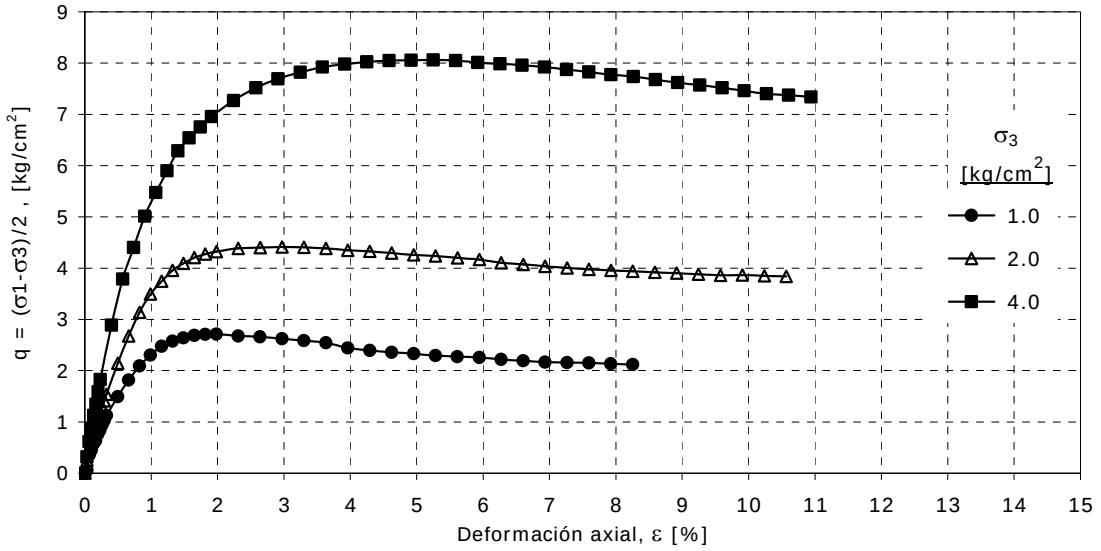
Probeta	[N°]	1	2	3
Altura Inicial de Confección	[cm]	30,39	30,39	30,39
Diámetro Inicial de Confección	[cm]	15,38	15,38	15,38
Variación de Volumen etapa consolidación	[cm^3]	-58,1	-60,5	-182,1
Densidad seca de Confección	[gr/cm^3]	2,093	2,093	2,093
Humedad de Confección	[%]	5	5	5
Altura Inicial post-consolidación	[cm]	30,29	30,3	30,1
Diámetro Inicial post-consolidación	[cm]	15,33	15,3	15,2
Densidad seca post-consolidación	[gr/cm^3]	2,115	2,116	2,161
Contrapresión, B.P.	[kg/cm^2]	3,0	2,0	1,0
Presión de Cámara Efectiva	[kg/cm^2]	1,0	2,0	4,0

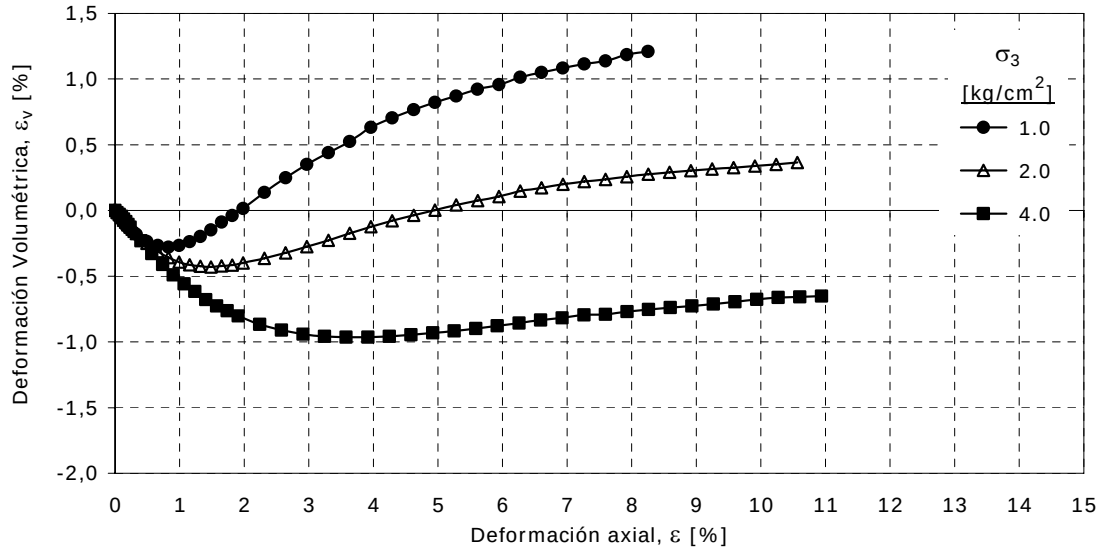
Onservaciones:

Probeta REMOLDEADA a una Dr = 80% y ensayada en condición saturada

$p' = (\sigma 1+\sigma 3)/2$
$q = (\sigma 1-\sigma 3)/2$

Probeta 1				Probeta 2				Probeta 3			
ε_a [%]	ε_v [%]	p' [kg/cm^2]	q [kg/cm^2]	ε_a [%]	ε_v [%]	p' [kg/cm^2]	q [kg/cm^2]	ε_a [%]	ε_v [%]	p' [kg/cm^2]	q [kg/cm^2]
0,00	0,00	1,00	0,00	0,00	0,00	2,00	0,00	0,00	0,00	4,00	0,00
0,03	-0,01	1,05	0,05	0,03	-0,02	2,25	0,25	0,03	-0,02	4,32	0,32
0,07	-0,05	1,35	0,35	0,07	-0,03	2,45	0,45	0,07	-0,03	4,62	0,62
0,10	-0,07	1,45	0,45	0,10	-0,05	2,58	0,58	0,10	-0,05	4,87	0,87
0,13	-0,09	1,57	0,57	0,13	-0,07	2,71	0,71	0,13	-0,07	5,12	1,12
0,17	-0,11	1,63	0,63	0,17	-0,09	2,86	0,86	0,17	-0,08	5,34	1,34
0,20	-0,12	1,76	0,76	0,20	-0,11	3,02	1,02	0,20	-0,11	5,59	1,59
0,23	-0,14	1,84	0,84	0,23	-0,12	3,14	1,14	0,23	-0,13	5,83	1,83
0,26	-0,16	1,94	0,94	0,26	-0,14	3,28	1,28	0,40	-0,23	6,89	2,89
0,30	-0,17	2,03	1,03	0,30	-0,16	3,41	1,41	0,57	-0,33	7,79	3,79
0,33	-0,18	2,13	1,13	0,33	-0,17	3,54	1,54	0,74	-0,41	8,40	4,40
0,50	-0,24	2,49	1,49	0,50	-0,25	4,14	2,14	0,90	-0,49	9,01	5,01
0,66	-0,27	2,81	1,81	0,66	-0,31	4,68	2,68	1,07	-0,56	9,48	5,48
0,83	-0,28	3,09	2,09	0,83	-0,36	5,14	3,14	1,24	-0,62	9,90	5,90
0,99	-0,27	3,30	2,30	0,99	-0,39	5,49	3,49	1,41	-0,68	10,28	6,28
1,16	-0,24	3,47	2,47	1,16	-0,41	5,75	3,75	1,57	-0,73	10,54	6,54
1,32	-0,20	3,58	2,58	1,32	-0,42	5,95	3,95	1,74	-0,76	10,75	6,75
1,49	-0,15	3,64	2,64	1,49	-0,43	6,10	4,10	1,91	-0,80	10,95	6,95
1,65	-0,09	3,69	2,69	1,65	-0,42	6,21	4,21	2,24	-0,87	11,27	7,27
1,82	-0,04	3,71	2,71	1,82	-0,42	6,28	4,28	2,58	-0,91	11,52	7,52
1,98	0,02	3,71	2,71	1,98	-0,40	6,32	4,32	2,91	-0,94	11,69	7,69
2,31	0,14	3,68	2,68	2,31	-0,36	6,38	4,38	3,25	-0,96	11,82	7,82
2,64	0,25	3,66	2,66	2,64	-0,32	6,40	4,40	3,58	-0,96	11,92	7,92
2,97	0,35	3,62	2,62	2,97	-0,27	6,41	4,41	3,91	-0,96	11,98	7,98
3,30	0,44	3,58	2,58	3,30	-0,23	6,41	4,41	4,25	-0,96	12,02	8,02
3,63	0,52	3,55	2,55	3,63	-0,17	6,38	4,38	4,58	-0,95	12,05	8,05
3,96	0,63	3,44	2,44	3,96	-0,12	6,35	4,35	4,92	-0,93	12,05	8,05
4,29	0,70	3,40	2,40	4,29	-0,08	6,33	4,33	5,25	-0,92	12,06	8,06
4,62	0,77	3,36	2,36	4,62	-0,04	6,29	4,29	5,59	-0,90	12,05	8,05
4,95	0,82	3,33	2,33	4,95	0,00	6,26	4,26	5,92	-0,88	12,01	8,01
5,28	0,87	3,29	2,29	5,28	0,04	6,24	4,24	6,26	-0,86	11,99	7,99
5,61	0,92	3,27	2,27	5,61	0,07	6,20	4,20	6,59	-0,83	11,96	7,96
5,94	0,96	3,26	2,26	5,94	0,11	6,17	4,17	6,93	-0,82	11,92	7,92
6,27	1,01	3,22	2,22	6,27	0,15	6,10	4,10	7,26	-0,79	11,88	7,88
6,60	1,05	3,19	2,19	6,60	0,17	6,07	4,07	7,59	-0,79	11,83	7,83
6,93	1,08	3,16	2,16	6,93	0,20	6,04	4,04	7,93	-0,77	11,77	7,77
7,26	1,11	3,16	2,16	7,27	0,22	6,00	4,00	8,26	-0,75	11,73	7,73
7,59	1,14	3,15	2,15	7,60	0,24	5,98	3,98	8,60	-0,74	11,68	7,68
7,92	1,19	3,13	2,13	7,93	0,26	5,96	3,96	8,93	-0,73	11,62	7,62
8,25	1,21	3,12	2,12	8,26	0,28	5,94	3,94	9,27	-0,71	11,57	7,57
---	---	---	---	8,59	0,29	5,92	3,92	9,60	-0,70	11,52	7,52
---	---	---	---	8,92	0,30	5,90	3,90	9,94	-0,68	11,46	7,46
---	---	---	---	9,25	0,32	5,88	3,88	10,27	-0,66	11,40	7,40
---	---	---	---	9,58	0,33	5,86	3,86	10,60	-0,66	11,38	7,38
---	---	---	---	9,91	0,34	5,86	3,86	10,94	-0,65	11,34	7,34
---	---	---	---	10,24	0,35	5,85	3,85	---	---	---	---
---	---	---	---	10,57	0,37	5,84	3,84	---	---	---	---





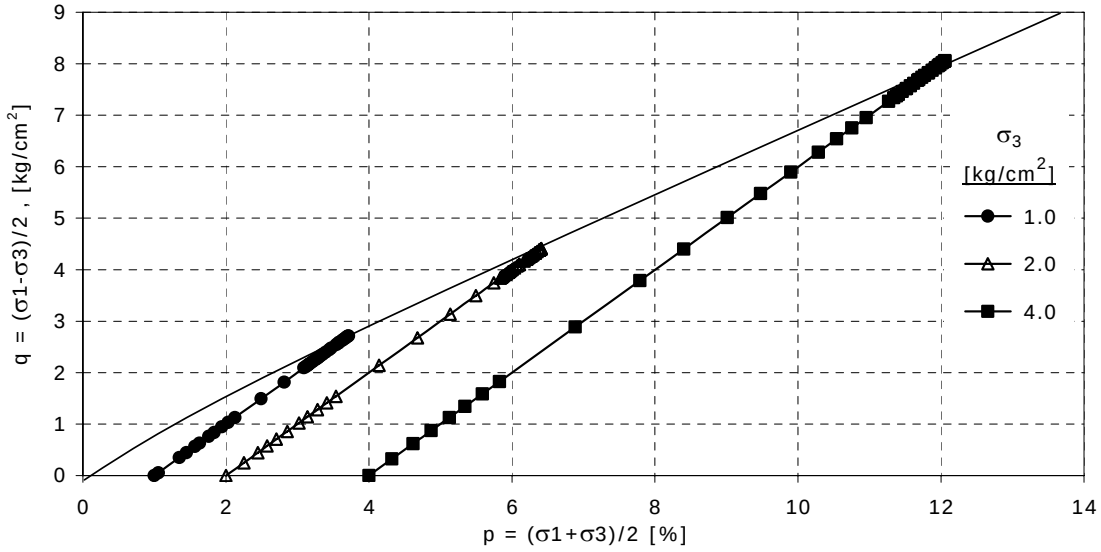


Fig. B.9: Serie de ensayos triaxiales en homotética con D_{50} = 2.40 mm de la muestra P-1

ENSAYE TRIAXIAL TIPO CID

Estudio : Tesis de Magister Ing. Geotecnica (K. de la Hoz)
Material de ensayo : Curva Homotética de la muestra P-1
Tamaño medio : 1.20 mm
Serie : Segunda Homotética

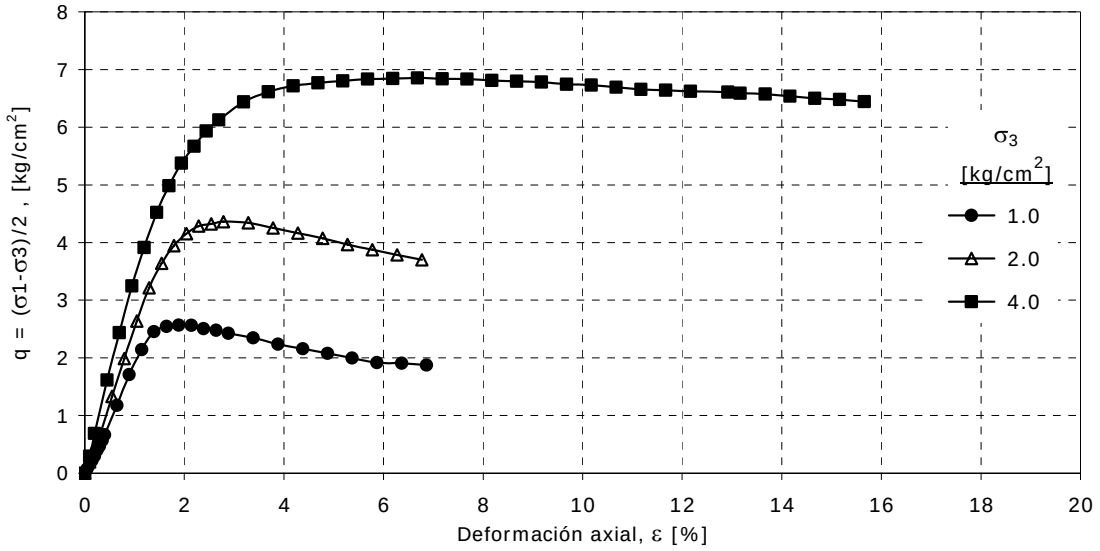
Probeta	[N°]	1	2	3
Altura Inicial de Confección	[cm]	20,15	20,15	20,15
Diámetro Inicial de Confección	[cm]	10,2	10,2	10,2
Variación de Volumen etapa consolidación	[cm^3]	-11,3	-19,3	-24,9
Densidad seca de Confección	[gr/cm^3]	2,006	2,006	2,006
Humedad de Confección	[%]	5	5	5
Altura Inicial post-consolidación	[cm]	20,10	20,1	20,0
Diámetro Inicial post-consolidación	[cm]	10,18	10,2	10,1
Densidad seca post-consolidación	[gr/cm^3]	2,020	2,030	2,036
Contrapresión, B.P.	[kg/cm^2]	1,5	2	2
Presión de Cámara Efectiva	[kg/cm^2]	1	2	4

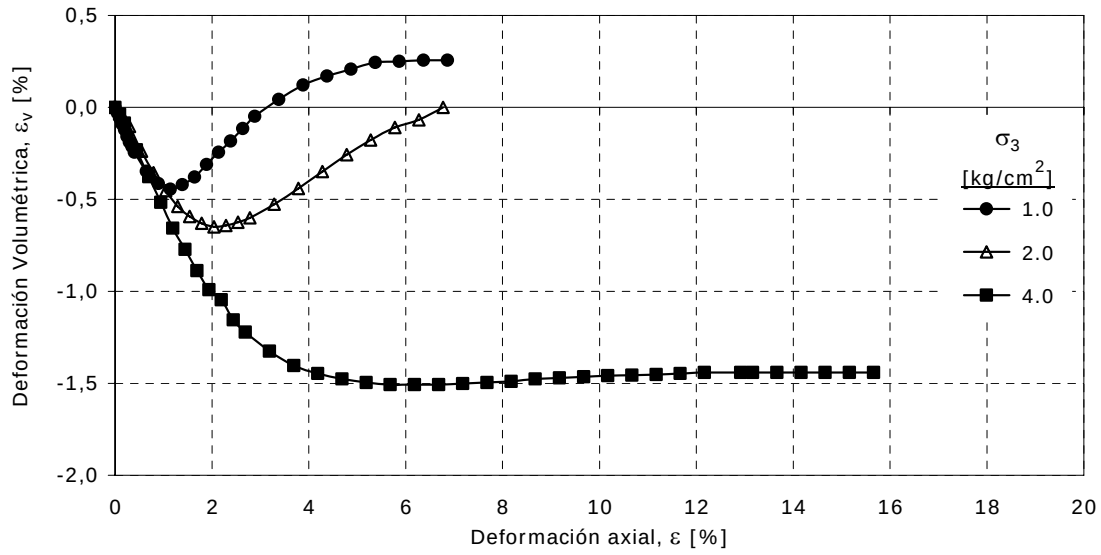
Onservaciones:

Probeta REMOLDEADA a una Dr = 80% y ensayada en condición saturada

$p' = (\sigma 1+\sigma 3)/2$
$q = (\sigma 1-\sigma 3)/2$

Probeta 1				Probeta 2				Probeta 3			
ε_a [%]	ε_v [%]	p' [kg/cm^2]	q [kg/cm^2]	ε_a [%]	ε_v [%]	p' [kg/cm^2]	q [kg/cm^2]	ε_a [%]	ε_v [%]	p' [kg/cm^2]	q [kg/cm^2]
0,00	0,00	1,00	0,00	0,00	0,00	2,00	0,00	0,00	0,00	4,00	0,00
0,05	-0,03	1,07	0,07	0,10	-0,03	2,20	0,20	0,10	-0,04	4,29	0,29
0,10	-0,06	1,15	0,15	0,20	-0,07	2,45	0,45	0,20	-0,09	4,69	0,69
0,15	-0,09	1,22	0,22	0,30	-0,10	2,64	0,64	0,45	-0,23	5,61	1,61
0,20	-0,12	1,30	0,30	0,55	-0,24	3,33	1,33	0,70	-0,38	6,43	2,43
0,25	-0,16	1,39	0,39	0,79	-0,36	3,99	1,99	0,95	-0,52	7,25	3,25
0,30	-0,19	1,47	0,47	1,04	-0,45	4,64	2,64	1,20	-0,66	7,91	3,91
0,35	-0,21	1,57	0,57	1,29	-0,54	5,21	3,21	1,44	-0,77	8,52	4,52
0,40	-0,24	1,66	0,66	1,54	-0,59	5,64	3,64	1,69	-0,89	8,99	4,99
0,65	-0,35	2,18	1,18	1,79	-0,63	5,94	3,94	1,94	-0,99	9,37	5,37
0,89	-0,41	2,71	1,71	2,04	-0,65	6,15	4,15	2,19	-1,05	9,67	5,67
1,14	-0,45	3,14	2,14	2,29	-0,64	6,29	4,29	2,44	-1,15	9,93	5,93
1,39	-0,42	3,45	2,45	2,54	-0,62	6,32	4,32	2,69	-1,22	10,12	6,12
1,64	-0,38	3,55	2,55	2,79	-0,60	6,36	4,36	3,19	-1,33	10,44	6,44
1,89	-0,31	3,57	2,57	3,29	-0,53	6,34	4,34	3,69	-1,40	10,61	6,61
2,14	-0,24	3,56	2,56	3,78	-0,44	6,25	4,25	4,19	-1,45	10,71	6,71
2,39	-0,18	3,51	2,51	4,28	-0,35	6,16	4,16	4,69	-1,48	10,77	6,77
2,64	-0,12	3,48	2,48	4,78	-0,26	6,07	4,07	5,19	-1,50	10,80	6,80
2,88	-0,05	3,43	2,43	5,28	-0,18	5,96	3,96	5,68	-1,51	10,83	6,83
3,38	0,04	3,34	2,34	5,78	-0,11	5,87	3,87	6,18	-1,51	10,84	6,84
3,88	0,12	3,24	2,24	6,28	-0,07	5,79	3,79	6,68	-1,51	10,85	6,85
4,38	0,17	3,16	2,16	6,77	0,00	5,70	3,70	7,18	-1,50	10,84	6,84
4,87	0,21	3,08	2,08	---	---	---	---	7,68	-1,50	10,84	6,84
5,37	0,24	3,00	2,00	---	---	---	---	8,18	-1,49	10,81	6,81
5,87	0,25	2,91	1,91	---	---	---	---	8,68	-1,48	10,80	6,80
6,37	0,26	2,90	1,90	---	---	---	---	9,18	-1,47	10,78	6,78
6,86	0,26	2,87	1,87	---	---	---	---	9,67	-1,46	10,74	6,74
---	---	---	---	---	---	---	---	10,17	-1,46	10,73	6,73
---	---	---	---	---	---	---	---	10,67	-1,46	10,69	6,69
---	---	---	---	---	---	---	---	11,17	-1,45	10,66	6,66
---	---	---	---	---	---	---	---	11,67	-1,45	10,64	6,64
---	---	---	---	---	---	---	---	12,17	-1,44	10,62	6,62
---	---	---	---	---	---	---	---	12,92	-1,44	10,61	6,61
---	---	---	---	---	---	---	---	13,17	-1,44	10,59	6,59
---	---	---	---	---	---	---	---	13,66	-1,44	10,57	6,57
---	---	---	---	---	---	---	---	14,16	-1,44	10,54	6,54
---	---	---	---	---	---	---	---	14,66	-1,44	10,50	6,50
---	---	---	---	---	---	---	---	15,16	-1,44	10,48	6,48
---	---	---	---	---	---	---	---	15,66	-1,44	10,44	6,44
---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---





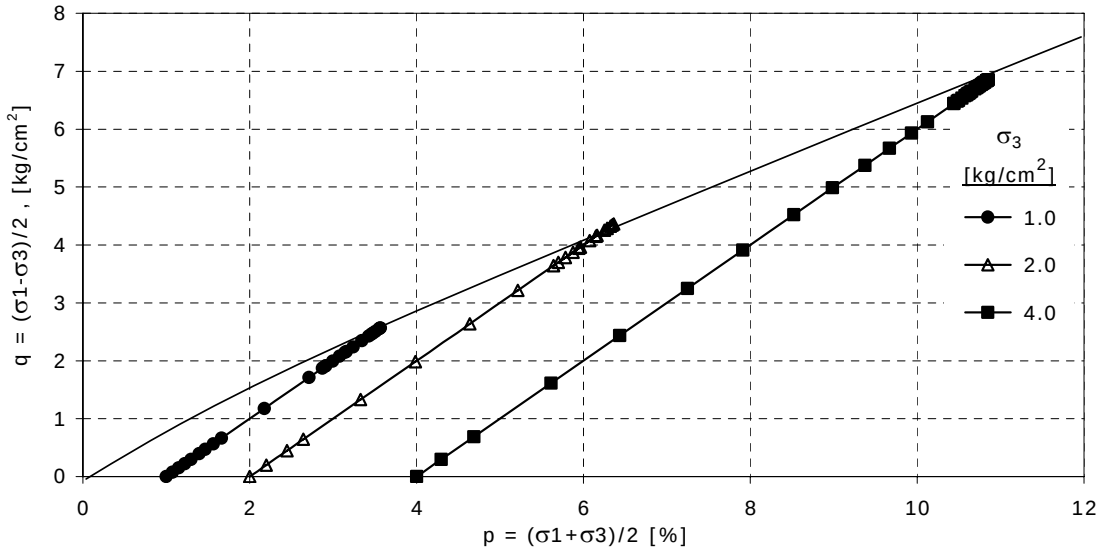


Fig. B.10: Serie de ensayos triaxiales en homotética con D_{50} = 1.20 mm de la muestra P-1

ENSAYE TRIAXIAL TIPO CID

Estudio : Tesis de Magister Ing. Geotecnica (K. de la Hoz)
Material de ensayo : Curva Homotética de la muestra P-1
Tamaño medio : 0.88 mm
Serie : Tercera Homotética

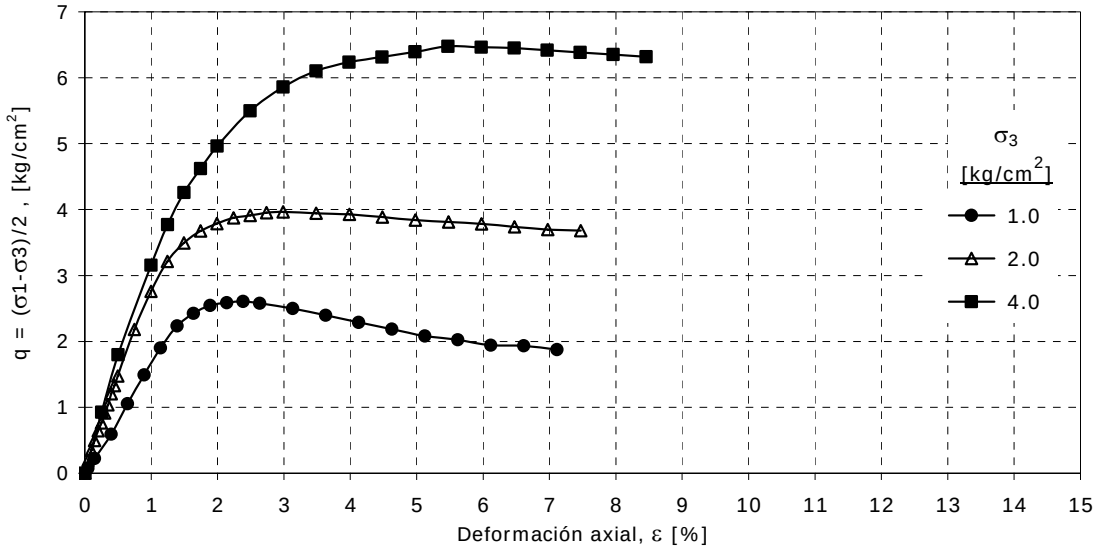
Probeta	[N°]	1	2	3
Altura Inicial de Confección	[cm]	20,15	20,15	20,15
Diámetro Inicial de Confección	[cm]	10,2	10,2	10,2
Variación de Volumen etapa consolidación	[cm^3]	-12	-17,8	-19,5
Densidad seca de Confección	[gr/cm^3]	1,968	1,968	1,968
Humedad de Confección	[%]	5	5	5
Altura Inicial post-consolidación	[cm]	20,10	20,1	20,1
Diámetro Inicial post-consolidación	[cm]	10,18	10,2	10,2
Densidad seca post-consolidación	[gr/cm^3]	1,982	1,989	1,991
Contrapresión, B.P.	[kg/cm^2]	2	3	1,5
Presión de Cámara Efectiva	[kg/cm^2]	1	2	4

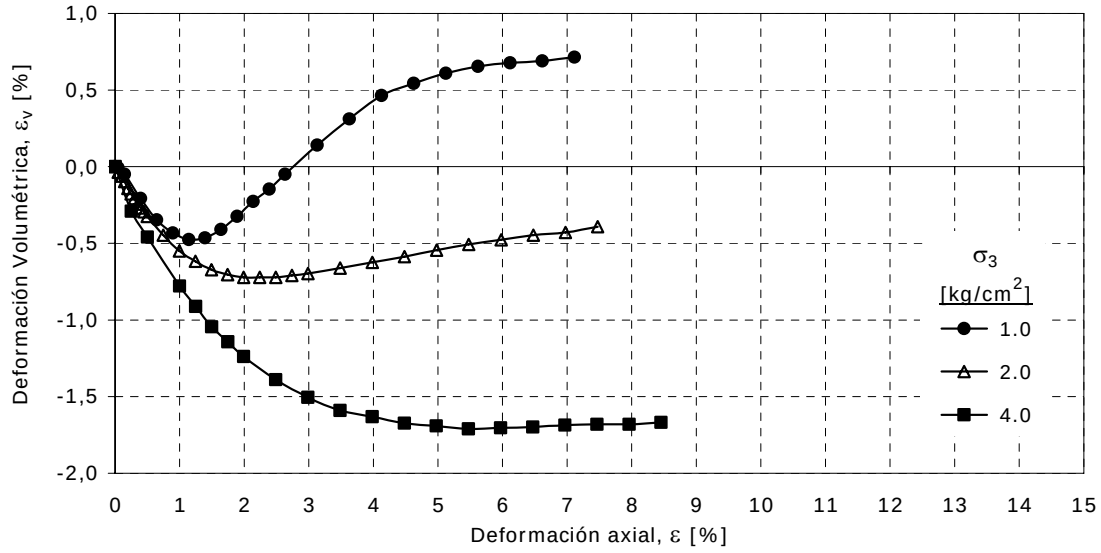
Onservaciones:

Probeta REMOLDEADA a una Dr = 80% y ensayada en condición saturada

$p' = (\sigma 1+\sigma 3)/2$
$q = (\sigma 1-\sigma 3)/2$

Probeta 1				Probeta 2				Probeta 3			
ε_a [%]	ε_v [%]	p' [kg/cm^2]	q [kg/cm^2]	ε_a [%]	ε_v [%]	p' [kg/cm^2]	q [kg/cm^2]	ε_a [%]	ε_v [%]	p' [kg/cm^2]	q [kg/cm^2]
0,00	0,00	1,00	0,00	0,00	0,00	2,00	0,00	0,00	0,00	4,00	0,00
0,05	-0,01	1,07	0,07	0,05	-0,04	2,20	0,20	0,25	-0,29	4,93	0,93
0,15	-0,05	1,22	0,22	0,10	-0,06	2,35	0,35	0,50	-0,46	5,80	1,80
0,40	-0,21	1,59	0,59	0,15	-0,10	2,49	0,49	1,00	-0,78	7,16	3,16
0,64	-0,35	2,05	1,05	0,20	-0,14	2,64	0,64	1,25	-0,91	7,77	3,77
0,89	-0,43	2,49	1,49	0,25	-0,18	2,77	0,77	1,50	-1,05	8,26	4,26
1,14	-0,48	2,90	1,90	0,30	-0,21	2,91	0,91	1,74	-1,14	8,62	4,62
1,39	-0,46	3,24	2,24	0,35	-0,24	3,04	1,04	1,99	-1,24	8,96	4,96
1,64	-0,41	3,43	2,43	0,40	-0,27	3,21	1,21	2,49	-1,39	9,50	5,50
1,89	-0,32	3,54	2,54	0,45	-0,29	3,33	1,33	2,99	-1,50	9,86	5,86
2,14	-0,23	3,59	2,59	0,50	-0,32	3,48	1,48	3,49	-1,59	10,11	6,11
2,39	-0,15	3,61	2,61	0,75	-0,45	4,18	2,18	3,98	-1,63	10,23	6,23
2,63	-0,05	3,58	2,58	1,00	-0,55	4,76	2,76	4,48	-1,67	10,31	6,31
3,13	0,14	3,50	2,50	1,25	-0,62	5,21	3,21	4,98	-1,69	10,39	6,39
3,63	0,31	3,39	2,39	1,49	-0,67	5,49	3,49	5,47	-1,71	10,47	6,47
4,13	0,46	3,29	2,29	1,74	-0,70	5,68	3,68	5,97	-1,70	10,46	6,46
4,62	0,54	3,18	2,18	1,99	-0,72	5,79	3,79	6,47	-1,70	10,45	6,45
5,12	0,61	3,08	2,08	2,24	-0,72	5,87	3,87	6,97	-1,69	10,42	6,42
5,62	0,65	3,02	2,02	2,49	-0,72	5,91	3,91	7,46	-1,68	10,38	6,38
6,12	0,68	2,94	1,94	2,74	-0,71	5,95	3,95	7,96	-1,68	10,35	6,35
6,61	0,69	2,93	1,93	2,99	-0,70	5,96	3,96	8,46	-1,67	10,32	6,32
7,11	0,71	2,88	1,88	3,49	-0,66	5,95	3,95	---	---	---	---
---	---	---	---	3,98	-0,62	5,93	3,93	---	---	---	---
---	---	---	---	4,48	-0,59	5,88	3,88	---	---	---	---
---	---	---	---	4,98	-0,54	5,84	3,84	---	---	---	---
---	---	---	---	5,48	-0,51	5,81	3,81	---	---	---	---
---	---	---	---	5,98	-0,48	5,78	3,78	---	---	---	---
---	---	---	---	6,47	-0,45	5,74	3,74	---	---	---	---
---	---	---	---	6,97	-0,43	5,70	3,70	---	---	---	---
---	---	---	---	7,47	-0,39	5,68	3,68	---	---	---	---
---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---





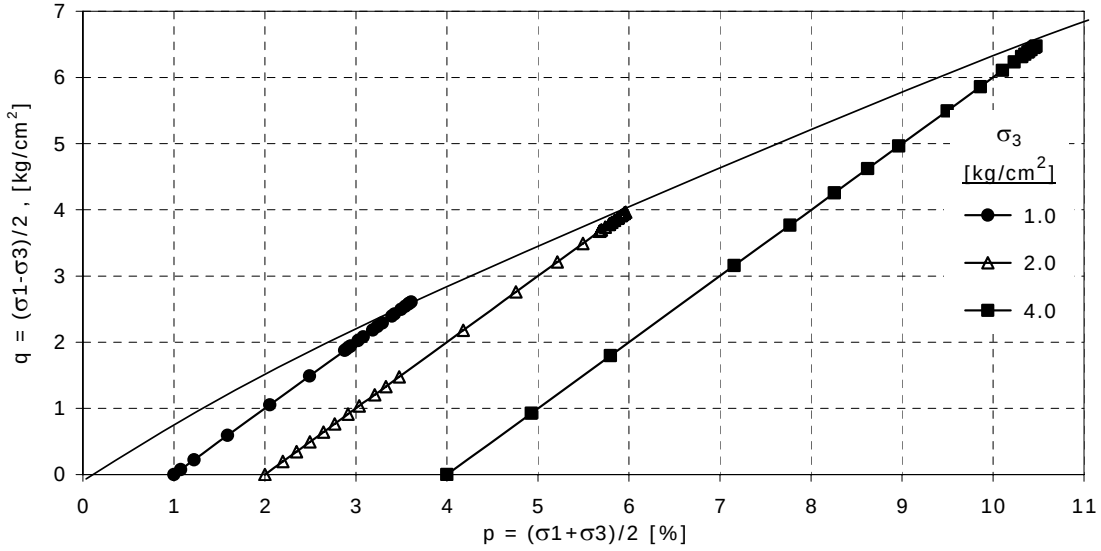


Fig. B.11: Serie de ensayos triaxiales en homotética con D_{50} = 0.88 mm de la muestra P-1

ENSAYE TRIAXIAL TIPO CID

Estudio : Tesis de Magister Ing. Geotecnica (K. de la Hoz)
Material de ensayo : Curva Homotética de la muestra P-1
Tamaño medio : 0.45 mm
Serie : Cuarta Homotética

Probeta	[N°]	1	2	3	4
Altura Inicial de Confección	[cm]	10,16	10,06	10,26	10,06
Diámetro Inicial de Confección	[cm]	5,05	5,06	5,05	5,06
Variación de Volumen etapa consolidación	[cm^3]	-0,3	-1,6	-1,9	-2,9
Densidad seca de Confección	[gr/cm^3]	1,887	1,887	1,887	1,887
Humedad de Confección	[%]	5	5	5	5
Altura Inicial post-consolidación	[cm]	10,2	10,0	10,2	10,0
Diámetro Inicial post-consolidación	[cm]	5,0	5,0	5,0	5,0
Densidad seca post-consolidación	[gr/cm^3]	1,890	1,902	1,905	1,914
Contrapresión, B.P.	[kg/cm^2]	1,0	2,0	1,0	2,0
Presión de Cámara Efectiva	[kg/cm^2]	0,1	1,0	2,0	4,0

Probeta 1				Probeta 2			
ε_a [%]	ε_v [%]	p' [kg/cm^2]	q [kg/cm^2]	ε_a [%]	ε_v [%]	p' [kg/cm^2]	q [kg/cm^2]
0,00	0,00	0,10	0,00	0,00	0,00	1,00	0,00
0,10	0,10	0,41	0,31	0,10	-0,05	1,41	0,41
0,20	0,25	0,50	0,40	0,20	-0,05	1,66	0,66
0,30	0,30	0,57	0,47	0,30	-0,10	1,97	0,97
0,39	0,39	0,62	0,52	0,40	-0,10	2,11	1,11
0,49	0,54	0,66	0,56	0,50	-0,10	2,34	1,34
0,59	0,74	0,69	0,59	0,60	-0,10	2,51	1,51
0,69	0,89	0,70	0,60	0,70	-0,10	2,67	1,67
0,79	1,03	0,70	0,60	0,80	-0,05	2,79	1,79
0,89	1,13	0,69	0,59	0,90	-0,05	2,92	1,92
0,98	1,33	0,68	0,58	1,00	0,00	3,02	2,02
1,48	1,92	0,55	0,45	1,49	0,15	3,19	2,19
1,97	2,02	0,43	0,33	1,99	0,25	3,15	2,15
2,46	2,07	0,39	0,29	2,49	0,45	3,09	2,09
2,95	2,07	0,37	0,27	2,99	0,60	3,00	2,00
---	---	---	---	3,49	0,75	2,93	1,93
---	---	---	---	3,99	0,84	2,86	1,86
---	---	---	---	4,48	0,89	2,79	1,79
---	---	---	---	4,98	0,99	2,71	1,71
---	---	---	---	5,48	1,04	2,61	1,61
---	---	---	---	5,98	1,09	2,53	1,53
---	---	---	---	6,98	1,09	2,51	1,51
---	---	---	---	7,97	1,09	2,49	1,49
---	---	---	---	8,97	1,09	2,48	1,48
---	---	---	---	9,97	1,09	2,46	1,46
---	---	---	---	10,96	1,09	2,45	1,45

Onservaciones:

Probeta REMOLDEADA
a una Dr = 80%
y ensayada en
condición saturada

$p' = (\sigma 1+\sigma 3)/2$
$q = (\sigma 1-\sigma 3)/2$

ENSAYE TRIAXIAL TIPO CID (Continuación)

Estudio : Tesis de Magister Ing. Geotecnica (K. de la Hoz)
Material de ensayo : Curva Homotética de la muestra P-1
Tamaño medio : 0.45 mm
Serie : Cuarta Homotética

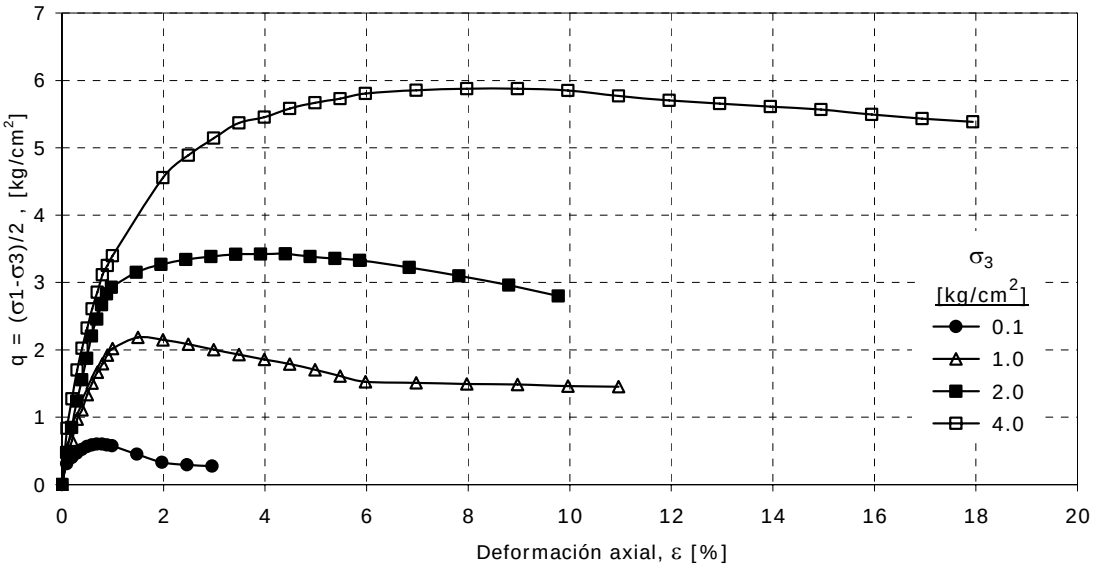
Probeta	[N°]	1	2	3	4
Altura Inicial de Confección	[cm]	10,16	10,06	10,26	10,06
Diámetro Inicial de Confección	[cm]	5,05	5,06	5,05	5,06
Variación de Volumen etapa consolidación	[cm^3]	-0,3	-1,6	-1,9	-2,9
Densidad seca de Confección	[gr/cm^3]	1,904	1,904	1,904	1,904
Humedad de Confección	[%]	5	5	5	5
Altura Inicial post-consolidación	[cm]	10,2	10,0	10,2	10,0
Diámetro Inicial post-consolidación	[cm]	5,0	5,0	5,0	5,0
Densidad seca post-consolidación	[gr/cm^3]	1,91	1,92	1,92	1,93
Contrapresión, B.P.	[kg/cm^2]	1	1,5	1,5	1
Presión de Cámara Efectiva	[kg/cm^2]	0,1	1	2	4

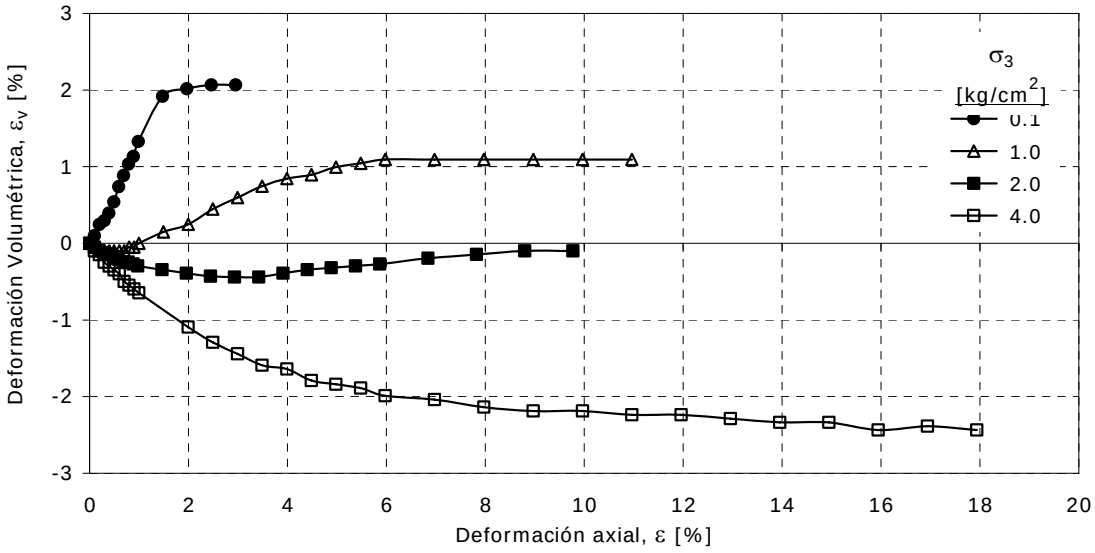
Probeta 3				Probeta 4			
ε_a [%]	ε_v [%]	p' [kg/cm^2]	q [kg/cm^2]	ε_a [%]	ε_v [%]	p' [kg/cm^2]	q [kg/cm^2]
0,00	0,00	2,00	0,00	0,00	0,00	4,00	0,00
0,10	-0,05	2,48	0,48	0,10	-0,10	4,84	0,84
0,20	-0,10	2,85	0,85	0,20	-0,15	5,27	1,27
0,29	-0,12	3,24	1,24	0,30	-0,25	5,70	1,70
0,39	-0,15	3,56	1,56	0,40	-0,30	6,02	2,02
0,49	-0,20	3,87	1,87	0,50	-0,35	6,32	2,32
0,59	-0,21	4,21	2,21	0,60	-0,40	6,61	2,61
0,68	-0,24	4,46	2,46	0,70	-0,50	6,86	2,86
0,78	-0,24	4,67	2,67	0,80	-0,55	7,11	3,11
0,88	-0,27	4,83	2,83	0,90	-0,60	7,25	3,25
0,98	-0,29	4,93	2,93	1,00	-0,65	7,40	3,40
1,47	-0,34	5,15	3,15	1,99	-1,09	8,56	4,56
1,96	-0,39	5,27	3,27	2,49	-1,29	8,89	4,89
2,44	-0,43	5,34	3,34	2,99	-1,44	9,14	5,14
2,93	-0,44	5,39	3,39	3,49	-1,59	9,37	5,37
3,42	-0,44	5,42	3,42	3,99	-1,64	9,45	5,45
3,91	-0,39	5,42	3,42	4,48	-1,79	9,58	5,58
4,40	-0,34	5,42	3,42	4,98	-1,84	9,67	5,67
4,89	-0,32	5,38	3,38	5,48	-1,89	9,73	5,73
5,38	-0,29	5,35	3,35	5,98	-1,99	9,81	5,81
5,87	-0,27	5,33	3,33	6,98	-2,04	9,85	5,85
6,84	-0,20	5,22	3,22	7,97	-2,14	9,88	5,88
7,82	-0,15	5,10	3,10	8,97	-2,19	9,88	5,88
8,80	-0,10	4,96	2,96	9,97	-2,19	9,85	5,85
9,78	-0,10	4,80	2,80	10,96	-2,24	9,77	5,77
---	---	---	---	11,96	-2,24	9,70	5,70
---	---	---	---	12,96	-2,29	9,66	5,66
---	---	---	---	13,95	-2,34	9,61	5,61
---	---	---	---	14,95	-2,34	9,57	5,57
---	---	---	---	15,95	-2,43	9,49	5,49
---	---	---	---	16,94	-2,39	9,43	5,43
---	---	---	---	17,94	-2,43	9,38	5,38

Onservaciones:

Probeta REMOLDEADA a una Dr = 80% y ensayada en condición saturada

$p' = (\sigma 1+\sigma 3)/2$
$q = (\sigma 1-\sigma 3)/2$





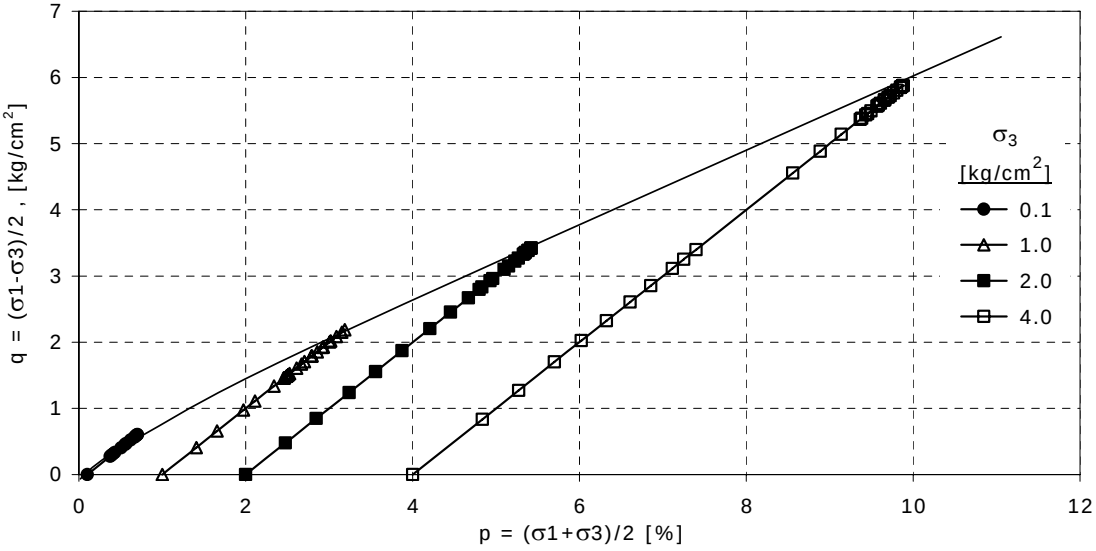


Fig. B.12: Serie de ensayos triaxiales en homotética con D_{50} = 0.45 mm de la muestra P-1

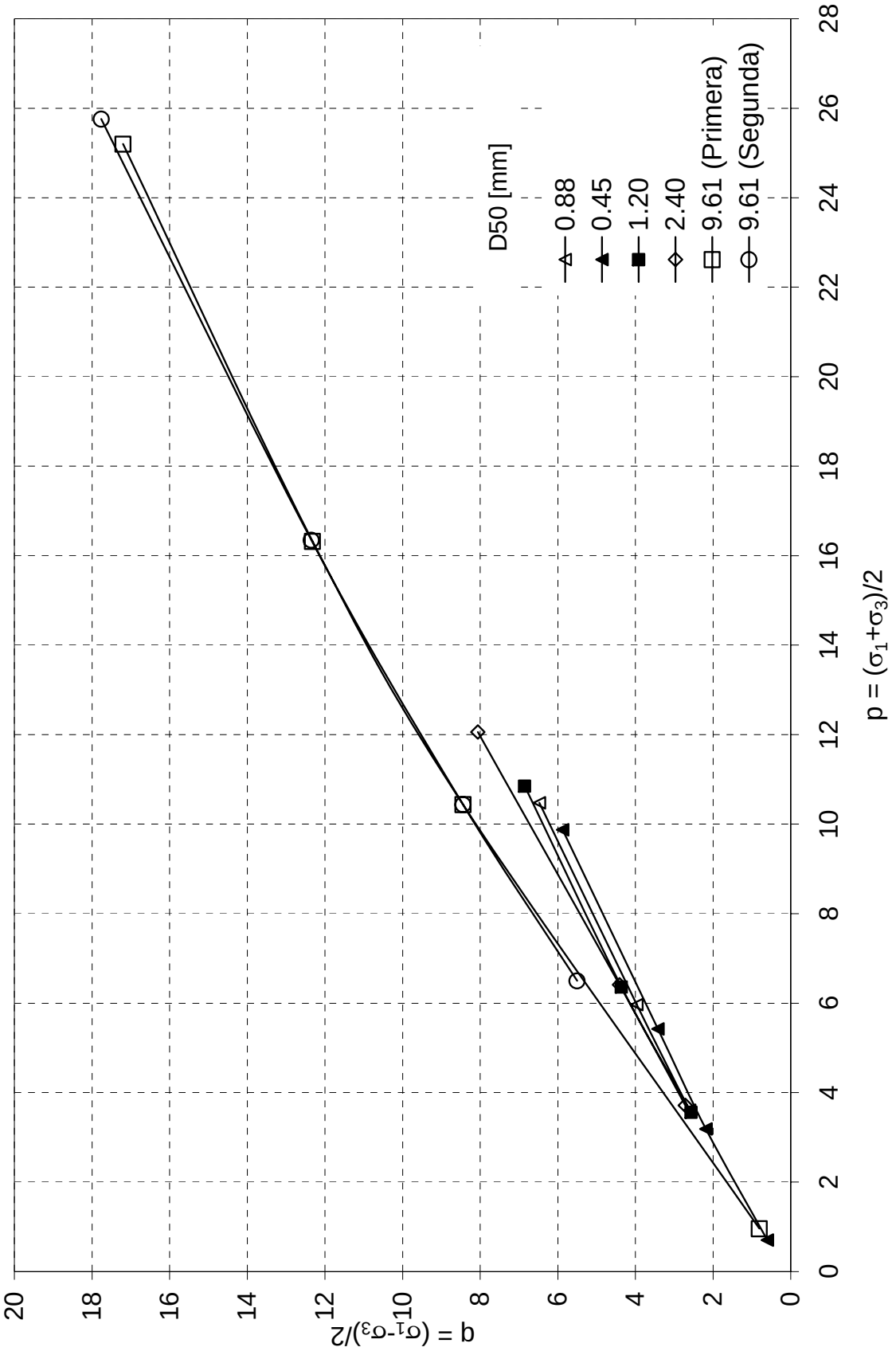


Fig. B.13: Envolvente de falla de homotéticas y ensayos a gran escala

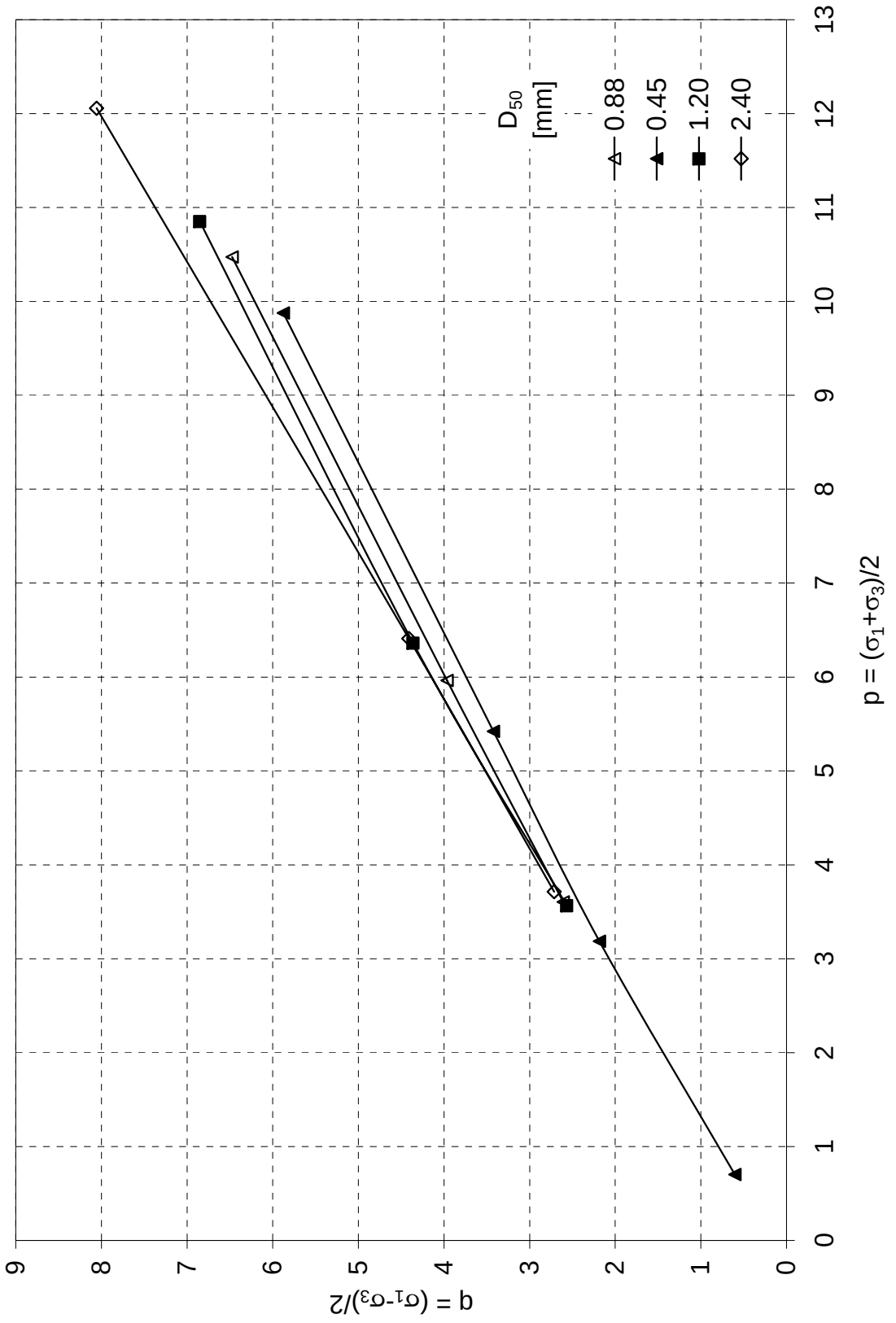


Fig. B.14: Envolvente de falla de curvas homotéticas a muestra P-1

GRANULOMETRIAS DE LAS MEZCLAS DE ARENA Y GRAVA DEL RIO MAIPO

Estudio : Tesis de Magister Ing. Geotecnica (K. de la Hoz)
Material de ensayo : Mezcla de arena y grava del Río Maipo

Tamaño partículas [mm]	Tamiz	Porcentaje de contenido de partículas de sobre tamaño							
		0%	10%	20%	40%	60%	80%	90%	100%
25	1"		100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0
20	3/4"		96,5	93,0	85,1	79,1	72,1	68,6	65,1
12,5	1/2"		92,2	84,3	66,6	53,0	37,4	29,5	21,7
9,5	3/8"	100,0	90,0	80,0	57,4	40,0	20,0	10,0	0,0
4,75	Nº 4	68,5	61,6	54,8	39,3	27,4	13,7	6,8	
2,36	Nº 8	51,5	46,4	41,2	29,6	20,6	10,3	5,2	
1,18	Nº 16	36,7	33,0	29,3	21,0	14,7	7,3	3,7	
0,6	Nº 30	22,5	20,2	18,0	12,9	9,0	4,5	2,2	
0,25	Nº 60	6,8	6,1	5,4	3,9	2,7	1,4	0,7	
0,15	Nº 100	3,3	3,0	2,7	1,9	1,3	0,7	0,3	
0,075	Nº 200	1,9	1,7	1,5	1,1	0,8	0,4	0,2	
Peso Específico, Gs		2,73	---	2,73	2,72	2,71	2,71	---	2,70

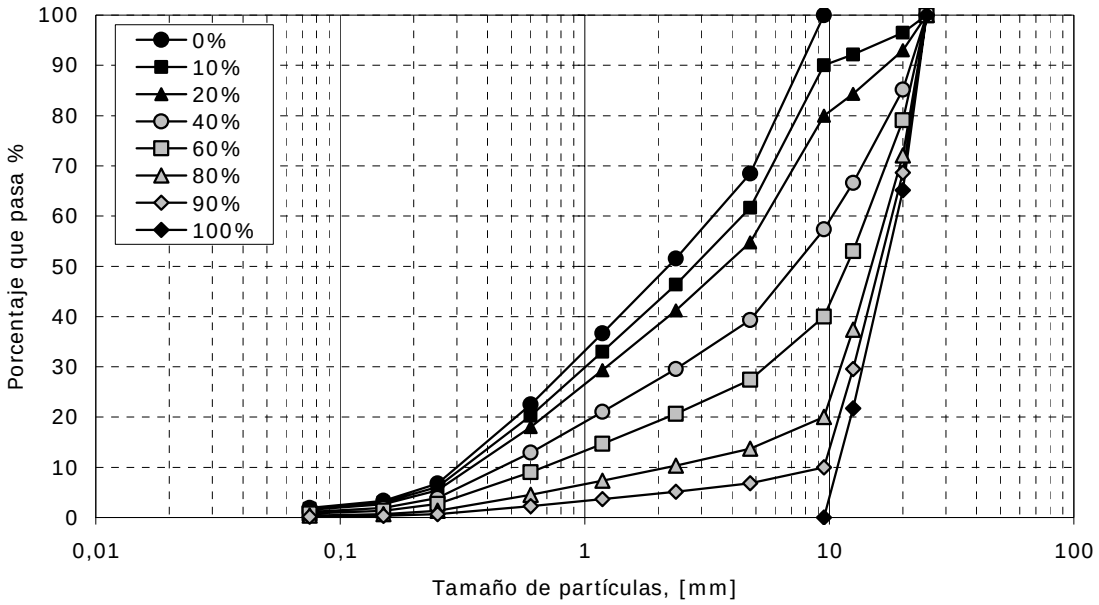


Fig. B.15: Granulometrías de mezcla de arena y grava del Río Maipo

GRANULOMETRIAS HOMOTÉTICAS A MATERIAL M-2

Estudio : Tesis de Magister Ing. Geotecnica (K. de la Hoz)
Material de ensayo : Homotéticas a muestra M-2

Tamaño partícula [mm]	Tamiz	Díametro medio D_{50} [mm]	Tamaño partícula [mm]	Tamiz	Díametro medio D_{50} [mm]	
		0,71			1,85	3,93
25	1"		25	1"		100,0
19	3/4"		20	3/4"		93,0
12,7	1/2"		12,5	1/2"	100,0	84,3
9,5	3/8"		9,5	3/8"	92,1	80,0
4,75	N° 4	100,0	4,75	N° 4	80,0	54,8
2,36	N° 8	84,2	2,36	N° 8	54,7	41,2
2	N° 10	81,6	1,18	N° 16	41,2	29,3
1,18	N° 16	64,5	0,6	N° 30	29,6	18,0
0,85	N° 20	53,6	0,25	N° 60	15,4	5,4
0,6	N° 30	46,9	0,15	N° 100	8,0	2,7
0,25	N° 60	31,2	0,075	N° 200	2,7	1,5
0,15	N° 100	22,6				
0,075	N° 200	10,0				
Peso específico, Gs		2,73	Peso específico, Gs		2,73	2,73

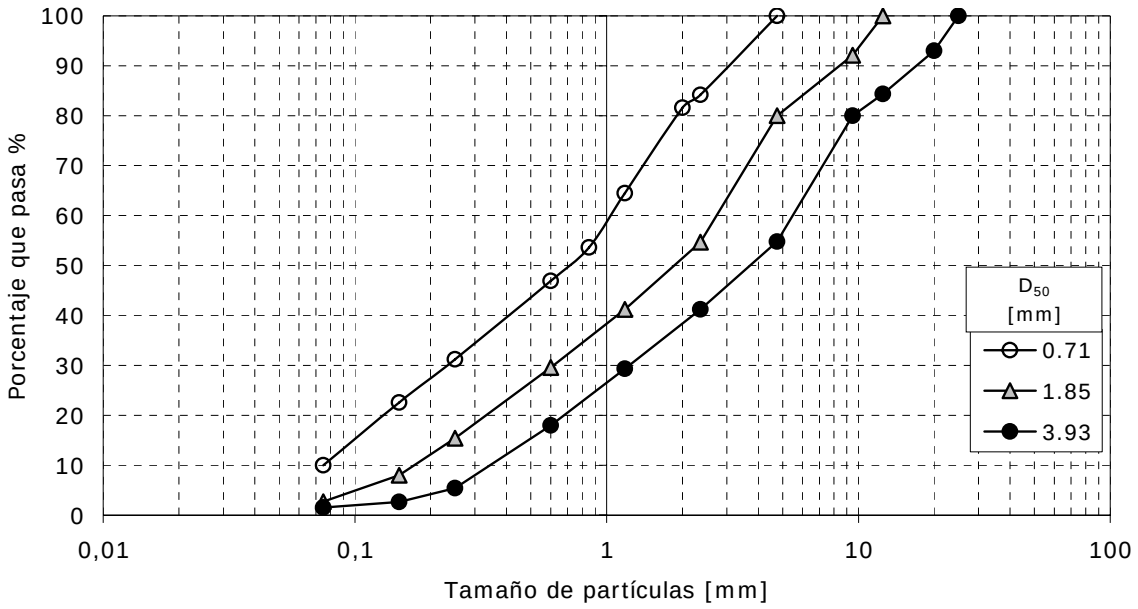


Fig. B.16: Granulometrías homotéticas del material M-2

GRANULOMETRIAS HOMOTÉTICAS A MATERIAL M-3

Estudio : Tesis de Magister Ing. Geotecnica (K. de la Hoz)
Material de ensayo : Homotéticas a muestra M-3

Tamaño partícula [mm]	Tamiz	Díametro medio D_{50} [mm]	Tamaño partícula [mm]	Tamiz	Díametro medio D_{50} [mm]	
		2,23			5,75	11,73
25	1"		25	1"		100,0
19	3/4"		20	3/4"		79,1
12,7	1/2"		12,5	1/2"	100,0	53,0
9,5	3/8"		9,5	3/8"	76,3	40,0
4,75	N° 4	100,0	4,75	N° 4	40,0	27,4
2,36	N° 8	52,7	2,36	N° 8	27,3	20,6
2	N° 10	44,9	1,18	N° 16	20,6	14,7
1,18	N° 16	32,3	0,6	N° 30	14,8	9,0
0,85	N° 20	26,8	0,25	N° 60	7,7	2,7
0,6	N° 30	23,4	0,15	N° 100	4,0	1,3
0,25	N° 60	15,6	0,075	N° 200	1,3	0,8
0,15	N° 100	11,3				
0,075	N° 200	6,0				
Peso específico, Gs		2,71	Peso específico, Gs		2,71	2,71

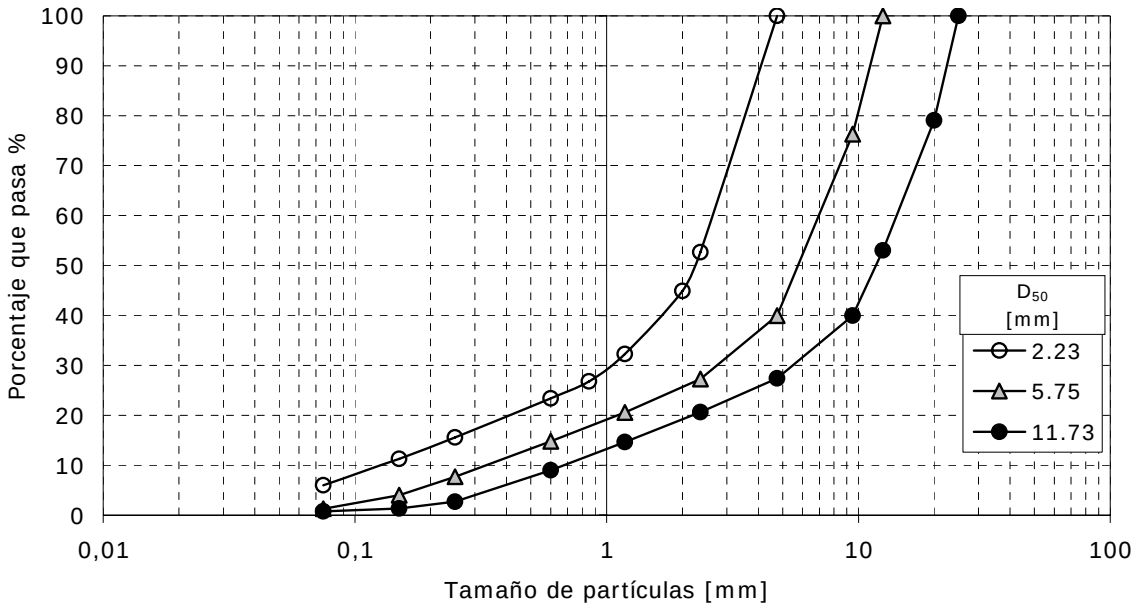


Fig. B.17: Granulometrías homotéticas del material M-3

GRANULOMETRIAS DE LAS MEZCLAS DE ARENA Y GRAVA POST-ENSAYO

Estudio : Tesis de Magister Ing. Geotecnica (K. de la Hoz)
Material de ensayo : Mezcla de arena y grava post-ensayo triaxial a 3kg/cm^2

Tamaño partículas [mm]	Tamiz	Porcentaje de contenido de partículas de sobre tamaño							
		0%	10%	20%	40%	60%	80%	90%	100%
25	1"			100,0	100,0	100,0	100,0		100,0
20	3/4"			92,5	86,6	80,1	73,4		62,9
12,5	1/2"			82,1	67,4	51,8	39,6		21,4
9,5	3/8"	100,0		78,0	57,9	38,4	22,5		2,5
4,75	Nº 4	69,3		62,4	44,3	27,2	16,0		0,8
2,36	Nº 8	53,1		53,5	35,7	20,0	11,5		0,5
1,18	Nº 16	38,6		42,8	26,9	14,1	7,6		0,3
0,6	Nº 30	24,4		29,9	17,9	8,7	4,2		0,2
0,25	Nº 60	8,2		11,3	6,8	2,9	1,0		0,1
0,15	Nº 100	4,1		6,2	3,9	1,4	0,5		0,1
0,075	Nº 200	2,1		3,6	2,5	0,8	0,3		0,1
Peso Específico, Gs		---	---	---	---	---	---	---	---

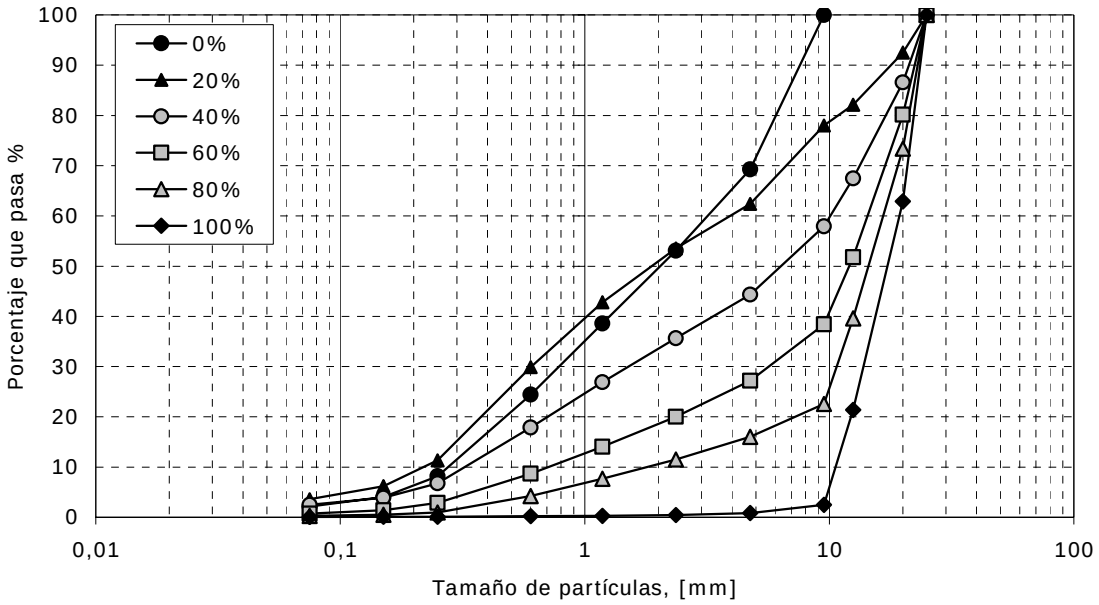


Fig. B.18: Granulometrías de mezcla de arena y grava del Río Maipo post ensayo

GRANULOMETRIAS HOMOTÉTICAS A MATERIAL M-2

Estudio : Tesis de Magister Ing. Geotecnica (K. de la Hoz)
Material de ensayo : Homotética M-2 post-ensayo triaxial a 3kg/cm^2

Tamaño partícula [mm]	Tamiz	Díametro medio D_{50} [mm]	Tamaño partícula [mm]	Tamiz	Díametro medio D_{50} [mm]	
		0,71			1,85	3,93
25	1"		25	1"		100,0
19	3/4"		20	3/4"		92,5
12,7	1/2"		12,5	1/2"	100,0	82,1
9,5	3/8"		9,5	3/8"	91,5	78,0
4,75	N° 4	100,0	4,75	N° 4	78,5	62,4
2,36	N° 8	84,9	2,36	N° 8	51,9	53,5
2	N° 10	82,5	1,18	N° 16	38,6	42,8
1,18	N° 16	66,1	0,6	N° 30	27,6	29,9
0,85	N° 20	55,4	0,25	N° 60	14,2	11,3
0,6	N° 30	48,4	0,15	N° 100	7,5	6,2
0,25	N° 60	32,5	0,075	N° 200	3,0	3,6
0,15	N° 100	23,6				
0,075	N° 200	11,7				

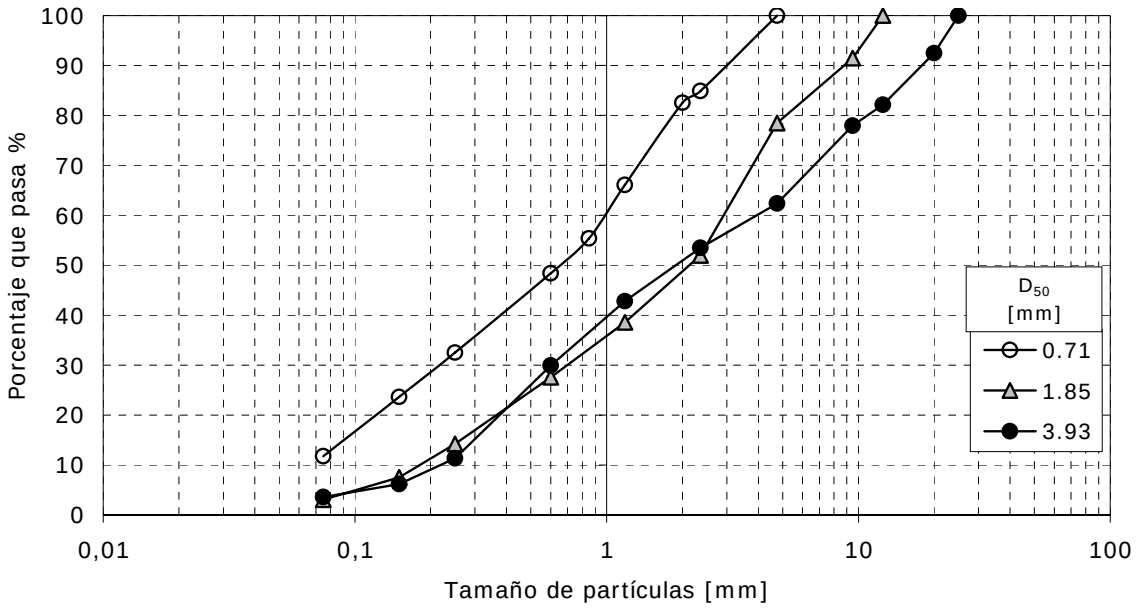


Fig. B.19: Granulometrías homotéticas del material M-2 post ensayo

GRANULOMETRIAS HOMOTÉTICAS A MATERIAL M-3

Estudio : Tesis de Magister Ing. Geotecnica (K. de la Hoz)
Material de ensayo : Homotética M-3 post-ensayo triaxial a 3kg/cm^2

Tamaño partícula [mm]	Tamiz	Díametro medio D_{50} [mm]	Tamaño partícula [mm]	Tamiz	Díametro medio D_{50} [mm]	
		2,23			5,75	11,73
25	1"		25	1"		100,0
19	3/4"		20	3/4"		80,1
12,7	1/2"		12,5	1/2"	100,0	51,8
9,5	3/8"		9,5	3/8"	76,5	38,4
4,75	N° 4	100,0	4,75	N° 4	50,5	27,2
2,36	N° 8	46,0	2,36	N° 8	35,7	20,0
2	N° 10	36,8	1,18	N° 16	27,0	14,1
1,18	N° 16	26,5	0,6	N° 30	19,7	8,7
0,85	N° 20	21,7	0,25	N° 60	10,5	2,9
0,6	N° 30	18,7	0,15	N° 100	5,5	1,4
0,25	N° 60	12,4	0,075	N° 200	2,1	0,8
0,15	N° 100	9,0				
0,075	N° 200	5,3				

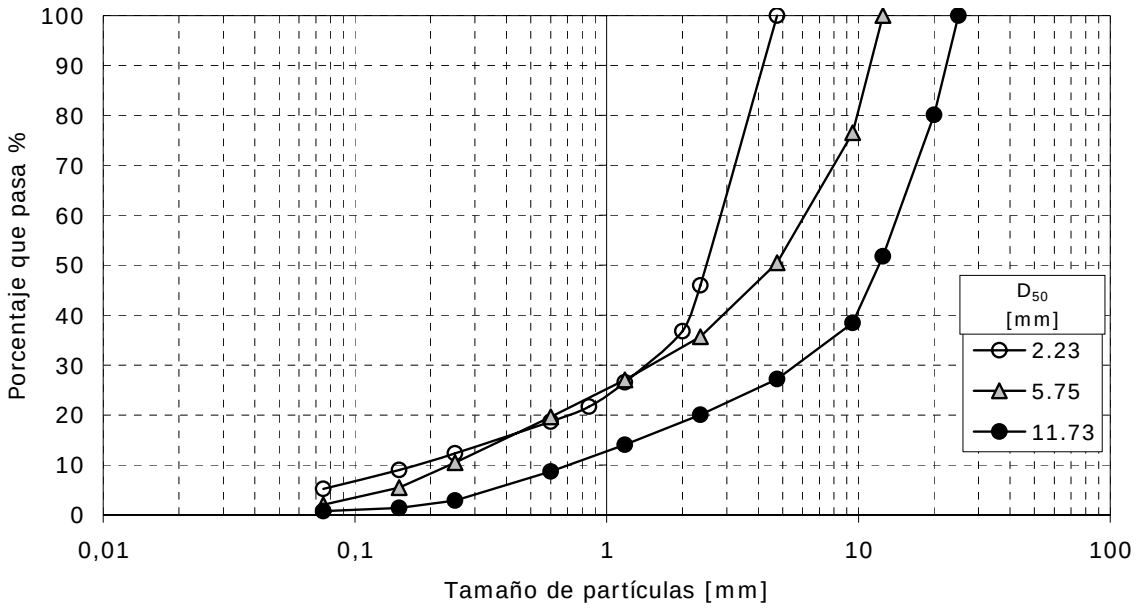


Fig. B.20: Granulometrías homotéticas del material M-3 post ensayo

ENSAYE TRIAXIAL TIPO CID

Estudio : Tesis de Magister Ing. Geotecnica (K. de la Hoz)
Material de ensayo : Muestra con un 0% de contendio de partículas de sobre tamaño
Tamaño medio : 2.24 mm
Serie : Primera

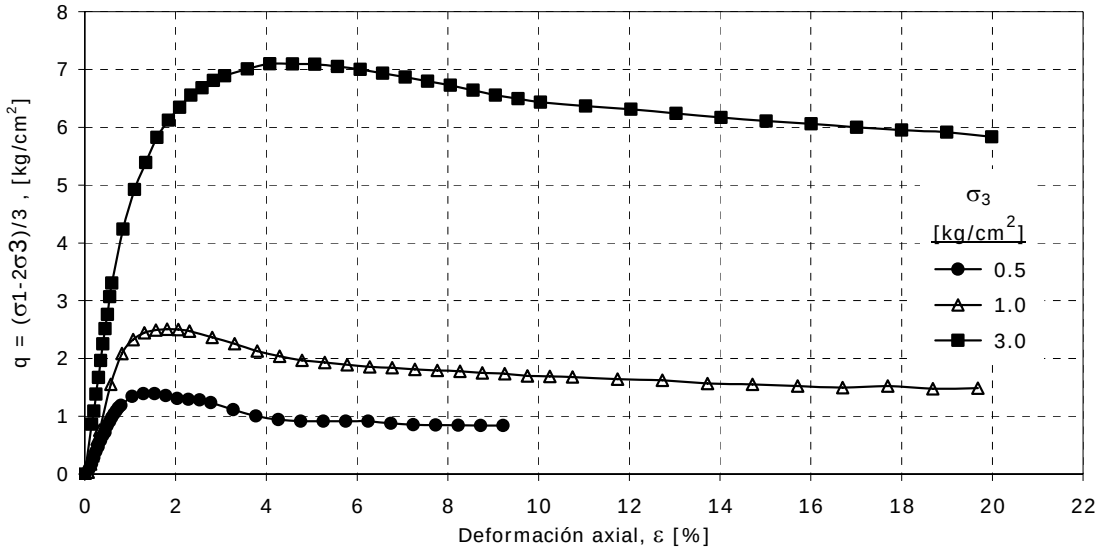
Probeta	[N°]	1	2	3
Altura Inicial de Confección	[cm]	20,2	20,20	20,2
Diámetro Inicial de Confección	[cm]	10,19	10,19	10,19
Variación de Volumen etapa consolidación	[cm^3]	-5,35	-12	-21,1
Densidad seca de Confección	[gr/cm^3]	1,934	1,934	1,934
Humedad de Confección	[%]	4	4	4
Altura Inicial post-consolidación	[cm]	20,18	20,2	20,1
Diámetro Inicial post-consolidación	[cm]	10,18	10,2	10,1
Densidad seca post-consolidación	[gr/cm^3]	1,940	1,948	1,959
Contrapresión, B.P.	[kg/cm^2]	1	1	1
Presión de Cámara Efectiva	[kg/cm^2]	0,5	1	3

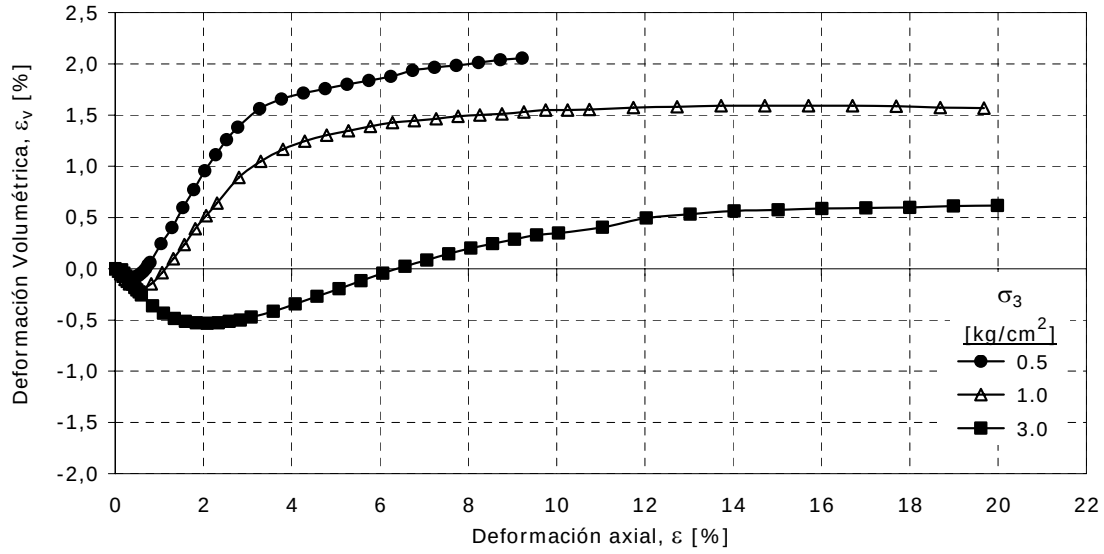
Onservaciones:

Probeta REMOLDEADA a una Dr = 70% y ensayada en condición saturada

$p' = (\sigma 1+2\sigma 3)/3$
$q = (\sigma 1-\sigma 3)/2$

Probeta 1				Probeta 2				Probeta 3			
ε_a [%]	ε_v [%]	p' [kg/cm^2]	q [kg/cm^2]	ε_a [%]	ε_v [%]	p' [kg/cm^2]	q [kg/cm^2]	ε_a [%]	ε_v [%]	p' [kg/cm^2]	q [kg/cm^2]
0,00	0,00	0,50	0,00	0,00	0,00	1,00	0,00	0,00	0,00	3,00	0,00
0,10	-0,01	0,56	0,09	0,07	-0,02	1,02	0,03	0,15	-0,01	3,58	0,86
0,15	-0,03	0,62	0,18	0,12	-0,05	1,12	0,18	0,20	-0,04	3,73	1,09
0,20	-0,05	0,69	0,29	0,17	-0,07	1,21	0,32	0,25	-0,07	3,92	1,38
0,25	-0,07	0,76	0,39	0,22	-0,10	1,31	0,46	0,30	-0,10	4,11	1,67
0,30	-0,08	0,81	0,47	0,27	-0,12	1,40	0,60	0,35	-0,13	4,31	1,97
0,35	-0,09	0,89	0,58	0,32	-0,15	1,51	0,76	0,40	-0,15	4,50	2,25
0,40	-0,09	0,94	0,67	0,57	-0,20	2,04	1,55	0,45	-0,18	4,68	2,52
0,45	-0,09	0,98	0,72	0,82	-0,15	2,39	2,09	0,50	-0,21	4,84	2,76
0,50	-0,07	1,06	0,84	1,07	-0,04	2,55	2,33	0,55	-0,23	5,04	3,07
0,55	-0,06	1,11	0,91	1,32	0,10	2,63	2,44	0,60	-0,26	5,20	3,30
0,59	-0,04	1,15	0,98	1,56	0,24	2,66	2,49	0,85	-0,36	5,83	4,24
0,64	-0,02	1,20	1,04	1,81	0,39	2,67	2,51	1,09	-0,43	6,28	4,92
0,69	0,00	1,23	1,10	2,06	0,52	2,67	2,50	1,34	-0,48	6,59	5,39
0,74	0,04	1,26	1,15	2,31	0,64	2,65	2,48	1,59	-0,51	6,88	5,82
0,79	0,06	1,29	1,19	2,80	0,89	2,58	2,37	1,84	-0,53	7,08	6,12
1,04	0,24	1,40	1,35	3,30	1,05	2,50	2,26	2,09	-0,53	7,23	6,34
1,29	0,40	1,43	1,39	3,80	1,17	2,42	2,13	2,34	-0,53	7,37	6,56
1,54	0,60	1,43	1,39	4,29	1,24	2,36	2,04	2,59	-0,51	7,46	6,68
1,78	0,77	1,41	1,36	4,79	1,31	2,31	1,97	2,83	-0,50	7,54	6,81
2,03	0,96	1,37	1,31	5,29	1,35	2,29	1,93	3,08	-0,47	7,59	6,89
2,28	1,11	1,36	1,29	5,78	1,39	2,26	1,89	3,58	-0,42	7,67	7,01
2,53	1,26	1,36	1,28	6,28	1,43	2,24	1,86	4,08	-0,34	7,73	7,10
2,78	1,38	1,32	1,23	6,77	1,45	2,23	1,84	4,57	-0,27	7,73	7,09
3,27	1,56	1,24	1,12	7,27	1,46	2,21	1,81	5,07	-0,20	7,73	7,09
3,77	1,65	1,17	1,00	7,77	1,49	2,20	1,79	5,57	-0,12	7,70	7,05
4,26	1,72	1,13	0,94	8,26	1,50	2,19	1,78	6,07	-0,04	7,67	7,00
4,76	1,76	1,11	0,92	8,76	1,51	2,17	1,75	6,56	0,02	7,62	6,93
5,25	1,80	1,11	0,92	9,26	1,53	2,16	1,74	7,06	0,09	7,58	6,87
5,75	1,84	1,11	0,91	9,75	1,55	2,13	1,70	7,56	0,15	7,53	6,80
6,25	1,88	1,11	0,91	10,25	1,55	2,13	1,69	8,06	0,20	7,48	6,72
6,74	1,93	1,08	0,88	10,75	1,56	2,12	1,68	8,55	0,24	7,43	6,64
7,24	1,97	1,07	0,85	11,74	1,57	2,09	1,64	9,05	0,29	7,37	6,55
7,73	1,98	1,07	0,85	12,73	1,58	2,08	1,62	9,55	0,33	7,33	6,50
8,23	2,01	1,06	0,85	13,72	1,59	2,04	1,57	10,04	0,35	7,29	6,44
8,72	2,04	1,06	0,84	14,72	1,59	2,04	1,55	11,04	0,40	7,24	6,37
9,22	2,06	1,06	0,84	15,71	1,59	2,02	1,52	12,03	0,50	7,21	6,31
---	---	---	---	16,70	1,59	2,00	1,50	13,03	0,53	7,16	6,24
---	---	---	---	17,69	1,59	2,02	1,52	14,02	0,56	7,11	6,17
---	---	---	---	18,69	1,57	1,98	1,48	15,02	0,58	7,07	6,11
---	---	---	---	19,68	1,57	1,99	1,49	16,01	0,59	7,04	6,06
---	---	---	---	---	---	---	---	17,01	0,59	7,00	6,00
---	---	---	---	---	---	---	---	18,00	0,60	6,97	5,95
---	---	---	---	---	---	---	---	18,99	0,61	6,94	5,91
---	---	---	---	---	---	---	---	19,99	0,62	6,89	5,84
---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---





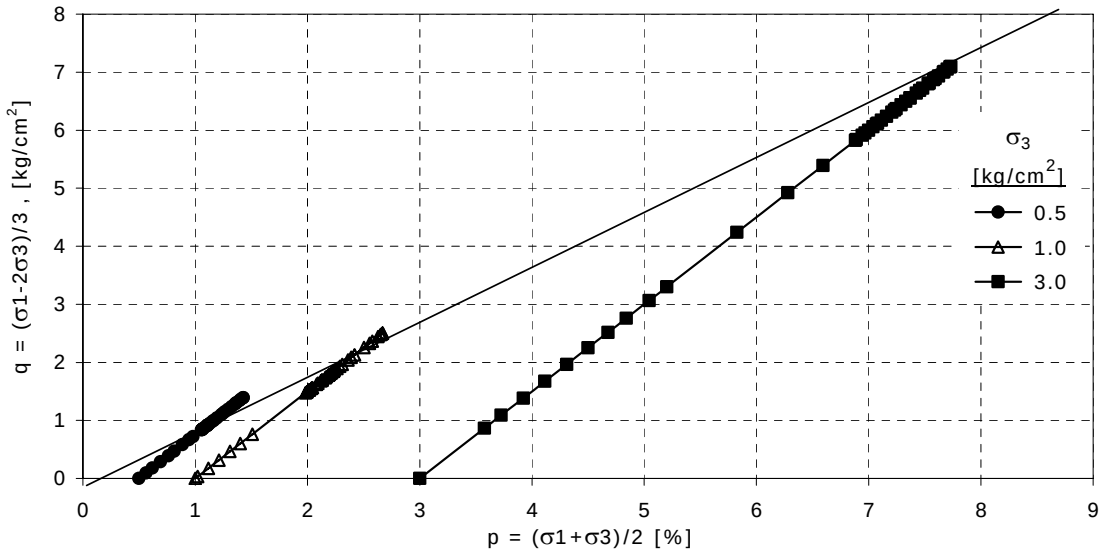


Fig. B.21: Muestra del Río Mipo con 0% de partícula de sobre-tamaño

ENSAYE TRIAXIAL TIPO CID

Estudio : Tesis de Magister Ing. Geotecnica (K. de la Hoz)
Material de ensayo : Muestra con un 10% de contendio de partículas de sobre tamaño
Tamaño medio : 2.93 mm
Serie : Segunda

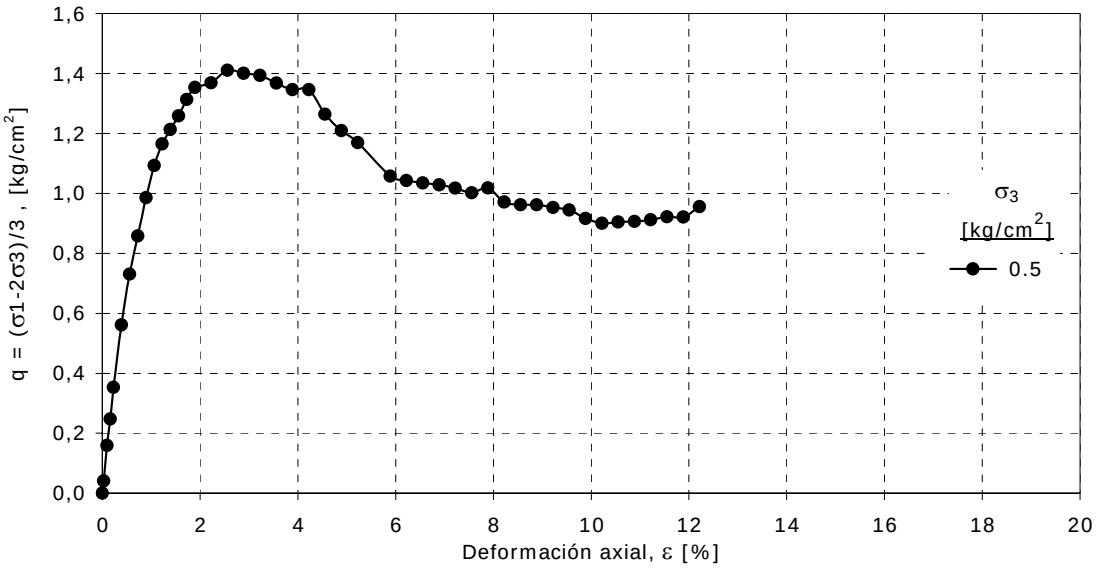
Probeta	[N°]	1	2	3
Altura Inicial de Confección	[cm]	30,1		
Diámetro Inicial de Confección	[cm]	15,25		
Variación de Volumen etapa consolidación	[cm^3]	-40,9		
Densidad seca de Confección	[gr/cm^3]	1,924		
Humedad de Confección	[%]	0		
Altura Inicial post-consolidación	[cm]	30,03		
Diámetro Inicial post-consolidación	[cm]	15,21		
Densidad seca post-consolidación	[gr/cm^3]	1,938		
Contrapresión, B.P.	[kg/cm^2]	1		
Presión de Cámara Efectiva	[kg/cm^2]	0,5		

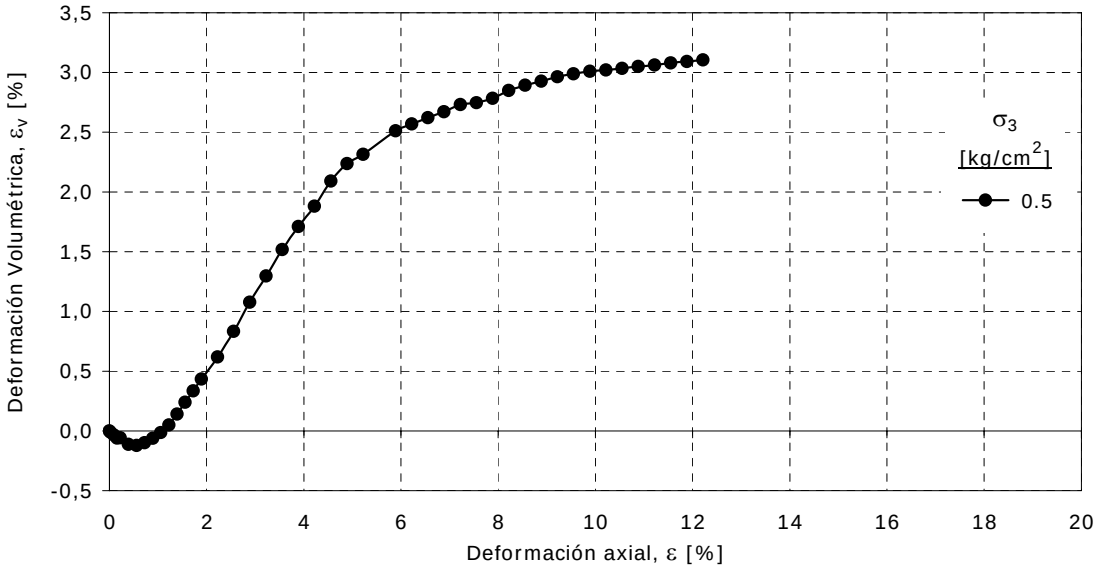
Onservaciones:

Probeta REMOLDEADA a una Dr = 70% y ensayada en condición saturada

$p' = (\sigma 1+3\sigma 3)/3$
$q = (\sigma 1-\sigma 3)/2$

Probeta 1				Probeta 2				Probeta 3			
ε_a [%]	ε_v [%]	p' [kg/cm^2]	q [kg/cm^2]	ε_a [%]	ε_v [%]	p' [kg/cm^2]	q [kg/cm^2]	ε_a [%]	ε_v [%]	p' [kg/cm^2]	q [kg/cm^2]
0,00	0,00	0,50	0,00	---	---	---	---	---	---	---	---
0,03	-0,01	0,53	0,04	---	---	---	---	---	---	---	---
0,09	-0,03	0,61	0,16	---	---	---	---	---	---	---	---
0,16	-0,06	0,67	0,25	---	---	---	---	---	---	---	---
0,23	-0,06	0,74	0,35	---	---	---	---	---	---	---	---
0,39	-0,11	0,87	0,56	---	---	---	---	---	---	---	---
0,56	-0,12	0,99	0,73	---	---	---	---	---	---	---	---
0,73	-0,10	1,07	0,86	---	---	---	---	---	---	---	---
0,89	-0,06	1,16	0,99	---	---	---	---	---	---	---	---
1,06	-0,01	1,23	1,09	---	---	---	---	---	---	---	---
1,23	0,05	1,28	1,16	---	---	---	---	---	---	---	---
1,39	0,14	1,31	1,21	---	---	---	---	---	---	---	---
1,56	0,24	1,34	1,26	---	---	---	---	---	---	---	---
1,73	0,34	1,38	1,31	---	---	---	---	---	---	---	---
1,89	0,43	1,40	1,35	---	---	---	---	---	---	---	---
2,22	0,62	1,41	1,37	---	---	---	---	---	---	---	---
2,56	0,83	1,44	1,41	---	---	---	---	---	---	---	---
2,89	1,08	1,43	1,40	---	---	---	---	---	---	---	---
3,22	1,30	1,43	1,39	---	---	---	---	---	---	---	---
3,56	1,52	1,41	1,37	---	---	---	---	---	---	---	---
3,89	1,71	1,40	1,35	---	---	---	---	---	---	---	---
4,22	1,88	1,40	1,35	---	---	---	---	---	---	---	---
4,56	2,09	1,34	1,26	---	---	---	---	---	---	---	---
4,89	2,24	1,31	1,21	---	---	---	---	---	---	---	---
5,22	2,32	1,28	1,17	---	---	---	---	---	---	---	---
5,89	2,51	1,21	1,06	---	---	---	---	---	---	---	---
6,22	2,57	1,20	1,04	---	---	---	---	---	---	---	---
6,55	2,62	1,19	1,03	---	---	---	---	---	---	---	---
6,89	2,67	1,19	1,03	---	---	---	---	---	---	---	---
7,22	2,73	1,18	1,02	---	---	---	---	---	---	---	---
7,55	2,75	1,17	1,00	---	---	---	---	---	---	---	---
7,89	2,78	1,18	1,02	---	---	---	---	---	---	---	---
8,22	2,85	1,15	0,97	---	---	---	---	---	---	---	---
8,55	2,89	1,14	0,96	---	---	---	---	---	---	---	---
8,89	2,93	1,14	0,96	---	---	---	---	---	---	---	---
9,22	2,96	1,14	0,95	---	---	---	---	---	---	---	---
9,55	2,99	1,13	0,94	---	---	---	---	---	---	---	---
9,88	3,01	1,11	0,92	---	---	---	---	---	---	---	---
10,22	3,02	1,10	0,90	---	---	---	---	---	---	---	---
10,55	3,03	1,10	0,90	---	---	---	---	---	---	---	---
10,88	3,05	1,10	0,91	---	---	---	---	---	---	---	---
11,22	3,06	1,11	0,91	---	---	---	---	---	---	---	---
11,55	3,08	1,11	0,92	---	---	---	---	---	---	---	---
11,88	3,09	1,11	0,92	---	---	---	---	---	---	---	---
12,22	3,11	1,14	0,96	---	---	---	---	---	---	---	---





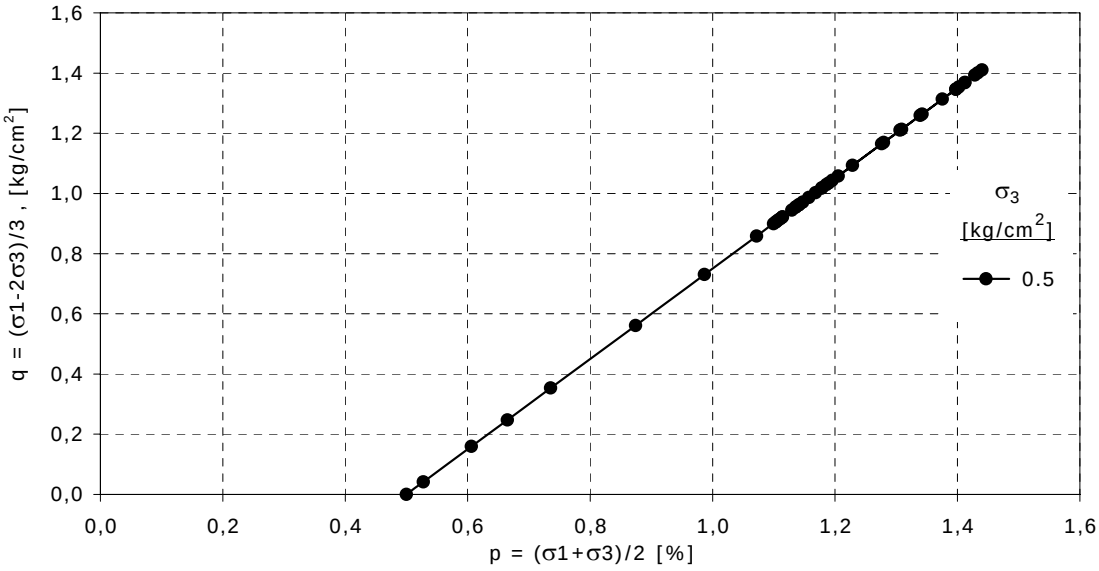


Fig. B.22: Muestra del Río Mipo con 10% de partícula de sobre-tamaño

ENSAYE TRIAXIAL TIPO CID

Estudio : Tesis de Magister Ing. Geotecnica (K. de la Hoz)
Material de ensayo : Muestra con un 20% de contendio de partículas de sobre tamaño (M-2)
Tamaño medio : 3.93 mm
Serie : Tercera (Primera homotética M-2)

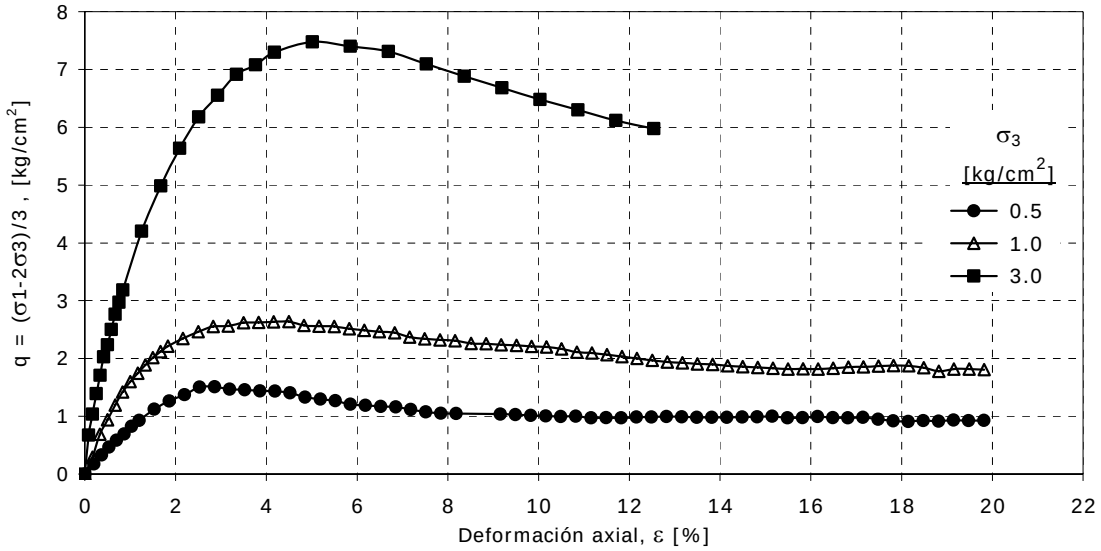
Probeta	[N°]	1	2	3
Altura Inicial de Confección	[cm]	30,1	30,10	30,45
Diámetro Inicial de Confección	[cm]	15,25	15,25	15,39
Variación de Volumen etapa consolidación	[cm^3]	-15,3	-37,5	-38,4
Densidad seca de Confección	[gr/cm^3]	2,038	2,038	2,038
Humedad de Confección	[%]	0	0	0
Altura Inicial post-consolidación	[cm]	30,07	30,0	30,4
Diámetro Inicial post-consolidación	[cm]	15,24	15,2	15,4
Densidad seca post-consolidación	[gr/cm^3]	2,044	2,052	2,052
Contrapresión, B.P.	[kg/cm^2]	2,5	1,5	1,5
Presión de Cámara Efectiva	[kg/cm^2]	0,5	1,0	3,0

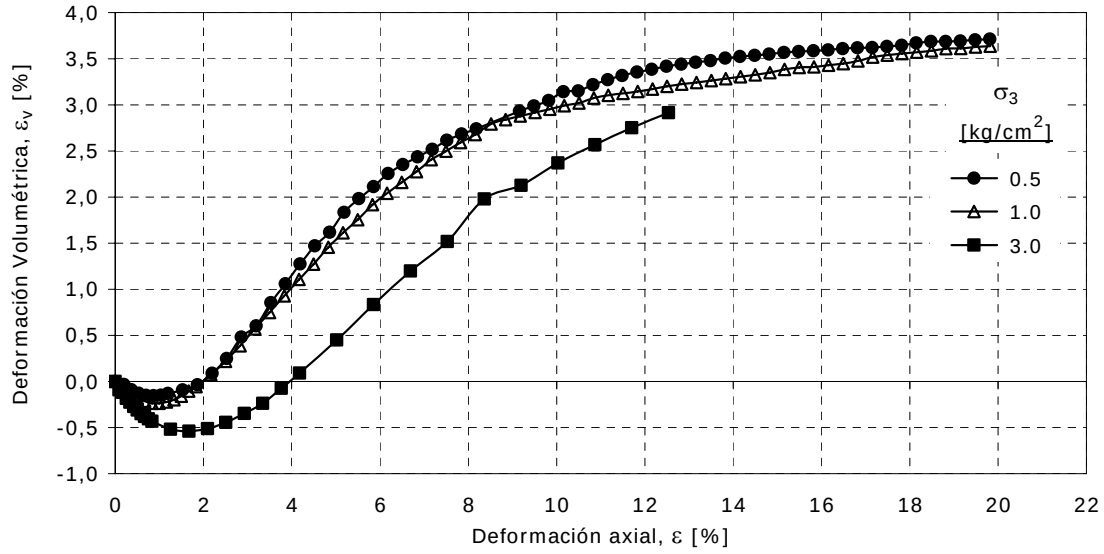
Onservaciones:

Probeta REMOLDEADA a una Dr = 70% y ensayada en condición saturada

$p' = (\sigma 1+2\sigma 3)/3$
$q = (\sigma 1-\sigma 3)/2$

Probeta 1				Probeta 2				Probeta 3			
ε_a [%]	ε_v [%]	p' [kg/cm^2]	q [kg/cm^2]	ε_a [%]	ε_v [%]	p' [kg/cm^2]	q [kg/cm^2]	ε_a [%]	ε_v [%]	p' [kg/cm^2]	q [kg/cm^2]
0,00	0,00	0,50	0,00	0,00	0,00	1,00	0,00	0,00	0,00	3,00	0,00
0,20	-0,03	0,62	0,17	0,17	-0,06	1,19	0,29	0,08	-0,09	3,45	0,68
0,37	-0,09	0,72	0,33	0,33	-0,14	1,46	0,69	0,17	-0,12	3,69	1,04
0,53	-0,13	0,81	0,47	0,50	-0,18	1,63	0,94	0,25	-0,18	3,93	1,39
0,70	-0,15	0,89	0,58	0,67	-0,21	1,80	1,19	0,33	-0,22	4,14	1,71
0,86	-0,15	0,96	0,69	0,83	-0,24	1,95	1,42	0,42	-0,27	4,35	2,03
1,03	-0,15	1,05	0,83	1,00	-0,24	2,07	1,60	0,50	-0,31	4,49	2,24
1,20	-0,13	1,12	0,93	1,17	-0,22	2,16	1,74	0,59	-0,35	4,67	2,50
1,53	-0,09	1,25	1,12	1,33	-0,20	2,26	1,89	0,67	-0,38	4,84	2,77
1,86	-0,04	1,34	1,27	1,50	-0,16	2,34	2,02	0,75	-0,41	4,98	2,97
2,19	0,09	1,42	1,38	1,66	-0,10	2,41	2,12	0,84	-0,43	5,12	3,18
2,53	0,25	1,50	1,51	1,83	-0,05	2,48	2,21	1,25	-0,52	5,80	4,20
2,86	0,48	1,51	1,51	2,16	0,07	2,57	2,35	1,67	-0,54	6,32	4,98
3,19	0,60	1,48	1,47	2,50	0,22	2,64	2,46	2,09	-0,51	6,76	5,63
3,52	0,85	1,47	1,46	2,83	0,39	2,70	2,56	2,51	-0,45	7,12	6,18
3,86	1,06	1,46	1,44	3,16	0,57	2,71	2,56	2,93	-0,35	7,37	6,55
4,19	1,27	1,46	1,43	3,50	0,75	2,75	2,62	3,34	-0,24	7,61	6,91
4,52	1,47	1,44	1,41	3,83	0,93	2,75	2,63	3,76	-0,07	7,72	7,08
4,85	1,62	1,39	1,33	4,16	1,11	2,76	2,64	4,18	0,09	7,87	7,30
5,19	1,84	1,36	1,30	4,50	1,27	2,76	2,64	5,02	0,45	7,98	7,48
5,52	1,98	1,34	1,27	4,83	1,45	2,72	2,57	5,85	0,84	7,93	7,40
5,85	2,11	1,31	1,21	5,16	1,61	2,70	2,56	6,69	1,20	7,87	7,31
6,19	2,25	1,29	1,19	5,49	1,75	2,70	2,55	7,52	1,52	7,73	7,10
6,52	2,35	1,28	1,17	5,83	1,92	2,68	2,52	8,36	1,98	7,59	6,88
6,85	2,44	1,27	1,16	6,16	2,04	2,66	2,49	9,20	2,13	7,45	6,68
7,18	2,52	1,24	1,12	6,49	2,16	2,64	2,46	10,03	2,37	7,32	6,48
7,52	2,62	1,22	1,07	6,83	2,27	2,63	2,45	10,87	2,57	7,20	6,30
7,85	2,68	1,20	1,05	7,16	2,41	2,58	2,37	11,70	2,75	7,08	6,12
8,18	2,74	1,20	1,05	7,49	2,50	2,56	2,34	12,54	2,92	6,98	5,97
9,16	2,93	1,19	1,04	7,83	2,59	2,55	2,32	---	---	---	---
9,49	2,99	1,19	1,03	8,16	2,68	2,54	2,31	---	---	---	---
9,82	3,05	1,18	1,02	8,51	2,79	2,51	2,26	---	---	---	---
10,16	3,14	1,17	1,01	8,85	2,84	2,50	2,26	---	---	---	---
10,49	3,15	1,17	1,00	9,18	2,88	2,49	2,24	---	---	---	---
10,82	3,22	1,17	1,00	9,51	2,92	2,48	2,23	---	---	---	---
11,15	3,27	1,15	0,97	9,84	2,95	2,47	2,21	---	---	---	---
11,49	3,32	1,15	0,98	10,18	2,99	2,47	2,20	---	---	---	---
11,82	3,36	1,15	0,97	10,51	3,02	2,44	2,17	---	---	---	---
12,15	3,39	1,16	0,99	10,84	3,07	2,41	2,11	---	---	---	---
12,49	3,42	1,16	0,98	11,17	3,10	2,40	2,10	---	---	---	---
12,82	3,44	1,16	0,99	11,51	3,13	2,38	2,07	---	---	---	---
13,15	3,46	1,16	0,99	11,84	3,15	2,36	2,03	---	---	---	---
13,49	3,48	1,15	0,98	12,17	3,17	2,34	2,00	---	---	---	---
13,82	3,50	1,16	0,98	12,50	3,20	2,31	1,97	---	---	---	---
14,15	3,52	1,15	0,98	12,84	3,23	2,29	1,94	---	---	---	---
14,48	3,54	1,16	0,99	13,17	3,24	2,28	1,92	---	---	---	---
14,82	3,55	1,16	0,99	13,50	3,26	2,27	1,91	---	---	---	---
15,15	3,57	1,17	1,00	13,83	3,28	2,27	1,90	---	---	---	---
15,48	3,58	1,15	0,97	14,17	3,31	2,25	1,87	---	---	---	---
15,82	3,59	1,15	0,98	14,50	3,33	2,24	1,86	---	---	---	---
16,15	3,60	1,16	1,00	14,83	3,35	2,23	1,85	---	---	---	---
16,48	3,61	1,15	0,98	15,16	3,38	2,22	1,83	---	---	---	---
16,82	3,62	1,15	0,97	15,50	3,40	2,21	1,82	---	---	---	---
17,15	3,62	1,16	0,98	15,83	3,41	2,22	1,82	---	---	---	---
17,48	3,63	1,13	0,95	16,16	3,43	2,21	1,82	---	---	---	---
17,81	3,65	1,11	0,92	16,49	3,45	2,22	1,83	---	---	---	---
18,15	3,67	1,11	0,91	16,83	3,48	2,23	1,85	---	---	---	---
18,48	3,69	1,12	0,92	17,16	3,52	2,24	1,86	---	---	---	---
18,81	3,69	1,11	0,92	17,49	3,54	2,25	1,87	---	---	---	---
19,15	3,69	1,12	0,93	17,82	3,56	2,25	1,88	---	---	---	---
19,48	3,71	1,12	0,93	18,16	3,57	2,25	1,87	---	---	---	---
19,81	3,71	1,12	0,93	18,49	3,59	2,23	1,84	---	---	---	---
---	---	---	---	18,82	3,61	2,18	1,78	---	---	---	---
---	---	---	---	19,15	3,61	2,21	1,82	---	---	---	---
---	---	---	---	19,49	3,63	2,21	1,82	---	---	---	---
---	---	---	---	19,82	3,64	2,21	1,81	---	---	---	---





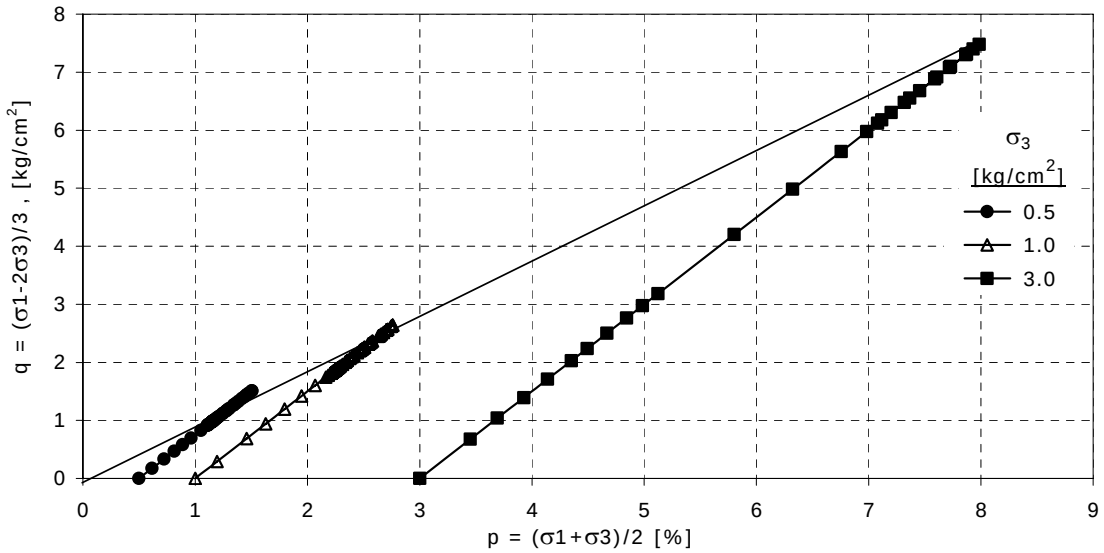


Fig. B.23: Muestra del Río Mipo con 20% de partícula de sobre-tamaño (M-2)

ENSAYE TRIAXIAL TIPO CID

Estudio : Tesis de Magister Ing. Geotecnica (K. de la Hoz)
Material de ensayo : Muestra con un 40% de contendio de partículas de sobre tamaño
Tamaño medio : 6.99 mm
Serie : Cuarta

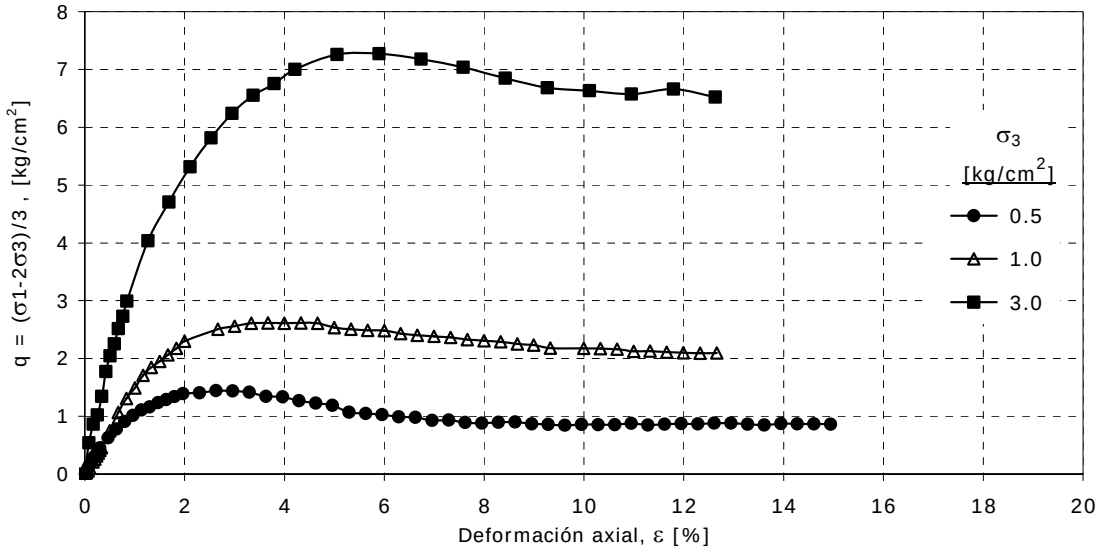
Probeta	[N°]	1	2	3
Altura Inicial de Confección	[cm]	30,1	30,10	30,45
Diámetro Inicial de Confección	[cm]	15,25	15,25	15,39
Variación de Volumen etapa consolidación	[cm^3]	-28,5	-45,7	-167
Densidad seca de Confección	[gr/cm^3]	2,078	2,078	2,078
Humedad de Confección	[%]	0	0	0
Altura Inicial post-consolidación	[cm]	30,05	30,0	30,2
Diámetro Inicial post-consolidación	[cm]	15,22	15,2	15,2
Densidad seca post-consolidación	[gr/cm^3]	2,089	2,095	2,140
Contrapresión, B.P.	[kg/cm^2]	1,5	2,5	1,0
Presión de Cámara Efectiva	[kg/cm^2]	0,5	1,0	3,0

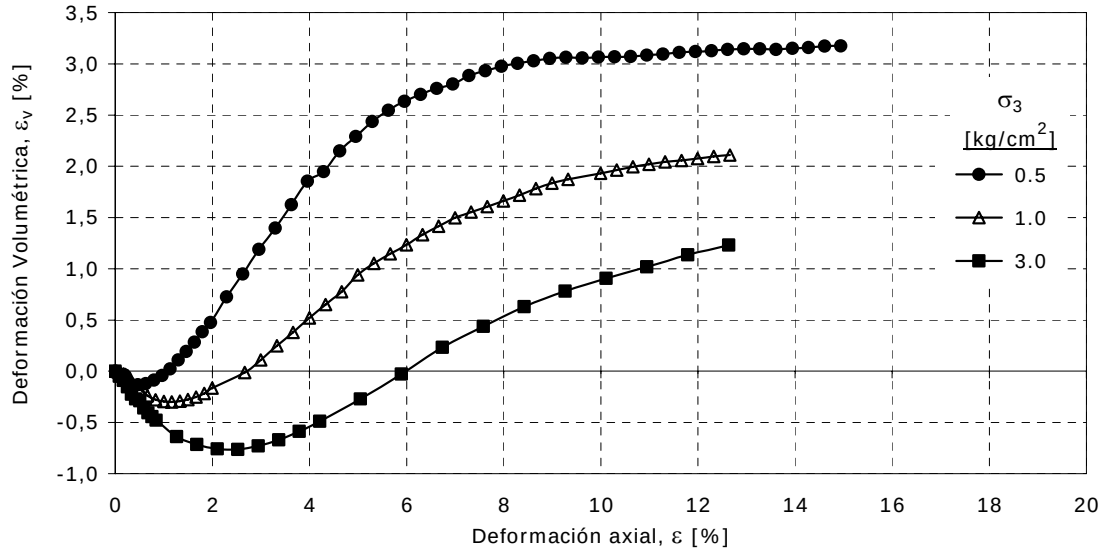
Onservaciones:

Probeta REMOLDEADA a una Dr = 70% y ensayada en condición saturada

$p' = (\sigma 1+2\sigma 3)/3$
$q = (\sigma 1-\sigma 3)/2$

Probeta 1				Probeta 2				Probeta 3			
ε_a [%]	ε_v [%]	p' [kg/cm^2]	q [kg/cm^2]	ε_a [%]	ε_v [%]	p' [kg/cm^2]	q [kg/cm^2]	ε_a [%]	ε_v [%]	p' [kg/cm^2]	q [kg/cm^2]
0,00	0,00	0,50	0,00	0,00	0,00	1,00	0,00	0,00	0,00	3,00	0,00
0,03	-0,02	0,53	0,04	0,03	0,00	1,02	0,02	0,08	-0,05	3,36	0,54
0,07	-0,04	0,57	0,11	0,07	0,00	1,04	0,06	0,17	-0,09	3,58	0,86
0,10	-0,05	0,61	0,16	0,10	-0,01	1,07	0,11	0,25	-0,15	3,68	1,02
0,13	-0,07	0,63	0,20	0,17	-0,03	1,14	0,21	0,34	-0,23	3,90	1,35
0,17	-0,08	0,68	0,27	0,20	-0,03	1,17	0,26	0,42	-0,27	4,18	1,77
0,20	-0,09	0,71	0,31	0,23	-0,04	1,21	0,32	0,51	-0,29	4,36	2,04
0,23	-0,10	0,73	0,34	0,27	-0,05	1,24	0,36	0,59	-0,36	4,50	2,25
0,27	-0,11	0,76	0,39	0,30	-0,06	1,27	0,41	0,67	-0,41	4,68	2,52
0,30	-0,12	0,80	0,45	0,33	-0,11	1,31	0,46	0,76	-0,44	4,82	2,73
0,47	-0,13	0,92	0,63	0,50	-0,17	1,50	0,75	0,84	-0,48	5,00	2,99
0,63	-0,12	1,02	0,78	0,67	-0,24	1,71	1,06	1,26	-0,64	5,69	4,04
0,80	-0,09	1,11	0,91	0,83	-0,28	1,87	1,31	1,68	-0,71	6,14	4,70
0,97	-0,04	1,18	1,02	1,00	-0,29	1,99	1,49	2,11	-0,76	6,54	5,31
1,13	0,02	1,24	1,11	1,17	-0,30	2,14	1,71	2,53	-0,76	6,88	5,81
1,30	0,11	1,27	1,16	1,33	-0,29	2,23	1,85	2,95	-0,73	7,16	6,24
1,46	0,19	1,32	1,23	1,50	-0,28	2,30	1,95	3,37	-0,67	7,37	6,55
1,63	0,28	1,36	1,29	1,67	-0,25	2,37	2,06	3,79	-0,59	7,50	6,75
1,80	0,39	1,39	1,34	1,83	-0,22	2,45	2,17	4,21	-0,49	7,67	7,00
1,96	0,47	1,43	1,39	2,00	-0,16	2,53	2,30	5,05	-0,27	7,84	7,26
2,30	0,72	1,44	1,41	2,67	-0,01	2,67	2,50	5,90	-0,03	7,85	7,27
2,63	0,95	1,46	1,44	3,00	0,11	2,70	2,56	6,74	0,23	7,79	7,18
2,96	1,19	1,46	1,44	3,33	0,25	2,74	2,61	7,58	0,44	7,69	7,04
3,29	1,40	1,44	1,41	3,66	0,38	2,74	2,61	8,42	0,63	7,56	6,85
3,63	1,62	1,40	1,35	4,00	0,52	2,74	2,61	9,27	0,78	7,46	6,69
3,96	1,85	1,39	1,33	4,33	0,65	2,74	2,61	10,11	0,91	7,42	6,63
4,29	1,95	1,35	1,27	4,66	0,78	2,74	2,61	10,95	1,02	7,38	6,58
4,63	2,15	1,32	1,23	5,00	0,94	2,69	2,54	11,79	1,13	7,44	6,66
4,96	2,29	1,29	1,19	5,33	1,05	2,67	2,51	12,64	1,23	7,35	6,52
5,29	2,44	1,22	1,07	5,66	1,14	2,66	2,49	---	---	---	---
5,62	2,55	1,20	1,05	6,00	1,23	2,66	2,48	---	---	---	---
5,96	2,63	1,19	1,03	6,33	1,33	2,62	2,43	---	---	---	---
6,29	2,70	1,16	0,99	6,66	1,42	2,60	2,40	---	---	---	---
6,62	2,76	1,15	0,98	7,00	1,50	2,59	2,38	---	---	---	---
6,96	2,80	1,12	0,93	7,33	1,55	2,58	2,37	---	---	---	---
7,29	2,88	1,12	0,93	7,66	1,61	2,55	2,33	---	---	---	---
7,62	2,93	1,10	0,89	8,00	1,66	2,54	2,31	---	---	---	---
7,95	2,98	1,09	0,88	8,33	1,72	2,53	2,29	---	---	---	---
8,29	3,00	1,10	0,90	8,66	1,78	2,50	2,25	---	---	---	---
8,62	3,03	1,10	0,90	8,99	1,84	2,49	2,23	---	---	---	---
8,95	3,05	1,08	0,87	9,33	1,87	2,45	2,18	---	---	---	---
9,29	3,06	1,07	0,86	9,99	1,93	2,45	2,18	---	---	---	---
9,62	3,06	1,06	0,85	10,33	1,96	2,45	2,17	---	---	---	---
9,95	3,07	1,07	0,86	10,66	2,00	2,44	2,16	---	---	---	---
10,28	3,07	1,07	0,86	10,99	2,02	2,42	2,12	---	---	---	---
10,62	3,07	1,07	0,85	11,33	2,04	2,42	2,13	---	---	---	---
10,95	3,08	1,08	0,88	11,66	2,06	2,41	2,11	---	---	---	---
11,28	3,10	1,07	0,85	11,99	2,08	2,40	2,10	---	---	---	---
11,61	3,11	1,08	0,86	12,33	2,10	2,40	2,09	---	---	---	---
11,95	3,12	1,08	0,87	12,66	2,11	2,40	2,10	---	---	---	---
12,28	3,13	1,08	0,87	---	---	---	---	---	---	---	---
12,61	3,14	1,09	0,88	---	---	---	---	---	---	---	---
12,95	3,15	1,09	0,88	---	---	---	---	---	---	---	---
13,28	3,15	1,07	0,86	---	---	---	---	---	---	---	---
13,61	3,14	1,07	0,85	---	---	---	---	---	---	---	---
13,94	3,15	1,08	0,87	---	---	---	---	---	---	---	---
14,28	3,16	1,08	0,87	---	---	---	---	---	---	---	---
14,61	3,17	1,08	0,87	---	---	---	---	---	---	---	---
14,94	3,18	1,08	0,86	---	---	---	---	---	---	---	---





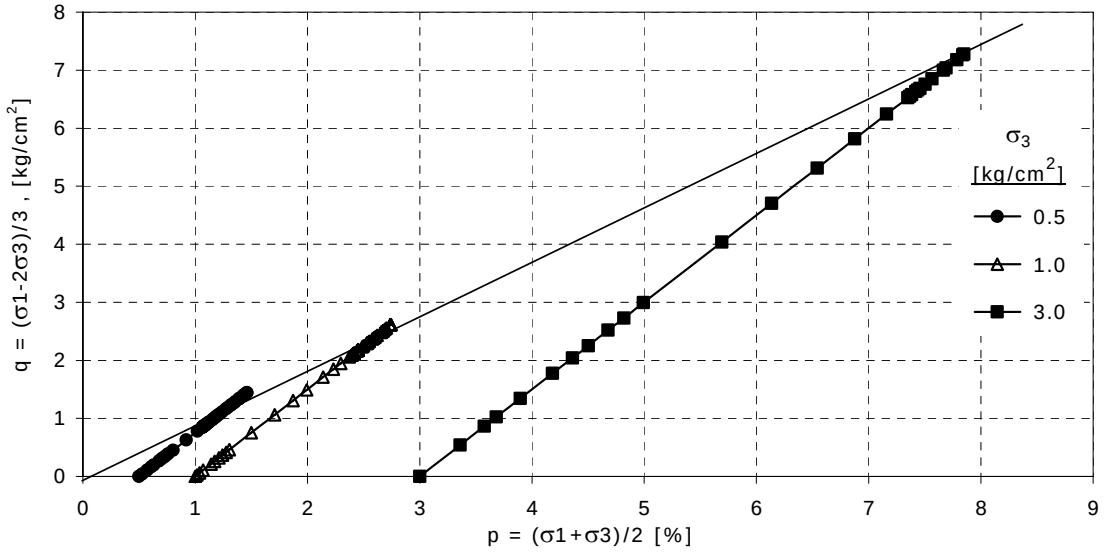


Fig. B.24: Muestra del Río Mipo con 40% de partícula de sobre-tamaño

ENSAYE TRIAXIAL TIPO CID

Estudio : Tesis de Magister Ing. Geotecnica (K. de la Hoz)
Material de ensayo : Muestra con un 60% de contendio de partículas de sobre tamaño (M-3)
Tamaño medio : 11.80 mm
Serie : Quinta (Primera homotética M-3)

Probeta	[N°]	1	2	3
Altura Inicial de Confección	[cm]	30,1	30,10	30,45
Diámetro Inicial de Confección	[cm]	15,25	15,25	15,39
Variación de Volumen etapa consolidación	[cm^3]	-51	-101	-114,7
Densidad seca de Confección	[gr/cm^3]	2,026	2,026	2,026
Humedad de Confección	[%]	0	0	0
Altura Inicial post-consolidación	[cm]	30,01	29,9	30,2
Diámetro Inicial post-consolidación	[cm]	15,20	15,2	15,3
Densidad seca post-consolidación	[gr/cm^3]	2,045	2,063	2,067
Contrapresión, B.P.	[kg/cm^2]	1,5	3,0	1,0
Presión de Cámara Efectiva	[kg/cm^2]	0,5	1,0	3,0

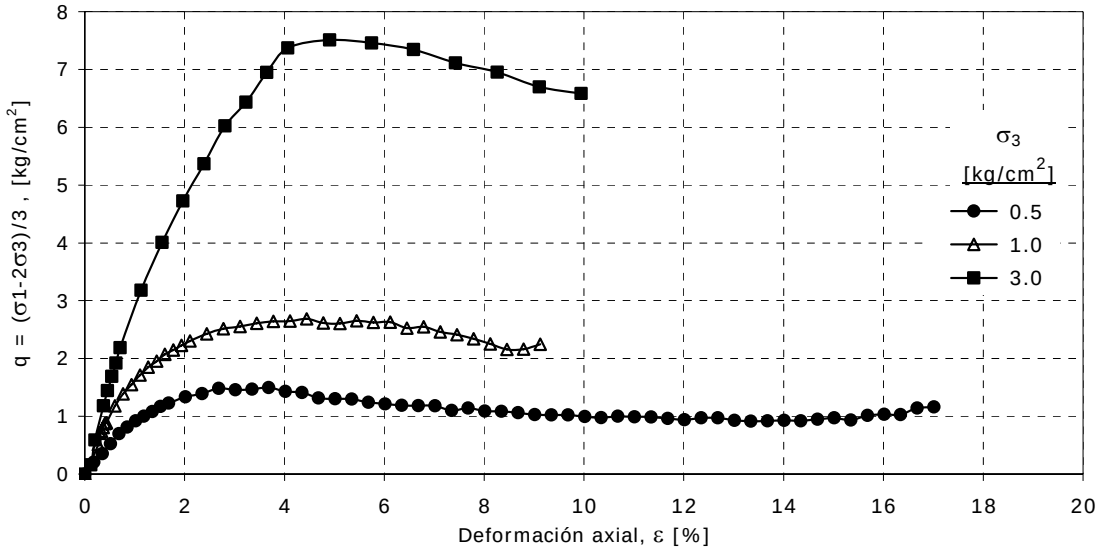
Onservaciones:

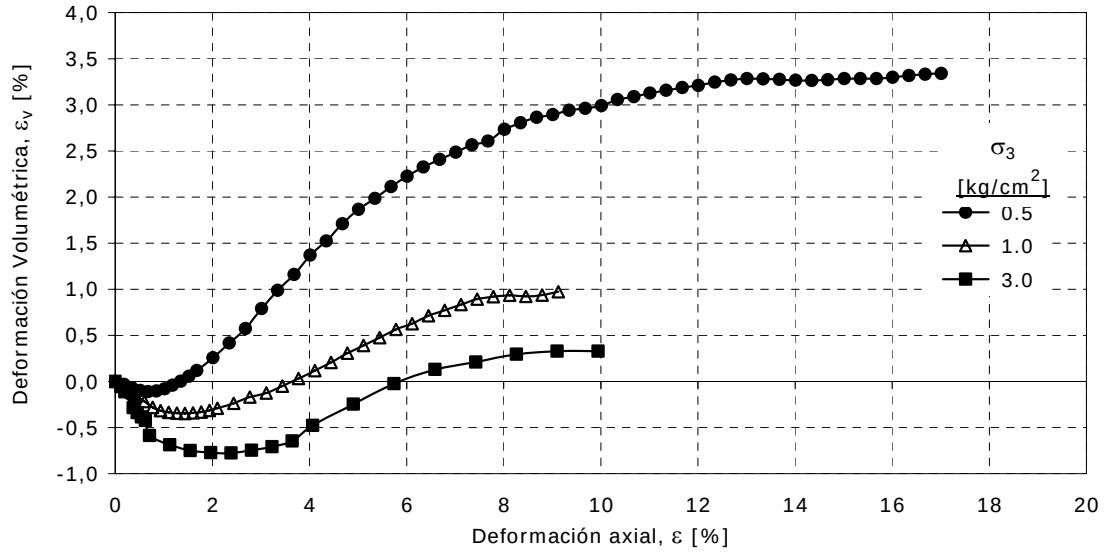
Probeta REMOLDEADA a una Dr = 70% y ensayada en condición saturada

$p' = (\sigma 1+2\sigma 3)/3$

$q = (\sigma 1-\sigma 3)/2$

Probeta 1				Probeta 2				Probeta 3			
ε_a [%]	ε_v [%]	p' [kg/cm^2]	q [kg/cm^2]	ε_a [%]	ε_v [%]	p' [kg/cm^2]	q [kg/cm^2]	ε_a [%]	ε_v [%]	p' [kg/cm^2]	q [kg/cm^2]
0,00	0,00	0,50	0,00	0,00	0,00	1,00	0,00	0,00	0,00	3,00	0,00
0,18	-0,03	0,64	0,21	0,27	-0,08	1,34	0,51	0,12	-0,06	3,11	0,16
0,35	-0,07	0,74	0,35	0,30	-0,10	1,47	0,71	0,20	-0,11	3,39	0,59
0,52	-0,10	0,85	0,53	0,33	-0,11	1,50	0,74	0,37	-0,28	3,79	1,18
0,68	-0,11	0,97	0,70	0,37	-0,13	1,54	0,81	0,46	-0,34	3,96	1,45
0,85	-0,10	1,04	0,81	0,40	-0,15	1,58	0,88	0,54	-0,38	4,13	1,69
1,02	-0,08	1,11	0,92	0,43	-0,16	1,59	0,89	0,62	-0,42	4,28	1,92
1,18	-0,04	1,17	1,00	0,60	-0,22	1,79	1,18	0,71	-0,59	4,46	2,18
1,35	0,00	1,22	1,08	0,77	-0,28	1,93	1,39	1,13	-0,69	5,12	3,18
1,52	0,05	1,28	1,17	0,94	-0,32	2,03	1,55	1,55	-0,75	5,67	4,01
1,68	0,12	1,32	1,23	1,10	-0,34	2,14	1,71	1,97	-0,77	6,15	4,73
2,02	0,26	1,39	1,34	1,27	-0,34	2,23	1,85	2,39	-0,77	6,58	5,37
2,35	0,42	1,43	1,39	1,44	-0,35	2,30	1,96	2,81	-0,74	7,01	6,02
2,68	0,57	1,49	1,48	1,60	-0,34	2,38	2,07	3,23	-0,71	7,29	6,43
3,02	0,79	1,47	1,46	1,77	-0,33	2,43	2,15	3,65	-0,64	7,63	6,95
3,35	0,99	1,48	1,47	1,94	-0,31	2,49	2,23	4,07	-0,48	7,91	7,37
3,68	1,16	1,50	1,49	2,11	-0,29	2,53	2,30	4,91	-0,25	8,00	7,51
4,02	1,37	1,45	1,43	2,44	-0,24	2,62	2,43	5,75	-0,02	7,97	7,46
4,35	1,52	1,44	1,41	2,77	-0,17	2,68	2,52	6,59	0,13	7,89	7,34
4,68	1,71	1,38	1,32	3,11	-0,13	2,70	2,55	7,43	0,21	7,74	7,11
5,02	1,87	1,37	1,30	3,44	-0,05	2,74	2,61	8,27	0,30	7,64	6,95
5,35	1,98	1,36	1,30	3,78	0,03	2,76	2,64	9,11	0,33	7,46	6,70
5,68	2,11	1,33	1,24	4,11	0,12	2,77	2,65	9,95	0,33	7,39	6,58
6,02	2,23	1,31	1,21	4,45	0,21	2,79	2,68	---	---	---	---
6,35	2,33	1,29	1,19	4,78	0,31	2,74	2,61	---	---	---	---
6,68	2,41	1,29	1,19	5,11	0,39	2,74	2,61	---	---	---	---
7,01	2,49	1,29	1,18	5,45	0,48	2,77	2,65	---	---	---	---
7,35	2,56	1,23	1,10	5,78	0,57	2,75	2,62	---	---	---	---
7,68	2,61	1,26	1,14	6,12	0,63	2,75	2,63	---	---	---	---
8,01	2,73	1,23	1,09	6,45	0,71	2,68	2,53	---	---	---	---
8,35	2,81	1,22	1,09	6,79	0,77	2,70	2,55	---	---	---	---
8,68	2,86	1,21	1,06	7,12	0,83	2,64	2,46	---	---	---	---
9,01	2,89	1,18	1,03	7,45	0,89	2,61	2,41	---	---	---	---
9,35	2,94	1,18	1,02	7,79	0,92	2,56	2,34	---	---	---	---
9,68	2,96	1,18	1,03	8,12	0,94	2,50	2,25	---	---	---	---
10,01	2,99	1,17	1,00	8,46	0,92	2,44	2,16	---	---	---	---
10,35	3,06	1,15	0,98	8,79	0,94	2,44	2,16	---	---	---	---
10,68	3,09	1,17	1,00	9,13	0,97	2,50	2,25	---	---	---	---
11,01	3,13	1,16	0,99	---	---	---	---	---	---	---	---
11,35	3,16	1,16	0,99	---	---	---	---	---	---	---	---
11,68	3,19	1,14	0,96	---	---	---	---	---	---	---	---
12,01	3,21	1,13	0,94	---	---	---	---	---	---	---	---
12,35	3,24	1,15	0,97	---	---	---	---	---	---	---	---
12,68	3,27	1,15	0,97	---	---	---	---	---	---	---	---
13,01	3,29	1,12	0,93	---	---	---	---	---	---	---	---
13,35	3,28	1,11	0,91	---	---	---	---	---	---	---	---
13,68	3,27	1,11	0,92	---	---	---	---	---	---	---	---
14,01	3,27	1,12	0,93	---	---	---	---	---	---	---	---
14,35	3,26	1,11	0,92	---	---	---	---	---	---	---	---
14,68	3,27	1,13	0,95	---	---	---	---	---	---	---	---
15,01	3,28	1,15	0,97	---	---	---	---	---	---	---	---
15,35	3,28	1,12	0,94	---	---	---	---	---	---	---	---
15,68	3,29	1,18	1,02	---	---	---	---	---	---	---	---
16,01	3,30	1,19	1,03	---	---	---	---	---	---	---	---
16,35	3,32	1,19	1,03	---	---	---	---	---	---	---	---
16,68	3,33	1,26	1,14	---	---	---	---	---	---	---	---
17,01	3,34	1,27	1,16	---	---	---	---	---	---	---	---





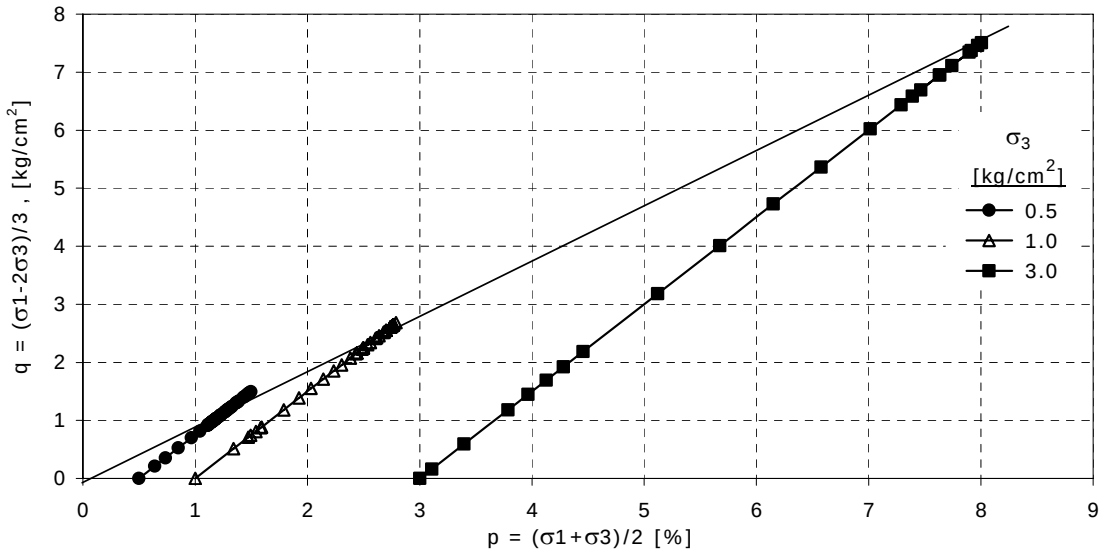


Fig. B.25: Muestra del Río Mipo con 60% de partícula de sobre-tamaño (M-3)

ENSAYE TRIAXIAL TIPO CID

Estudio : Tesis de Magister Ing. Geotecnica (K. de la Hoz)
Material de ensayo : Muestra con un 80% de contendio de partículas de sobre tamaño
Tamaño medio : 15.23 mm
Serie : Sexta

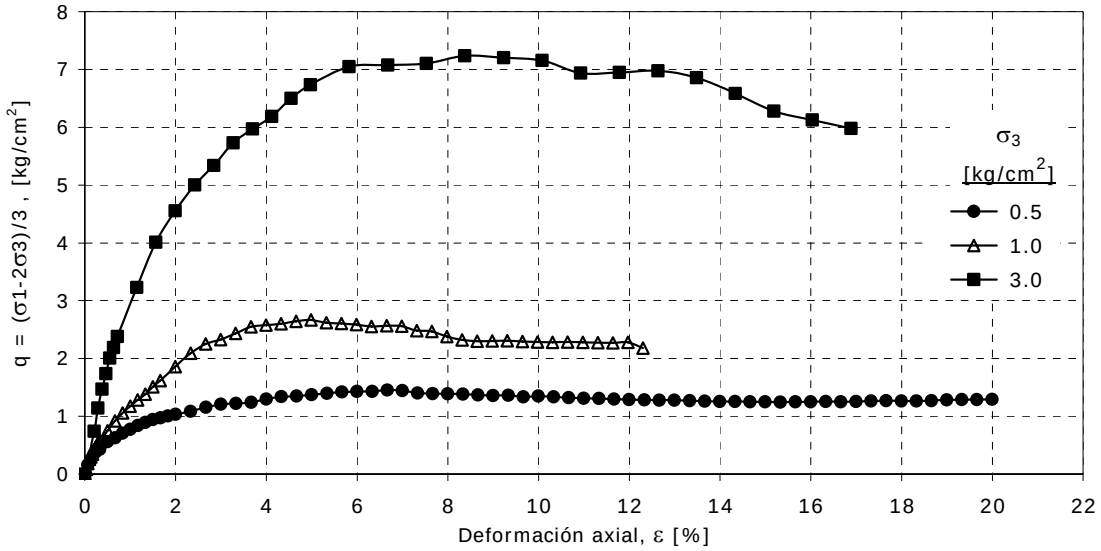
Probeta	[N°]	1	2	3
Altura Inicial de Confección	[cm]	30,1	30,45	30,45
Diámetro Inicial de Confección	[cm]	15,25	15,39	15,39
Variación de Volumen etapa consolidación	[cm^3]	-49,2	-112,9	-204,2
Densidad seca de Confección	[gr/cm^3]	1,924	1,924	1,924
Humedad de Confección	[%]	0	0	0
Altura Inicial post-consolidación	[cm]	30,01	30,2	30,1
Diámetro Inicial post-consolidación	[cm]	15,20	15,3	15,2
Densidad seca post-consolidación	[gr/cm^3]	1,941	1,963	1,994
Contrapresión, B.P.	[kg/cm^2]	1,5	0,6	1,0
Presión de Cámara Efectiva	[kg/cm^2]	0,5	1,0	3,0

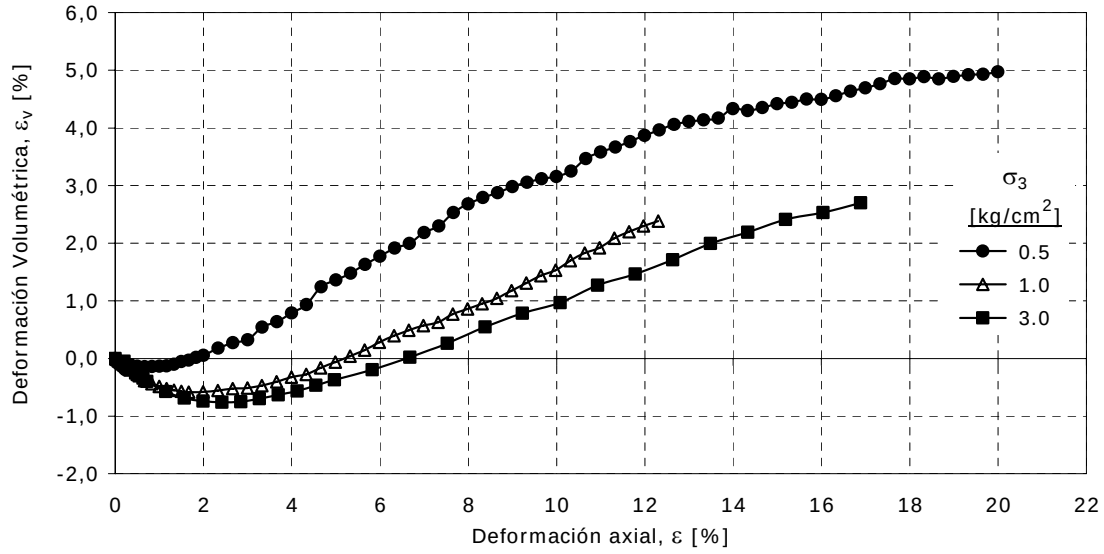
Onservaciones:

Probeta REMOLDEADA a una Dr = 70% y ensayada en condición saturada

$p' = (\sigma 1+2\sigma 3)/3$
$q = (\sigma 1-\sigma 3)/2$

Probeta 1				Probeta 2				Probeta 3			
ε_a [%]	ε_v [%]	p' [kg/cm^2]	q [kg/cm^2]	ε_a [%]	ε_v [%]	p' [kg/cm^2]	q [kg/cm^2]	ε_a [%]	ε_v [%]	p' [kg/cm^2]	q [kg/cm^2]
0,00	0,00	0,50	0,00	0,00	0,00	1,00	0,00	0,00	0,00	3,00	0,00
0,07	-0,04	0,61	0,16	0,03	-0,01	1,05	0,08	0,21	-0,05	3,49	0,74
0,13	-0,07	0,67	0,26	0,07	-0,04	1,12	0,18	0,29	-0,12	3,76	1,14
0,20	-0,10	0,73	0,34	0,10	-0,06	1,17	0,25	0,38	-0,17	3,98	1,47
0,27	-0,11	0,77	0,40	0,13	-0,08	1,20	0,30	0,46	-0,25	4,16	1,74
0,33	-0,12	0,79	0,43	0,17	-0,10	1,23	0,35	0,55	-0,30	4,34	2,01
0,50	-0,14	0,87	0,56	0,20	-0,12	1,28	0,42	0,63	-0,35	4,46	2,19
0,67	-0,15	0,92	0,63	0,23	-0,14	1,31	0,46	0,72	-0,40	4,59	2,38
0,83	-0,14	0,97	0,71	0,27	-0,16	1,33	0,50	1,14	-0,58	5,15	3,23
1,00	-0,14	1,02	0,78	0,30	-0,18	1,37	0,55	1,57	-0,69	5,67	4,01
1,17	-0,13	1,06	0,84	0,33	-0,20	1,39	0,58	1,99	-0,74	6,04	4,56
1,33	-0,10	1,09	0,89	0,50	-0,28	1,50	0,75	2,42	-0,76	6,33	5,00
1,50	-0,05	1,13	0,95	0,67	-0,38	1,61	0,92	2,84	-0,75	6,56	5,34
1,67	-0,03	1,15	0,97	0,83	-0,44	1,71	1,06	3,27	-0,70	6,82	5,73
1,83	0,01	1,17	1,01	1,00	-0,49	1,78	1,18	3,70	-0,63	6,98	5,97
2,00	0,05	1,19	1,03	1,16	-0,52	1,86	1,28	4,12	-0,57	7,12	6,19
2,33	0,18	1,22	1,09	1,33	-0,55	1,92	1,38	4,55	-0,46	7,33	6,50
2,67	0,27	1,27	1,15	1,50	-0,57	2,01	1,51	4,97	-0,37	7,49	6,73
3,00	0,32	1,30	1,21	1,66	-0,58	2,08	1,62	5,82	-0,20	7,70	7,04
3,33	0,54	1,31	1,22	2,00	-0,58	2,24	1,86	6,67	0,02	7,72	7,07
3,67	0,63	1,33	1,24	2,33	-0,56	2,39	2,09	7,53	0,26	7,73	7,10
4,00	0,79	1,37	1,30	2,66	-0,52	2,50	2,25	8,38	0,55	7,83	7,24
4,33	0,93	1,39	1,34	2,99	-0,51	2,55	2,32	9,23	0,78	7,80	7,20
4,67	1,24	1,40	1,35	3,33	-0,47	2,62	2,44	10,08	0,97	7,77	7,15
5,00	1,36	1,41	1,37	3,66	-0,41	2,70	2,55	10,93	1,27	7,63	6,94
5,33	1,48	1,43	1,40	3,99	-0,32	2,72	2,58	11,78	1,46	7,63	6,95
5,66	1,63	1,45	1,42	4,32	-0,28	2,73	2,60	12,63	1,71	7,65	6,97
6,00	1,77	1,45	1,43	4,66	-0,16	2,76	2,64	13,48	1,99	7,57	6,86
6,33	1,92	1,45	1,43	4,99	-0,06	2,78	2,67	14,33	2,19	7,39	6,58
6,66	2,00	1,47	1,45	5,32	0,04	2,75	2,62	15,18	2,41	7,18	6,28
7,00	2,19	1,46	1,44	5,65	0,15	2,74	2,60	16,04	2,53	7,08	6,13
7,33	2,30	1,43	1,40	5,99	0,28	2,73	2,59	16,89	2,70	6,99	5,98
7,66	2,53	1,43	1,39	6,32	0,39	2,70	2,55	---	---	---	---
8,00	2,68	1,42	1,39	6,65	0,49	2,71	2,57	---	---	---	---
8,33	2,79	1,42	1,38	6,98	0,57	2,71	2,56	---	---	---	---
8,66	2,87	1,41	1,37	7,32	0,63	2,66	2,48	---	---	---	---
9,00	2,98	1,41	1,36	7,65	0,77	2,65	2,47	---	---	---	---
9,33	3,06	1,41	1,37	7,98	0,86	2,59	2,38	---	---	---	---
9,66	3,12	1,39	1,33	8,31	0,95	2,55	2,32	---	---	---	---
10,00	3,16	1,40	1,35	8,65	1,04	2,53	2,30	---	---	---	---
10,33	3,25	1,39	1,34	8,98	1,18	2,54	2,30	---	---	---	---
10,66	3,47	1,38	1,32	9,31	1,31	2,54	2,31	---	---	---	---
11,00	3,58	1,37	1,31	9,64	1,44	2,53	2,29	---	---	---	---
11,33	3,66	1,37	1,31	9,98	1,53	2,52	2,29	---	---	---	---
11,66	3,76	1,37	1,30	10,31	1,70	2,52	2,28	---	---	---	---
12,00	3,87	1,36	1,29	10,64	1,83	2,52	2,29	---	---	---	---
12,33	3,97	1,36	1,28	10,97	1,92	2,52	2,28	---	---	---	---
12,66	4,06	1,35	1,28	11,31	2,08	2,52	2,27	---	---	---	---
13,00	4,11	1,35	1,28	11,64	2,20	2,51	2,27	---	---	---	---
13,33	4,14	1,35	1,27	11,97	2,30	2,52	2,28	---	---	---	---
13,66	4,17	1,34	1,26	12,30	2,38	2,45	2,18	---	---	---	---
14,00	4,33	1,34	1,26	---	---	---	---	---	---	---	---
14,33	4,30	1,34	1,25	---	---	---	---	---	---	---	---
14,66	4,35	1,33	1,25	---	---	---	---	---	---	---	---
14,99	4,42	1,33	1,25	---	---	---	---	---	---	---	---
15,33	4,44	1,33	1,24	---	---	---	---	---	---	---	---
15,66	4,50	1,33	1,25	---	---	---	---	---	---	---	---
15,99	4,50	1,33	1,25	---	---	---	---	---	---	---	---
16,33	4,56	1,34	1,25	---	---	---	---	---	---	---	---
16,66	4,64	1,33	1,25	---	---	---	---	---	---	---	---
16,99	4,69	1,34	1,25	---	---	---	---	---	---	---	---
17,33	4,77	1,34	1,26	---	---	---	---	---	---	---	---
17,66	4,85	1,35	1,27	---	---	---	---	---	---	---	---
17,99	4,85	1,34	1,27	---	---	---	---	---	---	---	---
18,33	4,89	1,34	1,27	---	---	---	---	---	---	---	---
18,66	4,85	1,35	1,27	---	---	---	---	---	---	---	---
18,99	4,89	1,36	1,29	---	---	---	---	---	---	---	---
19,33	4,92	1,36	1,29	---	---	---	---	---	---	---	---
19,66	4,93	1,36	1,29	---	---	---	---	---	---	---	---
19,99	4,97	1,36	1,30	---	---	---	---	---	---	---	---





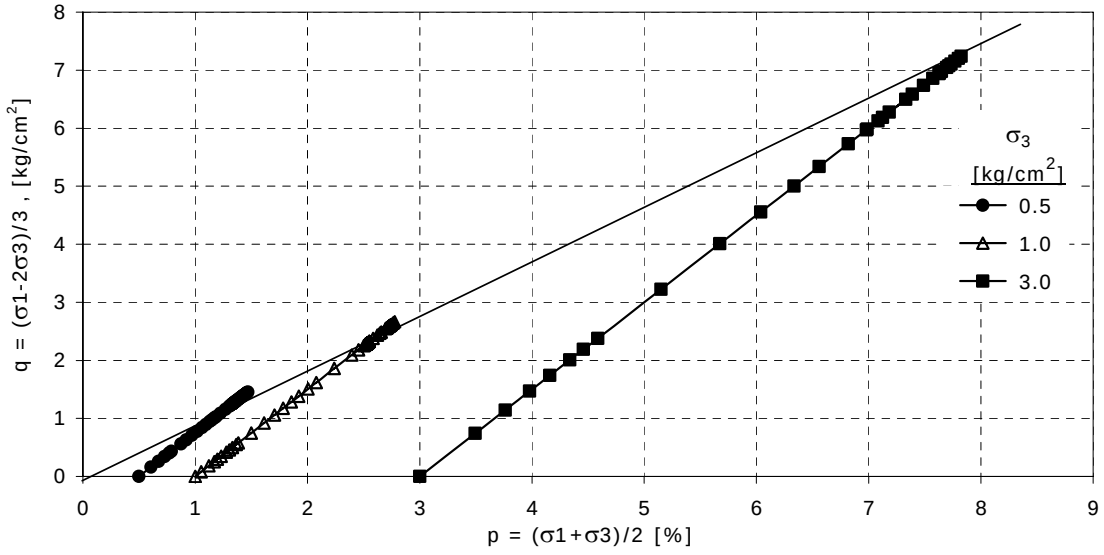


Fig. B.26: Muestra del Río Mipo con 80% de partícula de sobre-tamaño

ENSAYE TRIAXIAL TIPO CID

Estudio : Tesis de Magister Ing. Geotecnica (K. de la Hoz)
Material de ensayo : Muestra con un 90% de contendio de partículas de sobre tamaño
Tamaño medio : 16.43 mm
Serie : Septima

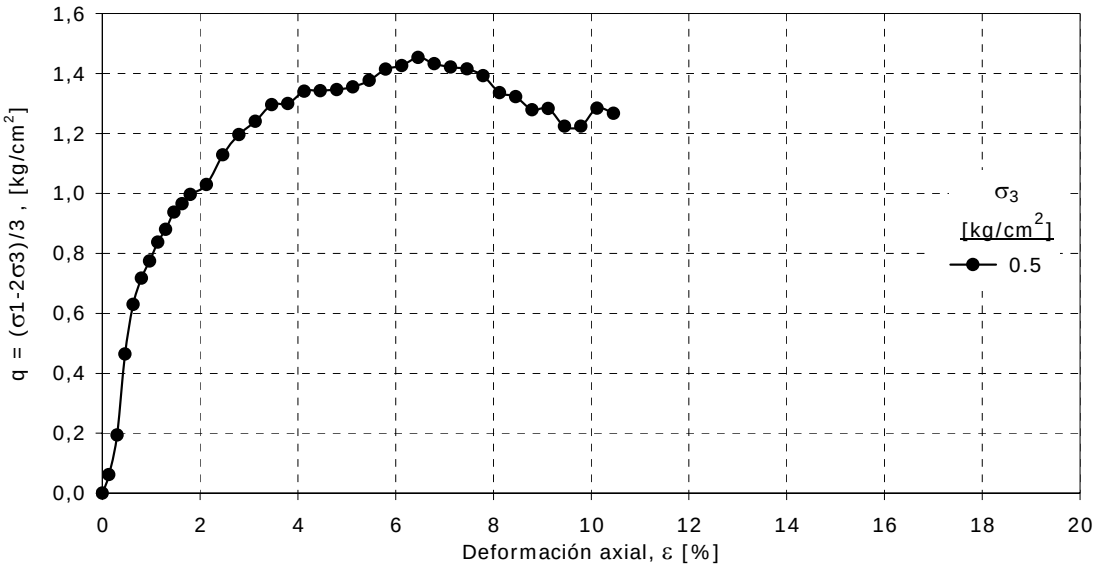
Probeta	[N°]	1	2	3
Altura Inicial de Confección	[cm]	30,1		
Diámetro Inicial de Confección	[cm]	15,25		
Variación de Volumen etapa consolidación	[cm^3]	-34,7		
Densidad seca de Confección	[gr/cm^3]	1,924		
Humedad de Confección	[%]	0		
Altura Inicial post-consolidación	[cm]	30,04		
Diámetro Inicial post-consolidación	[cm]	15,22		
Densidad seca post-consolidación	[gr/cm^3]	1,936		
Contrapresión, B.P.	[kg/cm^2]	1		
Presión de Cámara Efectiva	[kg/cm^2]	0,5		

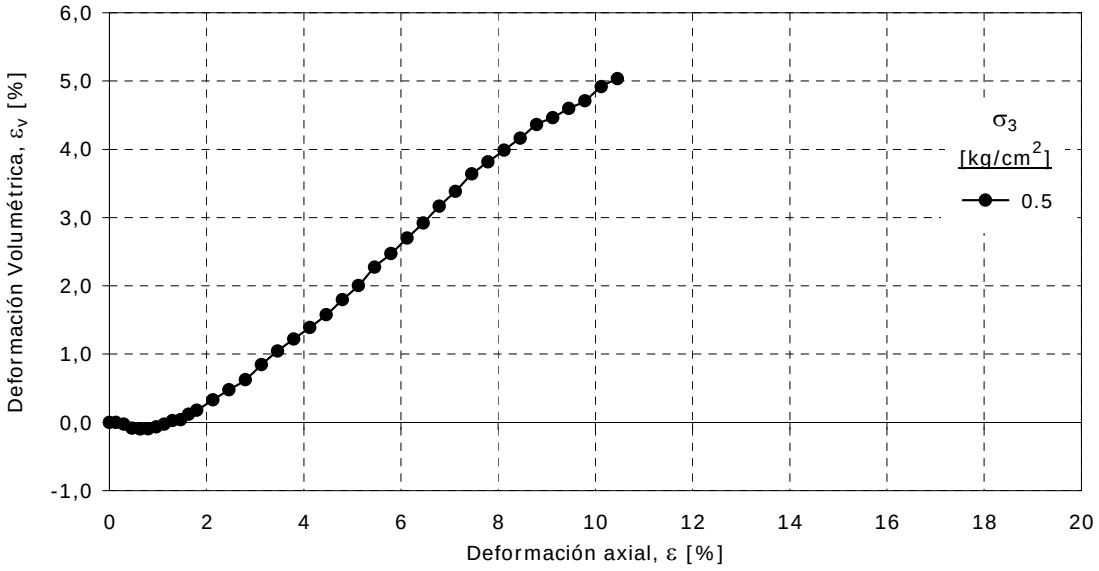
Onservaciones:

Probeta REMOLDEADA a una Dr = 70% y ensayada en condición saturada

$p' = (\sigma 1+2\sigma 3)/3$
$q = (\sigma 1-\sigma 3)/2$

Probeta 1				Probeta 2				Probeta 3			
ε_a [%]	ε_v [%]	p' [kg/cm^2]	q [kg/cm^2]	ε_a [%]	ε_v [%]	p' [kg/cm^2]	q [kg/cm^2]	ε_a [%]	ε_v [%]	p' [kg/cm^2]	q [kg/cm^2]
0,00	0,00	0,50	0,00	---	---	---	---	---	---	---	---
0,13	0,00	0,54	0,06	---	---	---	---	---	---	---	---
0,30	-0,03	0,63	0,19	---	---	---	---	---	---	---	---
0,47	-0,08	0,81	0,46	---	---	---	---	---	---	---	---
0,63	-0,10	0,92	0,63	---	---	---	---	---	---	---	---
0,80	-0,09	0,98	0,72	---	---	---	---	---	---	---	---
0,97	-0,07	1,02	0,77	---	---	---	---	---	---	---	---
1,13	-0,03	1,06	0,84	---	---	---	---	---	---	---	---
1,30	0,03	1,09	0,88	---	---	---	---	---	---	---	---
1,46	0,04	1,12	0,94	---	---	---	---	---	---	---	---
1,63	0,12	1,14	0,97	---	---	---	---	---	---	---	---
1,80	0,18	1,16	1,00	---	---	---	---	---	---	---	---
2,13	0,33	1,19	1,03	---	---	---	---	---	---	---	---
2,46	0,48	1,25	1,13	---	---	---	---	---	---	---	---
2,80	0,63	1,30	1,20	---	---	---	---	---	---	---	---
3,13	0,85	1,33	1,24	---	---	---	---	---	---	---	---
3,46	1,05	1,36	1,30	---	---	---	---	---	---	---	---
3,80	1,22	1,37	1,30	---	---	---	---	---	---	---	---
4,13	1,39	1,39	1,34	---	---	---	---	---	---	---	---
4,46	1,58	1,39	1,34	---	---	---	---	---	---	---	---
4,79	1,80	1,40	1,35	---	---	---	---	---	---	---	---
5,13	2,01	1,40	1,35	---	---	---	---	---	---	---	---
5,46	2,27	1,42	1,38	---	---	---	---	---	---	---	---
5,79	2,47	1,44	1,41	---	---	---	---	---	---	---	---
6,13	2,70	1,45	1,43	---	---	---	---	---	---	---	---
6,46	2,92	1,47	1,45	---	---	---	---	---	---	---	---
6,79	3,17	1,45	1,43	---	---	---	---	---	---	---	---
7,12	3,38	1,45	1,42	---	---	---	---	---	---	---	---
7,46	3,64	1,44	1,41	---	---	---	---	---	---	---	---
7,79	3,82	1,43	1,39	---	---	---	---	---	---	---	---
8,12	3,99	1,39	1,34	---	---	---	---	---	---	---	---
8,46	4,16	1,38	1,32	---	---	---	---	---	---	---	---
8,79	4,36	1,35	1,28	---	---	---	---	---	---	---	---
9,12	4,46	1,36	1,28	---	---	---	---	---	---	---	---
9,46	4,60	1,32	1,22	---	---	---	---	---	---	---	---
9,79	4,71	1,32	1,22	---	---	---	---	---	---	---	---
10,12	4,92	1,36	1,28	---	---	---	---	---	---	---	---
10,45	5,03	1,34	1,27	---	---	---	---	---	---	---	---
---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---





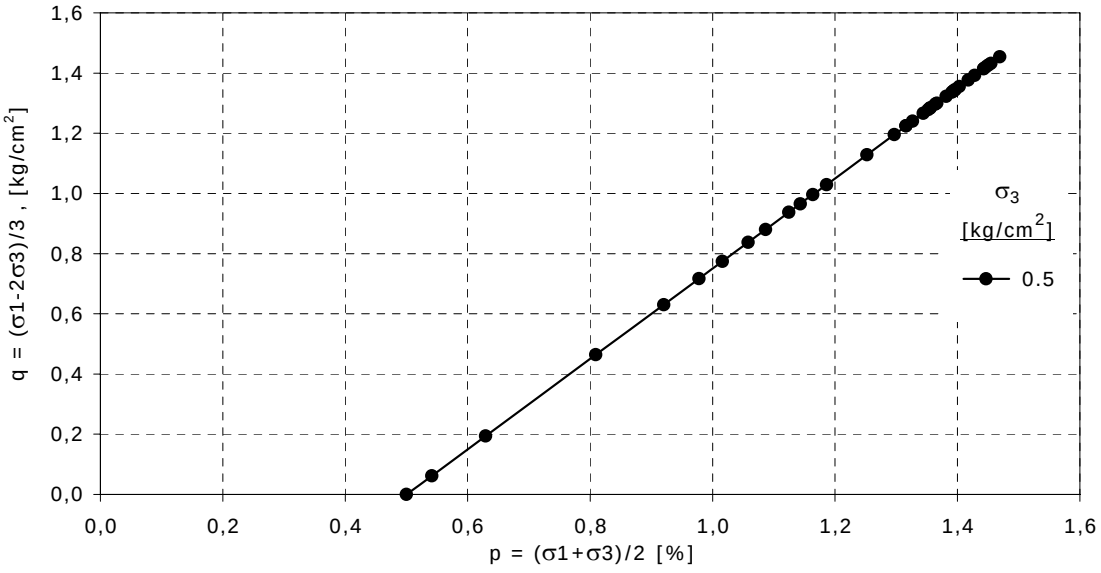


Fig. B.27: Muestra del Río Mipo con 90% de partícula de sobre-tamaño

ENSAYE TRIAXIAL TIPO CID

Estudio : Tesis de Magister Ing. Geotecnica (K. de la Hoz)
Material de ensayo : Muestra con un 100% de contendio de partículas de sobre tamaño
Tamaño medio : 17.39 mm
Serie : Octava

Probeta	[N°]	1	2	3
Altura Inicial de Confección	[cm]	30,1	30,10	30,45
Diámetro Inicial de Confección	[cm]	15,25	15,25	15,39
Variación de Volumen etapa consolidación	[cm^3]	-51	-142	-232,8
Densidad seca de Confección	[gr/cm^3]	1,709	1,709	1,709
Humedad de Confección	[%]	0	0	0
Altura Inicial post-consolidación	[cm]	30,01	29,8	30,0
Diámetro Inicial post-consolidación	[cm]	15,20	15,1	15,2
Densidad seca post-consolidación	[gr/cm^3]	1,725	1,754	1,780
Contrapresión, B.P.	[kg/cm^2]	1,5	1,5	1,0
Presión de Cámara Efectiva	[kg/cm^2]	0,5	1,0	3,0

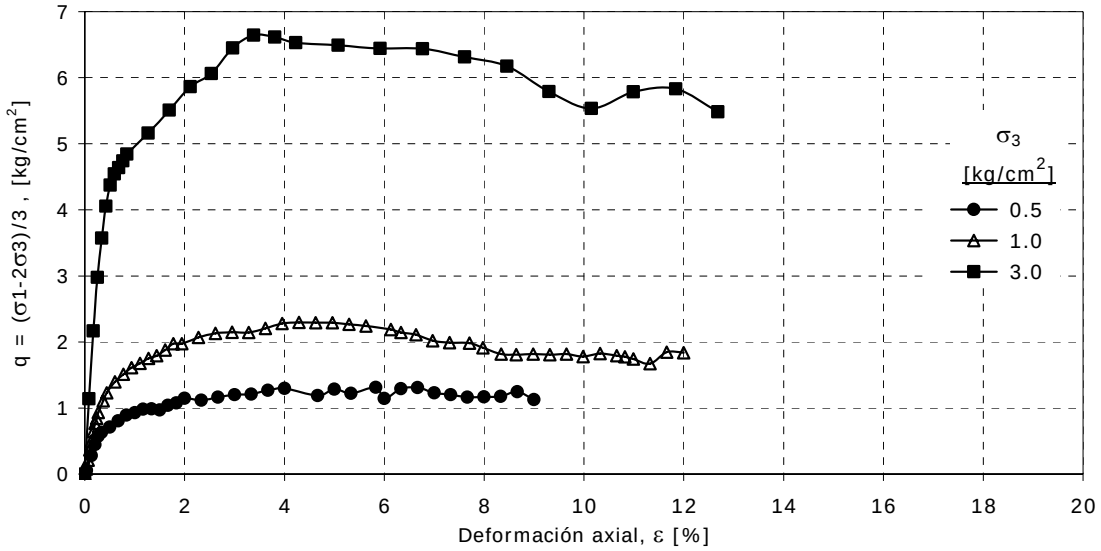
Onservaciones:

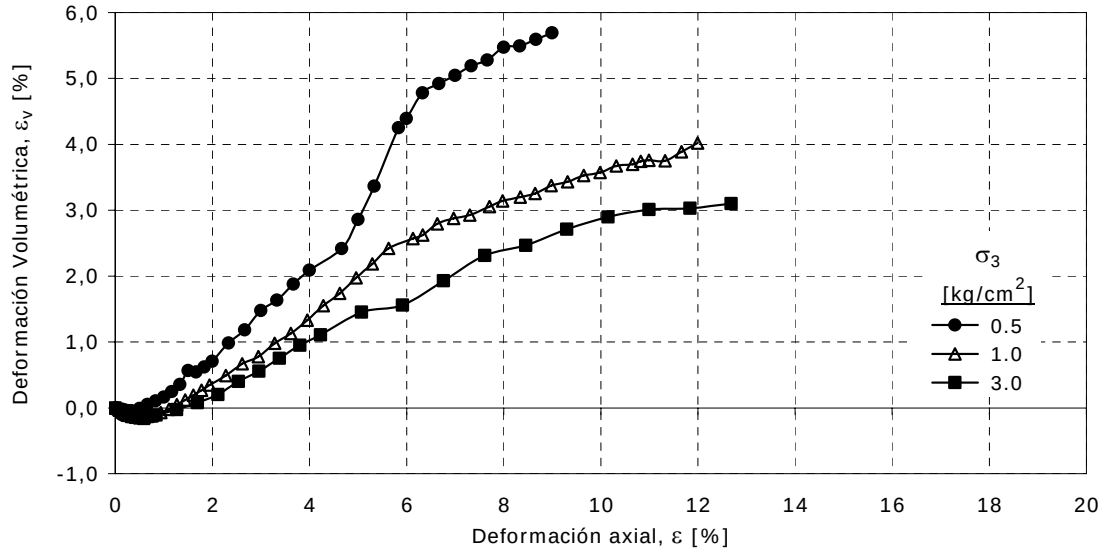
Probeta REMOLDEADA a una Dr = 70% y ensayada en condición saturada

$p' = (\sigma 1+2\sigma 3)/3$

$q = (\sigma 1-\sigma 3)/2$

Probeta 1				Probeta 2				Probeta 3			
ε_a [%]	ε_v [%]	p' [kg/cm^2]	q [kg/cm^2]	ε_a [%]	ε_v [%]	p' [kg/cm^2]	q [kg/cm^2]	ε_a [%]	ε_v [%]	p' [kg/cm^2]	q [kg/cm^2]
0,00	0,00	0,50	0,00	0,00	0,00	1,00	0,00	0,00	0,00	3,00	0,00
0,03	0,00	0,54	0,06	0,03	0,00	1,05	0,08	0,08	-0,04	3,76	1,14
0,13	-0,02	0,69	0,28	0,07	-0,02	1,14	0,21	0,17	-0,08	4,45	2,17
0,20	-0,04	0,80	0,45	0,10	-0,04	1,24	0,37	0,25	-0,11	4,99	2,98
0,27	-0,04	0,88	0,57	0,13	-0,05	1,33	0,50	0,34	-0,13	5,38	3,57
0,33	-0,04	0,92	0,63	0,17	-0,08	1,43	0,64	0,42	-0,15	5,70	4,05
0,50	-0,01	0,97	0,71	0,20	-0,09	1,51	0,77	0,51	-0,15	5,92	4,37
0,67	0,05	1,04	0,81	0,23	-0,10	1,56	0,84	0,59	-0,16	6,03	4,54
0,83	0,10	1,09	0,89	0,27	-0,11	1,62	0,93	0,68	-0,14	6,09	4,64
1,00	0,16	1,12	0,93	0,37	-0,13	1,74	1,11	0,76	-0,13	6,16	4,74
1,17	0,25	1,15	0,98	0,44	-0,14	1,82	1,23	0,85	-0,11	6,23	4,85
1,33	0,36	1,16	0,99	0,60	-0,14	1,93	1,39	1,27	-0,03	6,44	5,16
1,50	0,57	1,15	0,97	0,77	-0,11	2,01	1,51	1,69	0,08	6,67	5,51
1,67	0,54	1,20	1,04	0,94	-0,07	2,07	1,61	2,11	0,20	6,91	5,86
1,83	0,62	1,22	1,08	1,11	-0,02	2,12	1,68	2,54	0,40	7,04	6,06
2,00	0,70	1,26	1,15	1,27	0,05	2,17	1,75	2,96	0,56	7,30	6,45
2,33	0,98	1,25	1,12	1,44	0,12	2,20	1,79	3,38	0,75	7,43	6,65
2,67	1,18	1,28	1,17	1,61	0,19	2,25	1,88	3,81	0,95	7,41	6,62
3,00	1,48	1,30	1,20	1,78	0,27	2,32	1,98	4,23	1,11	7,35	6,53
3,33	1,64	1,31	1,21	1,94	0,35	2,32	1,97	5,07	1,45	7,33	6,49
3,67	1,88	1,34	1,27	2,28	0,49	2,38	2,07	5,92	1,56	7,29	6,44
4,00	2,09	1,36	1,30	2,61	0,67	2,42	2,13	6,76	1,93	7,29	6,44
4,67	2,42	1,29	1,19	2,95	0,78	2,43	2,15	7,61	2,31	7,21	6,31
5,00	2,86	1,36	1,29	3,28	0,98	2,43	2,14	8,46	2,47	7,12	6,17
5,33	3,37	1,31	1,22	3,62	1,13	2,47	2,21	9,30	2,71	6,86	5,79
5,83	4,25	1,37	1,31	3,95	1,33	2,52	2,28	10,15	2,90	6,69	5,53
6,00	4,39	1,26	1,14	4,29	1,55	2,53	2,30	10,99	3,01	6,86	5,79
6,33	4,78	1,36	1,29	4,62	1,74	2,53	2,29	11,84	3,03	6,89	5,83
6,67	4,92	1,37	1,31	4,96	1,97	2,53	2,29	12,68	3,10	6,66	5,49
7,00	5,05	1,32	1,23	5,29	2,19	2,51	2,27	---	---	---	---
7,33	5,19	1,30	1,20	5,63	2,42	2,49	2,24	---	---	---	---
7,66	5,28	1,28	1,16	6,13	2,57	2,46	2,19	---	---	---	---
8,00	5,48	1,28	1,17	6,33	2,63	2,43	2,14	---	---	---	---
8,33	5,49	1,28	1,18	6,63	2,80	2,41	2,11	---	---	---	---
8,66	5,59	1,33	1,25	6,97	2,88	2,35	2,02	---	---	---	---
9,00	5,69	1,25	1,13	7,30	2,93	2,33	1,99	---	---	---	---
---	---	---	---	7,71	3,06	2,32	1,98	---	---	---	---
---	---	---	---	7,98	3,14	2,28	1,91	---	---	---	---
---	---	---	---	8,34	3,20	2,21	1,82	---	---	---	---
---	---	---	---	8,65	3,25	2,21	1,81	---	---	---	---
---	---	---	---	8,98	3,38	2,21	1,82	---	---	---	---
---	---	---	---	9,32	3,43	2,21	1,81	---	---	---	---
---	---	---	---	9,65	3,53	2,21	1,82	---	---	---	---
---	---	---	---	9,99	3,57	2,19	1,78	---	---	---	---
---	---	---	---	10,32	3,67	2,22	1,83	---	---	---	---
---	---	---	---	10,66	3,70	2,19	1,79	---	---	---	---
---	---	---	---	10,82	3,74	2,18	1,78	---	---	---	---
---	---	---	---	10,99	3,76	2,16	1,74	---	---	---	---
---	---	---	---	11,33	3,75	2,12	1,67	---	---	---	---
---	---	---	---	11,66	3,89	2,23	1,84	---	---	---	---
---	---	---	---	12,00	4,02	2,23	1,84	---	---	---	---





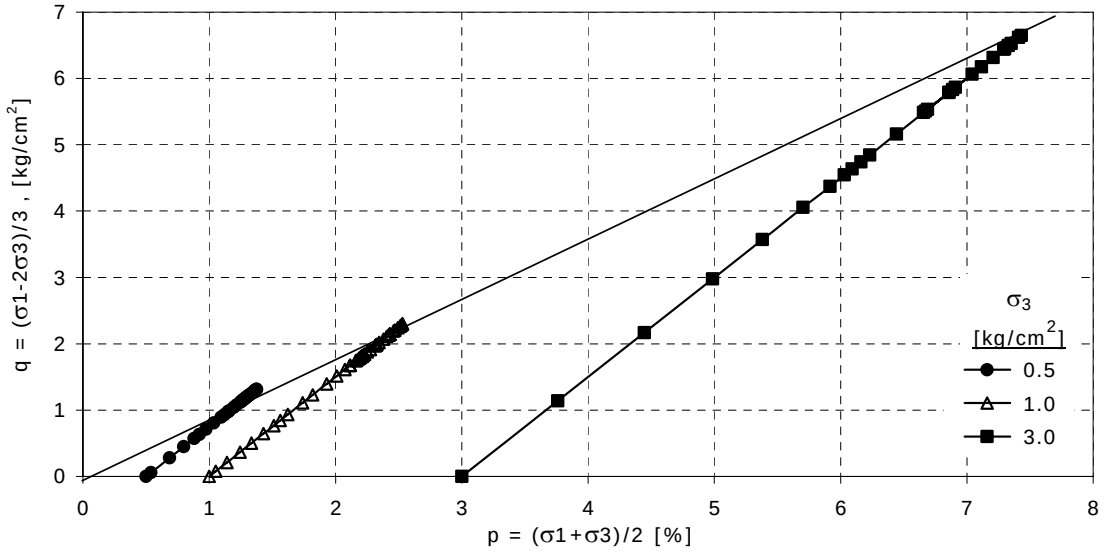


Fig. B.28: Muestra del Río Mipo con 100% de partícula de sobre-tamaño

ENSAYE TRIAXIAL TIPO CID

Estudio : Tesis de Magister Ing. Geotecnica (K. de la Hoz)
Material de ensayo : Curva Homotética de la muestra M-2
Tamaño medio : 1.85 mm
Serie : Segunda Homotética

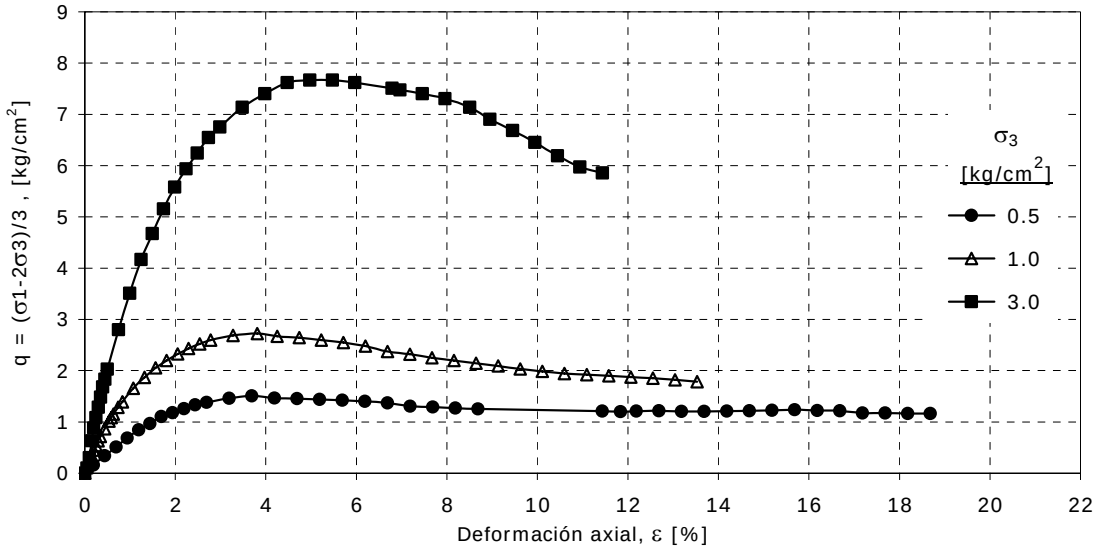
Probeta	[N°]	1	2	3
Altura Inicial de Confección	[cm]	20,03	20,52	20,52
Diámetro Inicial de Confección	[cm]	10,15	10,19	10,19
Variación de Volumen etapa consolidación	[cm^3]	-5,7	-11,4	-13,4
Densidad seca de Confección	[gr/cm^3]	2,010	2,010	2,010
Humedad de Confección	[%]	0	0	0
Altura Inicial post-consolidación	[cm]	20,01	20,5	20,5
Diámetro Inicial post-consolidación	[cm]	10,14	10,2	10,2
Densidad seca post-consolidación	[gr/cm^3]	2,017	2,024	2,026
Contrapresión, B.P.	[kg/cm^2]	1,0	1,0	1,0
Presión de Cámara Efectiva	[kg/cm^2]	0,5	1,0	3,0

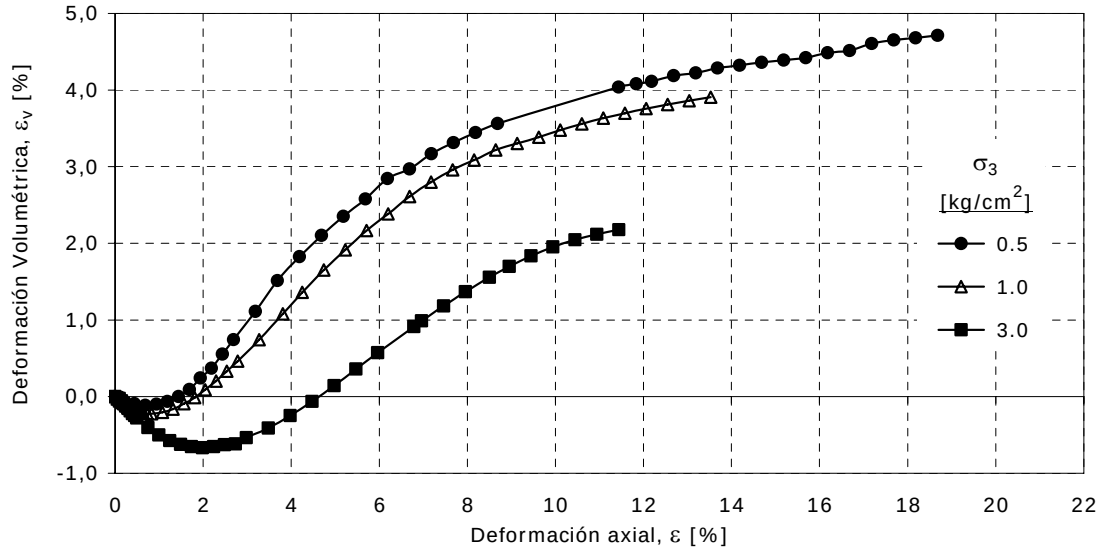
Onservaciones:

Probeta REMOLDEADA a una Dr = 70% y ensayada en condición saturada

$p' = (\sigma 1+2\sigma 3)/3$
$q = (\sigma 1-\sigma 3)/2$

Probeta 1				Probeta 2				Probeta 3			
ε_a [%]	ε_v [%]	p' [kg/cm^2]	q [kg/cm^2]	ε_a [%]	ε_v [%]	p' [kg/cm^2]	q [kg/cm^2]	ε_a [%]	ε_v [%]	p' [kg/cm^2]	q [kg/cm^2]
0,00	0,00	0,50	0,00	0,00	0,00	1,00	0,00	0,00	0,00	3,00	0,00
0,19	-0,06	0,60	0,16	0,05	-0,03	1,10	0,14	0,05	-0,01	3,07	0,10
0,44	-0,09	0,73	0,34	0,10	-0,05	1,17	0,25	0,10	-0,02	3,20	0,30
0,69	-0,11	0,84	0,51	0,15	-0,08	1,23	0,35	0,15	-0,06	3,42	0,63
0,94	-0,10	0,95	0,68	0,20	-0,10	1,30	0,45	0,20	-0,09	3,59	0,88
1,19	-0,06	1,06	0,84	0,24	-0,12	1,36	0,54	0,25	-0,12	3,72	1,08
1,44	0,00	1,14	0,96	0,29	-0,14	1,42	0,63	0,30	-0,16	3,85	1,28
1,69	0,09	1,24	1,11	0,34	-0,15	1,48	0,72	0,35	-0,19	3,99	1,48
1,94	0,24	1,29	1,18	0,44	-0,18	1,58	0,87	0,40	-0,22	4,12	1,68
2,19	0,37	1,34	1,26	0,54	-0,20	1,68	1,01	0,45	-0,25	4,22	1,83
2,44	0,56	1,39	1,33	0,59	-0,20	1,72	1,08	0,50	-0,28	4,35	2,03
2,69	0,74	1,42	1,38	0,63	-0,21	1,77	1,15	0,75	-0,40	4,86	2,80
3,19	1,11	1,47	1,46	0,73	-0,22	1,86	1,29	0,99	-0,50	5,34	3,51
3,69	1,52	1,50	1,51	0,83	-0,22	1,93	1,39	1,24	-0,57	5,78	4,17
4,19	1,82	1,48	1,47	1,07	-0,20	2,11	1,66	1,49	-0,62	6,12	4,67
4,69	2,10	1,47	1,46	1,32	-0,16	2,25	1,87	1,74	-0,65	6,44	5,15
5,19	2,35	1,46	1,44	1,56	-0,09	2,37	2,05	1,99	-0,67	6,72	5,58
5,69	2,58	1,45	1,42	1,81	-0,01	2,46	2,20	2,24	-0,65	6,96	5,94
6,19	2,84	1,43	1,40	2,05	0,09	2,55	2,32	2,49	-0,63	7,16	6,24
6,69	2,97	1,41	1,37	2,30	0,20	2,62	2,43	2,74	-0,62	7,36	6,54
7,19	3,17	1,37	1,31	2,54	0,33	2,68	2,52	2,98	-0,54	7,50	6,75
7,69	3,31	1,36	1,29	2,78	0,46	2,73	2,59	3,48	-0,41	7,76	7,14
8,19	3,44	1,34	1,27	3,27	0,74	2,79	2,69	3,98	-0,25	7,94	7,40
8,69	3,56	1,33	1,25	3,81	1,08	2,82	2,72	4,48	-0,06	8,08	7,62
11,44	4,04	1,31	1,21	4,25	1,36	2,78	2,67	4,97	0,14	8,11	7,67
11,84	4,08	1,30	1,20	4,74	1,65	2,76	2,64	5,47	0,36	8,11	7,67
12,19	4,11	1,31	1,21	5,23	1,91	2,73	2,59	5,97	0,57	8,08	7,62
12,69	4,19	1,31	1,21	5,71	2,17	2,70	2,55	6,79	0,91	8,01	7,51
13,19	4,22	1,31	1,21	6,20	2,38	2,65	2,48	6,96	0,99	7,98	7,48
13,69	4,29	1,30	1,21	6,69	2,61	2,58	2,38	7,46	1,18	7,94	7,40
14,19	4,32	1,31	1,21	7,18	2,80	2,55	2,32	7,96	1,37	7,87	7,31
14,69	4,36	1,31	1,22	7,67	2,96	2,50	2,25	8,50	1,56	7,76	7,14
15,18	4,39	1,32	1,23	8,16	3,09	2,47	2,20	8,95	1,70	7,60	6,90
15,68	4,42	1,32	1,24	8,65	3,22	2,43	2,14	9,45	1,84	7,46	6,69
16,18	4,48	1,31	1,22	9,13	3,30	2,39	2,09	9,95	1,95	7,30	6,45
16,68	4,51	1,31	1,22	9,62	3,39	2,36	2,03	10,44	2,05	7,13	6,19
17,18	4,61	1,28	1,17	10,11	3,48	2,33	1,99	10,94	2,12	6,98	5,98
17,68	4,65	1,28	1,17	10,60	3,56	2,29	1,94	11,44	2,18	6,90	5,85
18,18	4,68	1,28	1,17	11,09	3,63	2,28	1,92	---	---	---	---
18,68	4,71	1,28	1,16	11,58	3,70	2,27	1,90	---	---	---	---
---	---	---	---	12,06	3,76	2,25	1,87	---	---	---	---
---	---	---	---	12,55	3,81	2,23	1,85	---	---	---	---
---	---	---	---	13,04	3,86	2,22	1,82	---	---	---	---
---	---	---	---	13,53	3,91	2,19	1,78	---	---	---	---





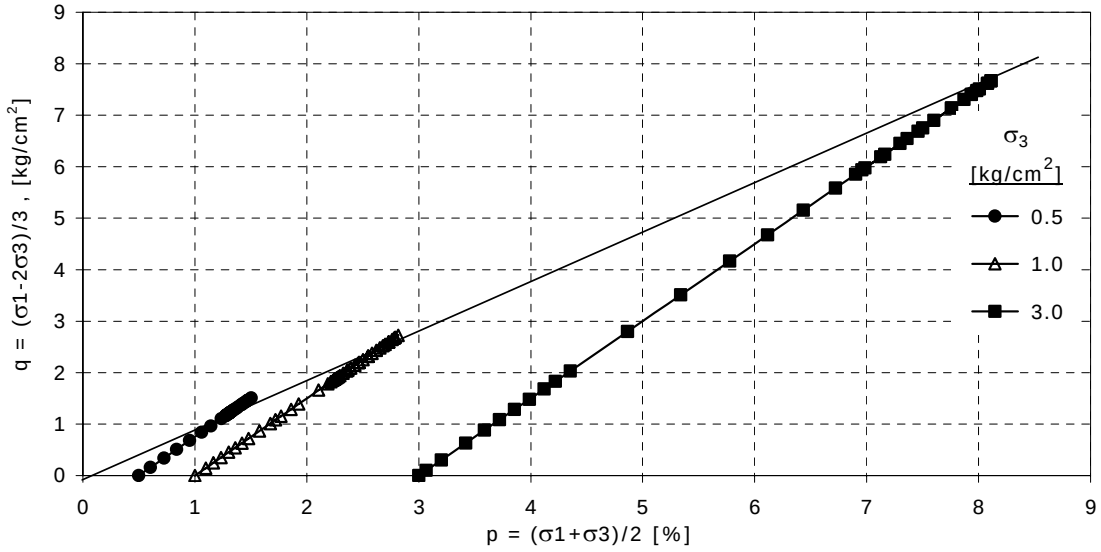


Fig. B.29: Ensayos triaxiales en curva homotética con D_{50} = 1.85 mm de muestra M-2

ENSAYE TRIAXIAL TIPO CID

Estudio : Tesis de Magister Ing. Geotecnica (K. de la Hoz)
Material de ensayo : Curva Homotética de la muestra M-2
Tamaño medio : 0.71 mm
Serie : Tercera Homotética

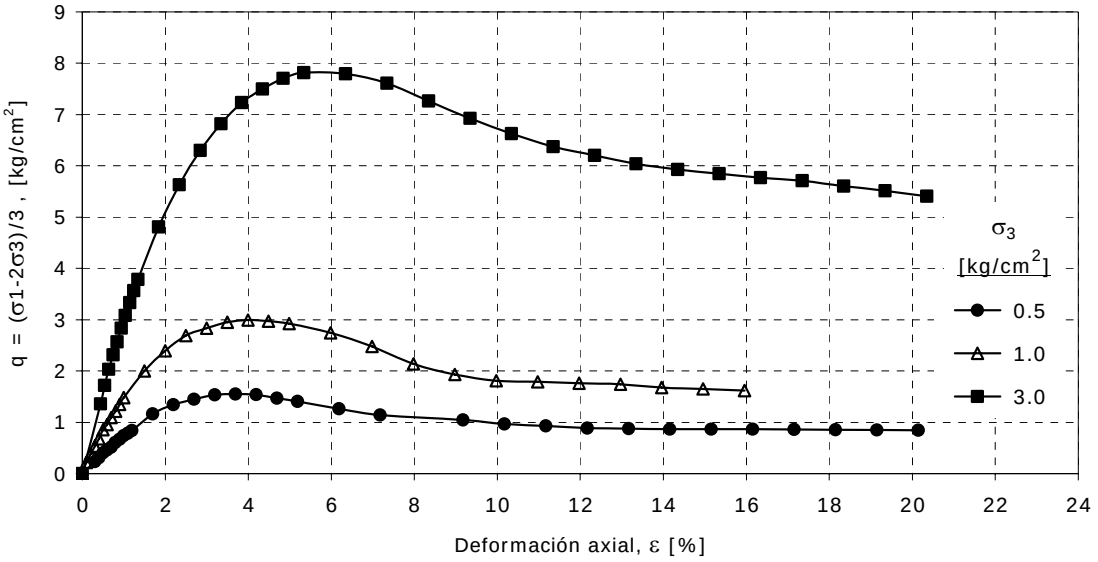
Probeta	[N°]	1	2	3
Altura Inicial de Confección	[cm]	10,05	10,05	10,05
Diámetro Inicial de Confección	[cm]	5,05	5,05	5,05
Variación de Volumen etapa consolidación	[cm^3]	-1	-1,1	-2,9
Densidad seca de Confección	[gr/cm^3]	1,957	1,957	1,957
Humedad de Confección	[%]	0	0	0
Altura Inicial post-consolidación	[cm]	10,03	10,03	10,00
Diámetro Inicial post-consolidación	[cm]	5,04	5,04	5,03
Densidad seca post-consolidación	[gr/cm^3]	1,967	1,968	1,985
Contrapresión, B.P.	[kg/cm^2]	2,0	3,0	1,5
Presión de Cámara Efectiva	[kg/cm^2]	0,5	1,0	3,0

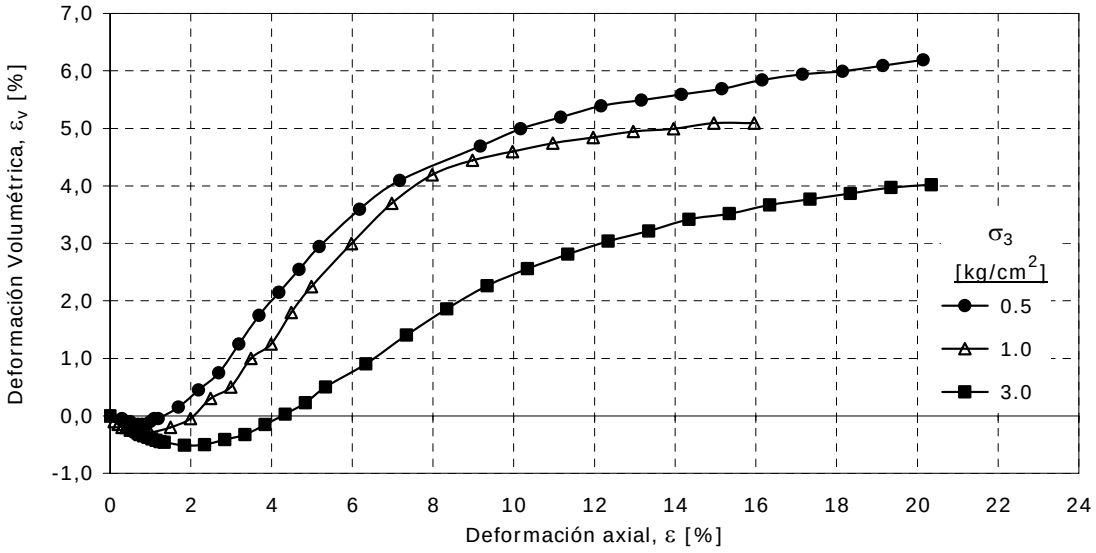
Onservaciones:

Probeta REMOLDEADA a una Dr = 70% y ensayada en condición saturada

$p' = (\sigma 1+2\sigma 3)/3$
$q = (\sigma 1-\sigma 3)/2$

Probeta 1				Probeta 2				Probeta 3			
ε_a [%]	ε_v [%]	p' [kg/cm^2]	q [kg/cm^2]	ε_a [%]	ε_v [%]	p' [kg/cm^2]	q [kg/cm^2]	ε_a [%]	ε_v [%]	p' [kg/cm^2]	q [kg/cm^2]
0,00	0,00	0,50	0,00	0,00	0,00	1,00	0,00	0,00	0,00	3,00	0,00
0,30	-0,05	0,65	0,23	0,10	-0,10	1,14	0,22	0,44	-0,20	3,91	1,36
0,40	-0,10	0,70	0,31	0,20	-0,15	1,25	0,38	0,54	-0,23	4,15	1,72
0,50	-0,10	0,77	0,40	0,30	-0,20	1,36	0,54	0,64	-0,28	4,35	2,03
0,60	-0,15	0,81	0,46	0,40	-0,20	1,45	0,68	0,74	-0,33	4,54	2,31
0,70	-0,15	0,84	0,51	0,50	-0,25	1,57	0,85	0,84	-0,35	4,71	2,57
0,80	-0,15	0,90	0,60	0,60	-0,25	1,64	0,95	0,94	-0,38	4,89	2,83
0,90	-0,15	0,95	0,67	0,70	-0,30	1,73	1,09	1,04	-0,40	5,06	3,08
1,00	-0,10	0,99	0,74	0,80	-0,30	1,81	1,22	1,14	-0,43	5,22	3,33
1,10	-0,05	1,02	0,79	0,90	-0,30	1,90	1,35	1,24	-0,45	5,38	3,57
1,20	-0,05	1,06	0,84	1,00	-0,30	1,99	1,48	1,34	-0,46	5,52	3,78
1,70	0,15	1,28	1,16	1,50	-0,20	2,33	2,00	1,84	-0,51	6,20	4,81
2,19	0,45	1,40	1,34	1,99	-0,05	2,60	2,40	2,34	-0,50	6,76	5,63
2,69	0,75	1,47	1,45	2,49	0,30	2,80	2,69	2,84	-0,41	7,20	6,30
3,19	1,25	1,52	1,53	2,99	0,50	2,89	2,83	3,34	-0,33	7,55	6,82
3,69	1,75	1,53	1,55	3,49	1,00	2,97	2,95	3,84	-0,15	7,82	7,23
4,19	2,15	1,52	1,54	3,99	1,25	3,00	2,99	4,34	0,03	8,00	7,50
4,69	2,55	1,48	1,47	4,49	1,80	2,98	2,97	4,84	0,23	8,14	7,71
5,19	2,95	1,44	1,41	4,99	2,25	2,95	2,92	5,34	0,50	8,21	7,82
6,18	3,59	1,34	1,26	5,98	3,00	2,83	2,74	6,34	0,90	8,20	7,79
7,18	4,09	1,26	1,14	6,98	3,70	2,65	2,48	7,34	1,41	8,07	7,61
9,17	4,69	1,20	1,05	7,98	4,19	2,43	2,14	8,34	1,86	7,84	7,26
10,17	4,99	1,14	0,97	8,98	4,44	2,29	1,93	9,34	2,26	7,62	6,92
11,17	5,19	1,12	0,93	9,97	4,59	2,21	1,81	10,34	2,56	7,42	6,63
12,17	5,39	1,09	0,89	10,97	4,74	2,19	1,79	11,34	2,81	7,25	6,38
13,16	5,49	1,08	0,88	11,97	4,84	2,17	1,76	12,34	3,04	7,14	6,21
14,16	5,59	1,08	0,86	12,97	4,94	2,16	1,74	13,34	3,21	7,03	6,04
15,16	5,69	1,08	0,86	13,96	4,99	2,12	1,68	14,34	3,42	6,95	5,93
16,15	5,84	1,08	0,86	14,96	5,09	2,10	1,65	15,34	3,52	6,90	5,85
17,15	5,94	1,07	0,86	15,96	5,09	2,08	1,62	16,35	3,67	6,85	5,77
18,15	5,99	1,07	0,85	---	---	---	---	17,35	3,77	6,81	5,71
19,15	6,09	1,07	0,85	---	---	---	---	18,35	3,87	6,74	5,60
20,14	6,19	1,06	0,85	---	---	---	---	19,35	3,97	6,68	5,51
---	---	---	---	---	---	---	---	20,35	4,02	6,61	5,41
---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---





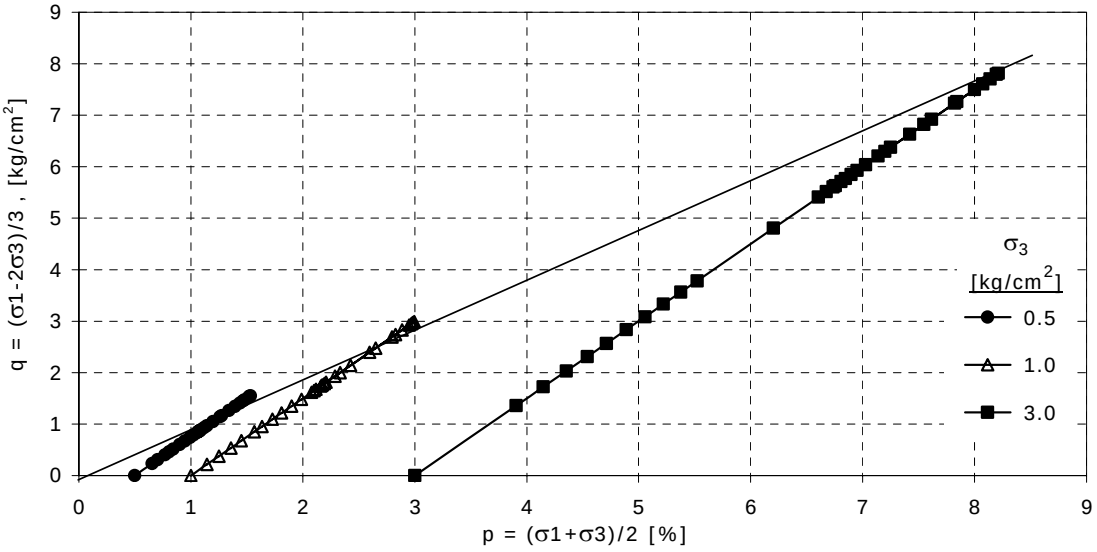


Fig. B.30: Ensayos triaxiales en curva homotética con D_{50} = 0,71 mm de muestra M-2

ENSAYE TRIAXIAL TIPO CID

Estudio : Tesis de Magister Ing. Geotecnica (K. de la Hoz)
Material de ensayo : Curva Homotética de la muestra M-3
Tamaño medio : 5.75 mm
Serie : Segunda Homotética

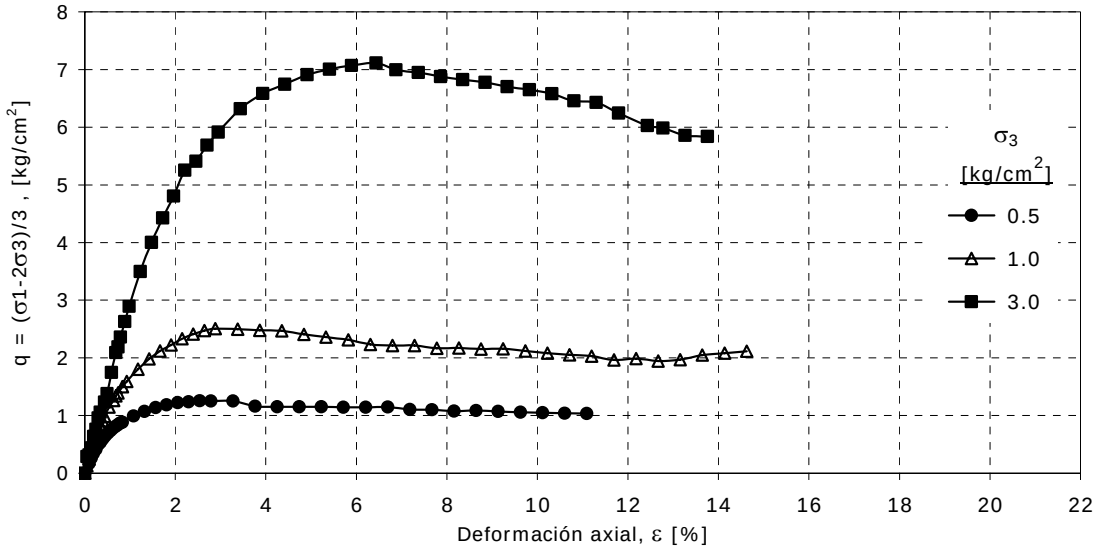
Probeta	[N°]	1	2	3
Altura Inicial de Confección	[cm]	20,52	20,52	20,52
Diámetro Inicial de Confección	[cm]	10,19	10,19	10,19
Variación de Volumen etapa consolidación	[cm^3]	-12,7	-18,3	-41,2
Densidad seca de Confección	[gr/cm^3]	1,950	1,950	1,950
Humedad de Confección	[%]	0	0	0
Altura Inicial post-consolidación	[cm]	20,47	20,4	20,4
Diámetro Inicial post-consolidación	[cm]	10,16	10,2	10,1
Densidad seca post-consolidación	[gr/cm^3]	1,965	1,971	1,998
Contrapresión, B.P.	[kg/cm^2]	1,0	1,0	1,0
Presión de Cámara Efectiva	[kg/cm^2]	0,5	1,0	3,0

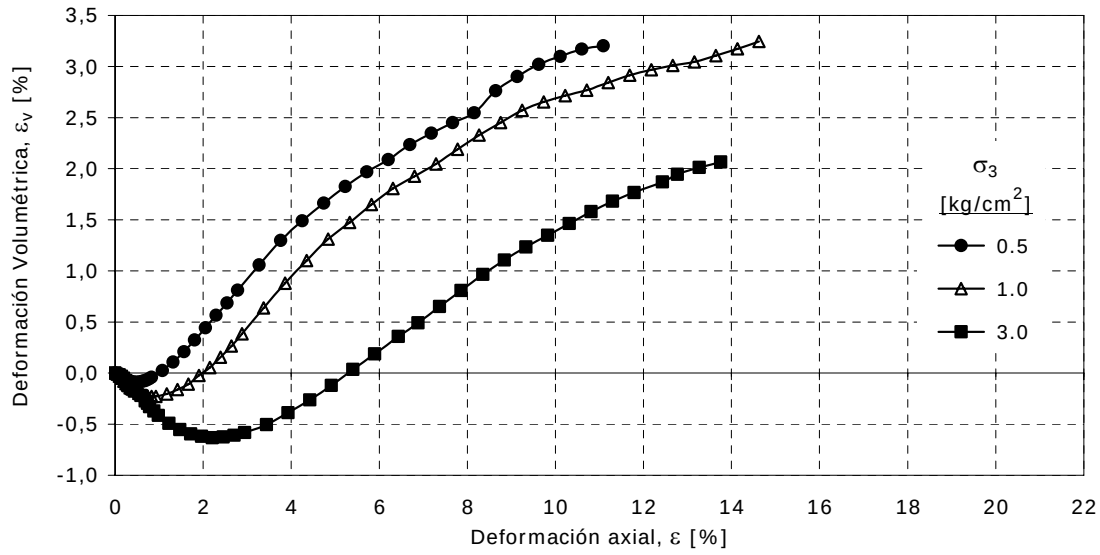
Onservaciones:

Probeta REMOLDEADA a una Dr = 70% y ensayada en condición saturada

$p' = (\sigma 1+2\sigma 3)/3$
$q = (\sigma 1-\sigma 3)/2$

Probeta 1				Probeta 2				Probeta 3			
ε_a [%]	ε_v [%]	p' [kg/cm^2]	q [kg/cm^2]	ε_a [%]	ε_v [%]	p' [kg/cm^2]	q [kg/cm^2]	ε_a [%]	ε_v [%]	p' [kg/cm^2]	q [kg/cm^2]
0,00	0,00	0,50	0,00	0,00	0,00	1,00	0,00	0,00	0,00	3,00	0,00
0,10	-0,01	0,61	0,16	0,05	-0,01	1,09	0,13	0,05	-0,01	3,19	0,29
0,15	-0,02	0,67	0,26	0,10	-0,03	1,17	0,25	0,10	-0,02	3,21	0,31
0,20	-0,04	0,73	0,34	0,15	-0,05	1,28	0,41	0,15	-0,03	3,29	0,44
0,24	-0,05	0,77	0,41	0,20	-0,08	1,36	0,54	0,20	-0,05	3,43	0,64
0,29	-0,07	0,83	0,49	0,24	-0,10	1,43	0,65	0,25	-0,07	3,51	0,76
0,34	-0,08	0,85	0,53	0,29	-0,12	1,48	0,72	0,29	-0,09	3,64	0,96
0,39	-0,08	0,89	0,58	0,34	-0,14	1,56	0,84	0,34	-0,11	3,71	1,06
0,44	-0,09	0,92	0,63	0,39	-0,16	1,61	0,91	0,44	-0,13	3,82	1,23
0,49	-0,09	0,95	0,67	0,44	-0,17	1,66	0,99	0,49	-0,16	3,92	1,38
0,54	-0,09	0,97	0,71	0,54	-0,20	1,76	1,15	0,59	-0,22	4,17	1,75
0,59	-0,08	1,00	0,75	0,64	-0,21	1,84	1,26	0,69	-0,27	4,39	2,09
0,64	-0,08	1,02	0,78	0,68	-0,22	1,89	1,34	0,74	-0,30	4,46	2,19
0,68	-0,07	1,04	0,81	0,73	-0,22	1,93	1,39	0,79	-0,33	4,57	2,36
0,73	-0,07	1,06	0,84	0,83	-0,23	2,00	1,50	0,88	-0,37	4,75	2,63
0,78	-0,05	1,08	0,87	0,93	-0,23	2,06	1,59	0,98	-0,41	4,93	2,89
0,83	-0,04	1,09	0,88	1,17	-0,20	2,20	1,80	1,23	-0,49	5,33	3,50
1,07	0,02	1,16	0,99	1,42	-0,16	2,32	1,98	1,47	-0,55	5,67	4,00
1,32	0,11	1,21	1,07	1,66	-0,11	2,41	2,12	1,72	-0,60	5,95	4,43
1,56	0,21	1,26	1,14	1,91	-0,02	2,48	2,22	1,97	-0,62	6,20	4,80
1,81	0,32	1,29	1,18	2,15	0,05	2,56	2,33	2,21	-0,63	6,50	5,25
2,05	0,44	1,31	1,22	2,40	0,16	2,61	2,41	2,46	-0,63	6,61	5,41
2,30	0,56	1,33	1,24	2,64	0,26	2,65	2,47	2,70	-0,61	6,79	5,69
2,54	0,68	1,34	1,26	2,89	0,39	2,67	2,50	2,95	-0,58	6,94	5,91
2,78	0,81	1,33	1,25	3,37	0,64	2,66	2,50	3,44	-0,50	7,21	6,32
3,27	1,06	1,33	1,25	3,86	0,88	2,65	2,48	3,93	-0,39	7,39	6,58
3,76	1,30	1,28	1,16	4,35	1,10	2,64	2,47	4,42	-0,26	7,50	6,75
4,25	1,49	1,27	1,15	4,84	1,31	2,60	2,41	4,91	-0,12	7,61	6,91
4,74	1,66	1,27	1,15	5,33	1,47	2,57	2,36	5,40	0,04	7,67	7,00
5,23	1,83	1,27	1,15	5,82	1,65	2,54	2,31	5,90	0,19	7,72	7,07
5,72	1,97	1,26	1,14	6,31	1,81	2,49	2,23	6,44	0,36	7,74	7,11
6,20	2,09	1,26	1,14	6,80	1,93	2,48	2,21	6,88	0,49	7,66	7,00
6,69	2,23	1,26	1,15	7,29	2,05	2,48	2,22	7,37	0,65	7,63	6,95
7,18	2,35	1,24	1,10	7,78	2,19	2,44	2,17	7,86	0,81	7,58	6,88
7,67	2,45	1,23	1,10	8,27	2,33	2,45	2,17	8,35	0,97	7,55	6,83
8,16	2,55	1,22	1,08	8,75	2,45	2,44	2,15	8,84	1,11	7,52	6,78
8,65	2,76	1,22	1,08	9,24	2,57	2,44	2,16	9,34	1,23	7,47	6,70
9,14	2,90	1,22	1,07	9,73	2,65	2,41	2,12	9,83	1,35	7,43	6,65
9,62	3,02	1,20	1,06	10,22	2,71	2,39	2,08	10,32	1,46	7,39	6,58
10,11	3,10	1,20	1,05	10,71	2,77	2,37	2,05	10,81	1,58	7,31	6,46
10,60	3,17	1,19	1,04	11,20	2,84	2,35	2,03	11,30	1,68	7,29	6,43
11,09	3,20	1,19	1,04	11,69	2,91	2,31	1,96	11,79	1,77	7,16	6,24
---	---	---	---	12,18	2,97	2,33	1,99	12,43	1,87	7,02	6,03
---	---	---	---	12,67	3,01	2,30	1,95	12,77	1,94	6,99	5,98
---	---	---	---	13,16	3,05	2,31	1,97	13,27	2,01	6,90	5,86
---	---	---	---	13,65	3,11	2,37	2,05	13,76	2,07	6,89	5,84
---	---	---	---	14,14	3,17	2,39	2,08	---	---	---	---
---	---	---	---	14,62	3,24	2,41	2,11	---	---	---	---





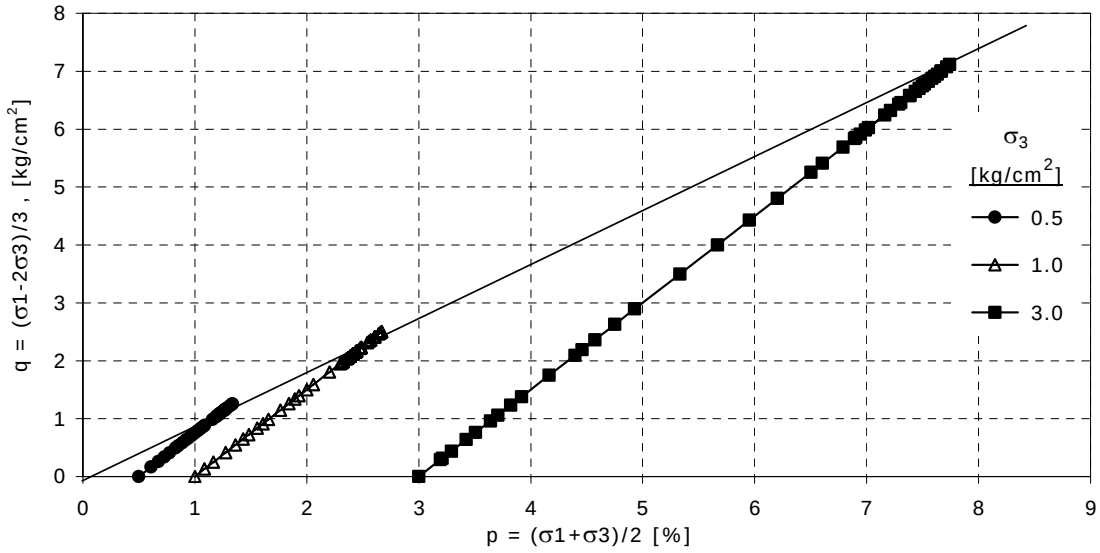


Fig. B.31: Ensayos triaxiales en curva homotética con D_{50} = 5.75 mm de muestra M-3

ENSAYE TRIAXIAL TIPO CID

Estudio : Tesis de Magister Ing. Geotecnica (K. de la Hoz)
Material de ensayo : Curva Homotética de la muestra M-3
Tamaño medio : 2.23 mm
Serie : Tercera Homotética

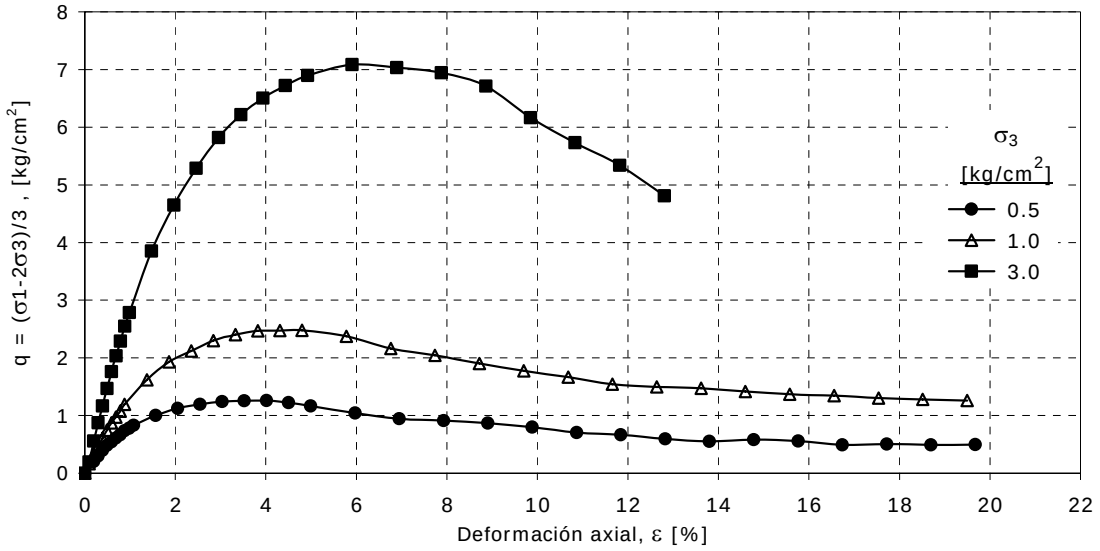
Probeta	[N°]	1	2	3
Altura Inicial de Confección	[cm]	10,22	10,22	10,22
Diámetro Inicial de Confección	[cm]	4,93	4,93	4,93
Variación de Volumen etapa consolidación	[cm^3]	-1,3	-1,5	-4
Densidad seca de Confección	[gr/cm^3]	1,992	1,992	1,992
Humedad de Confección	[%]	0	0	0
Altura Inicial post-consolidación	[cm]	10,20	10,2	10,2
Diámetro Inicial post-consolidación	[cm]	4,92	4,9	4,9
Densidad seca post-consolidación	[gr/cm^3]	2,005	2,007	2,033
Contrapresión, B.P.	[kg/cm^2]	2,0	2,0	1,0
Presión de Cámara Efectiva	[kg/cm^2]	0,5	1,0	3,0

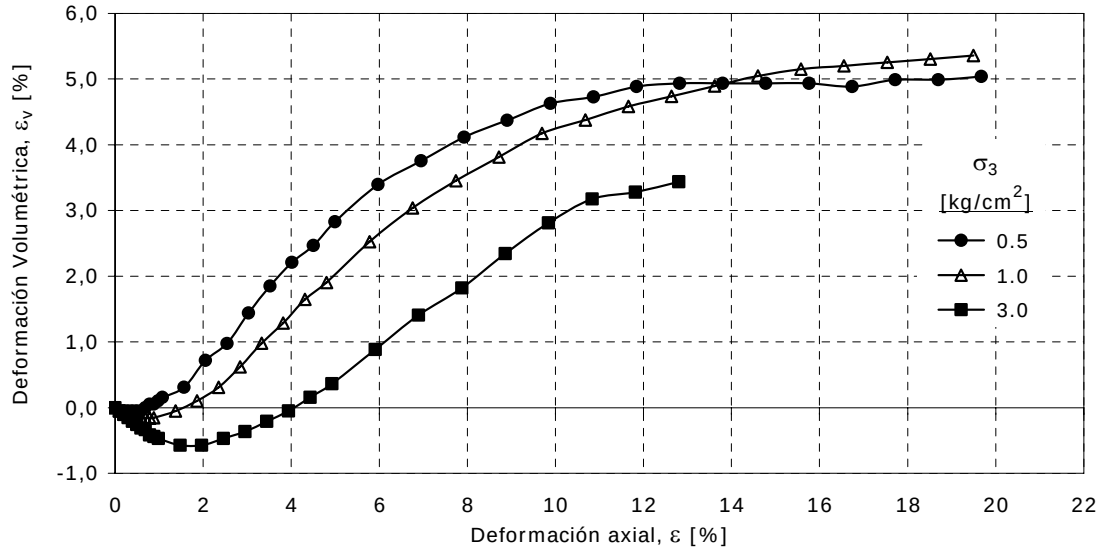
Onservaciones:

Probeta REMOLDEADA a una Dr = 70% y ensayada en condición saturada

$p' = (\sigma 1+2\sigma 3)/3$
$q = (\sigma 1-\sigma 3)/2$

Probeta 1				Probeta 2				Probeta 3			
ε_a [%]	ε_v [%]	p' [kg/cm^2]	q [kg/cm^2]	ε_a [%]	ε_v [%]	p' [kg/cm^2]	q [kg/cm^2]	ε_a [%]	ε_v [%]	p' [kg/cm^2]	q [kg/cm^2]
0,00	0,00	0,50	0,00	0,00	0,00	1,00	0,00	0,00	0,00	3,00	0,00
0,20	-0,05	0,64	0,20	0,10	-0,05	1,11	0,16	0,10	-0,05	3,13	0,19
0,29	-0,05	0,70	0,30	0,20	-0,10	1,22	0,33	0,20	-0,10	3,37	0,56
0,39	-0,05	0,76	0,40	0,29	-0,10	1,31	0,47	0,30	-0,16	3,58	0,87
0,49	-0,05	0,82	0,48	0,39	-0,10	1,40	0,61	0,39	-0,21	3,78	1,17
0,59	-0,05	0,86	0,54	0,49	-0,15	1,50	0,75	0,49	-0,26	3,98	1,47
0,69	0,00	0,91	0,61	0,59	-0,15	1,58	0,87	0,59	-0,31	4,17	1,76
0,78	0,05	0,94	0,67	0,69	-0,15	1,65	0,97	0,69	-0,34	4,35	2,03
0,88	0,05	0,99	0,74	0,78	-0,15	1,72	1,08	0,79	-0,42	4,53	2,29
0,98	0,10	1,02	0,78	0,88	-0,15	1,80	1,19	0,89	-0,44	4,70	2,55
1,08	0,15	1,05	0,83	1,37	-0,05	2,08	1,62	0,98	-0,47	4,86	2,79
1,57	0,31	1,17	1,00	1,86	0,10	2,29	1,93	1,48	-0,57	5,57	3,85
2,06	0,72	1,25	1,12	2,35	0,31	2,41	2,12	1,97	-0,57	6,10	4,65
2,55	0,98	1,30	1,19	2,84	0,62	2,53	2,30	2,46	-0,47	6,53	5,29
3,03	1,44	1,33	1,24	3,33	0,98	2,60	2,40	2,95	-0,36	6,88	5,82
3,52	1,85	1,34	1,25	3,82	1,29	2,65	2,47	3,45	-0,21	7,14	6,22
4,01	2,21	1,34	1,26	4,31	1,65	2,65	2,47	3,94	-0,05	7,34	6,51
4,50	2,47	1,32	1,22	4,80	1,91	2,65	2,48	4,43	0,16	7,48	6,72
4,99	2,83	1,28	1,17	5,78	2,52	2,58	2,37	4,92	0,36	7,60	6,90
5,97	3,39	1,20	1,04	6,76	3,04	2,44	2,16	5,91	0,88	7,72	7,08
6,95	3,75	1,13	0,95	7,74	3,45	2,36	2,04	6,89	1,41	7,69	7,03
7,93	4,11	1,11	0,91	8,72	3,81	2,27	1,90	7,88	1,82	7,63	6,94
8,91	4,37	1,08	0,87	9,70	4,17	2,18	1,78	8,86	2,34	7,47	6,71
9,89	4,63	1,03	0,80	10,68	4,38	2,11	1,67	9,85	2,81	7,11	6,16
10,87	4,73	0,97	0,70	11,66	4,58	2,03	1,54	10,83	3,18	6,82	5,73
11,84	4,88	0,94	0,67	12,64	4,74	2,00	1,50	11,82	3,28	6,56	5,34
12,82	4,94	0,90	0,60	13,62	4,89	1,98	1,47	12,80	3,44	6,21	4,81
13,80	4,94	0,87	0,55	14,60	5,05	1,94	1,42	---	---	---	---
14,78	4,94	0,89	0,58	15,58	5,15	1,91	1,37	---	---	---	---
15,76	4,94	0,87	0,56	16,56	5,20	1,90	1,35	---	---	---	---
16,74	4,88	0,83	0,49	17,54	5,25	1,87	1,30	---	---	---	---
17,72	4,99	0,84	0,51	18,52	5,30	1,85	1,28	---	---	---	---
18,70	4,99	0,83	0,49	19,50	5,36	1,84	1,26	---	---	---	---
19,68	5,04	0,83	0,49	---	---	---	---	---	---	---	---
---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---





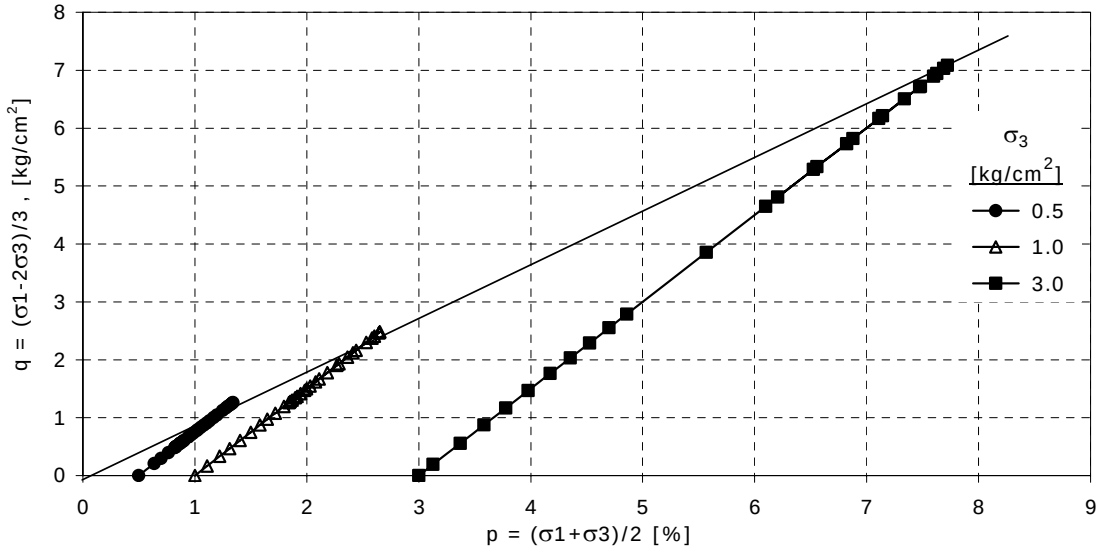


Fig. B.32: Ensayos triaxiales en curva homotética con D_{50} = 2.23 mm de muestra M-3

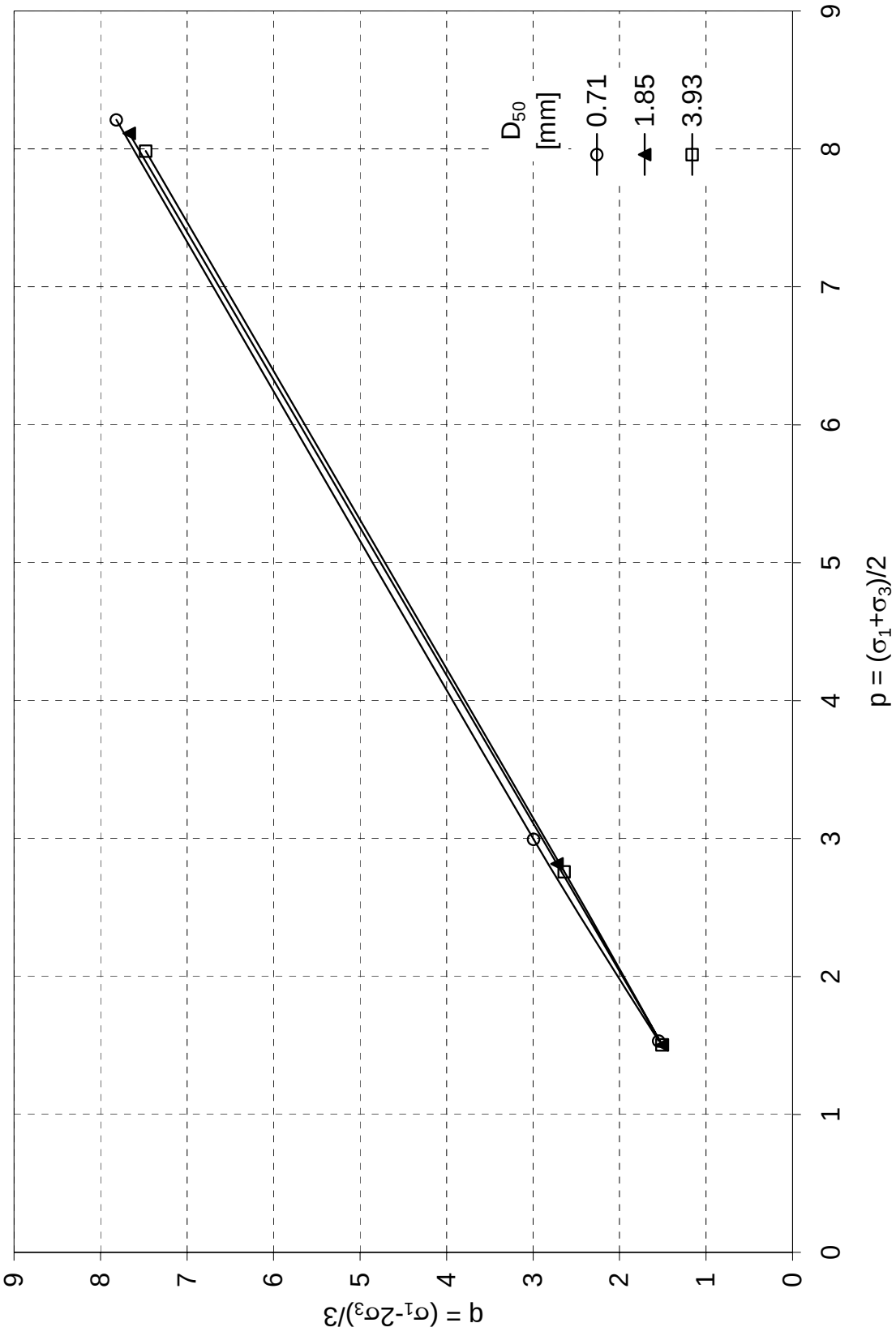


Fig. B.33: Envolvente de falla de curvas homotéticas a muestra M-2

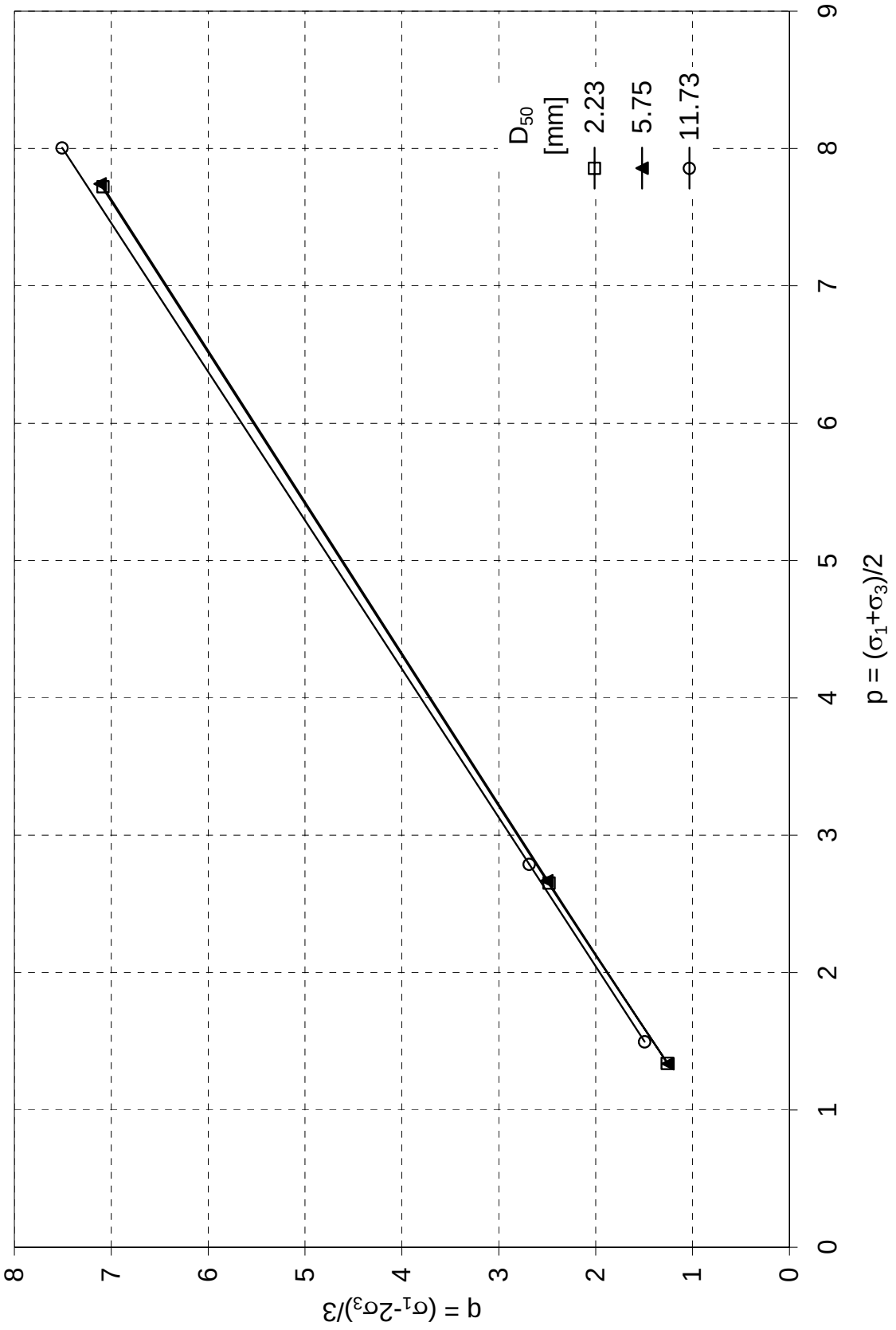


Fig. B.34: Envolvente de falla de curvas homotéticas a muestra M-3

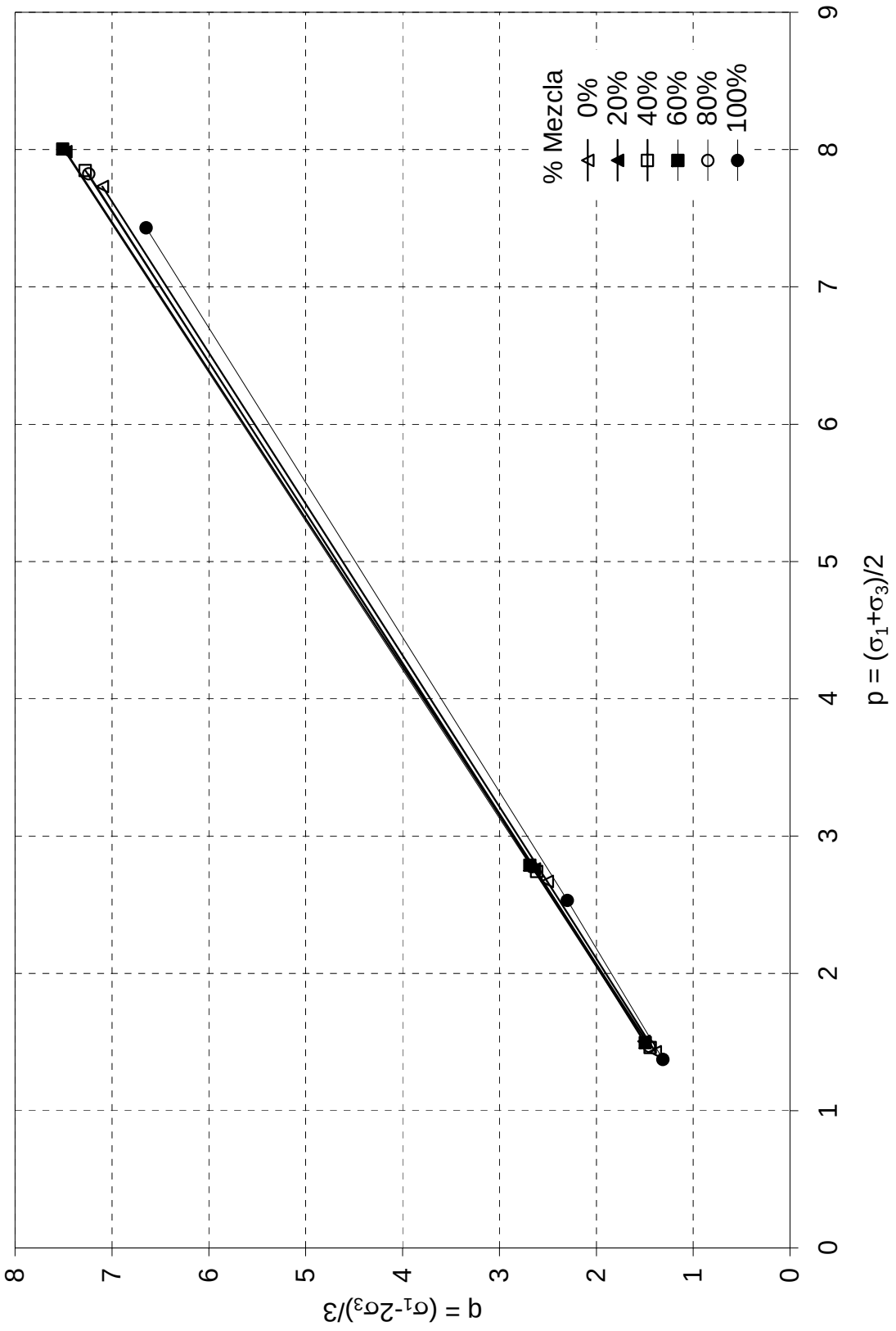
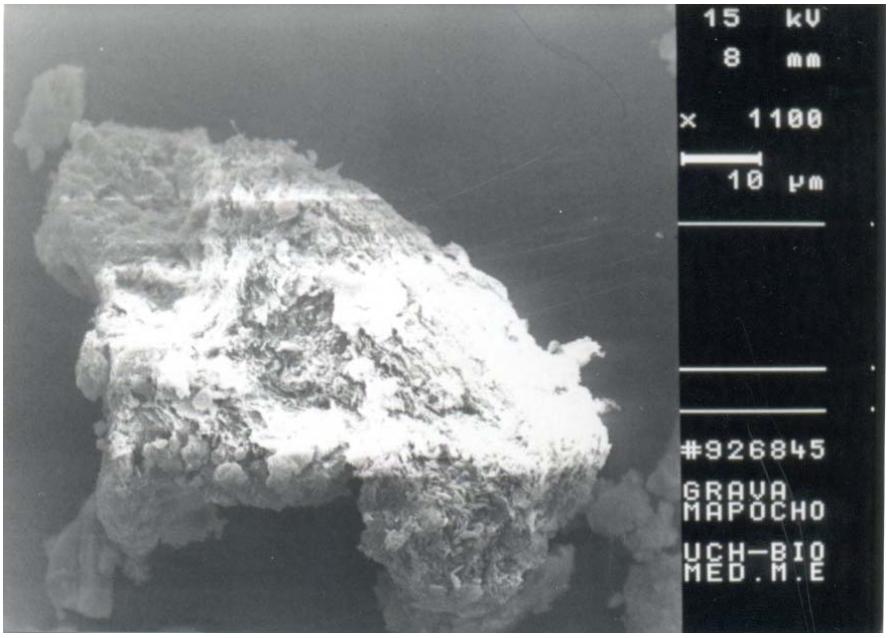


Fig. B.35: Envolventes de falla de mezcla arena y grava de Río Maipo

ANEXO C

Fotografías y resultados de análisis EDX en la matriz de la 1ra depositación del Río Mapocho



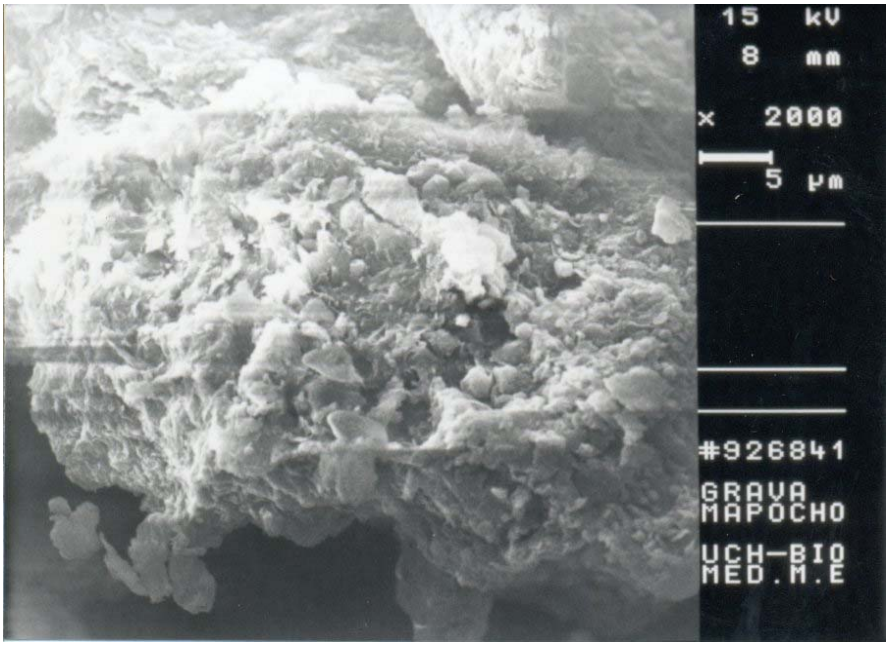


Fig. C.1: Fotografía de partículas bajo malla N° 200 de matriz de la grava del Río Mapocho, microscopio SEM.

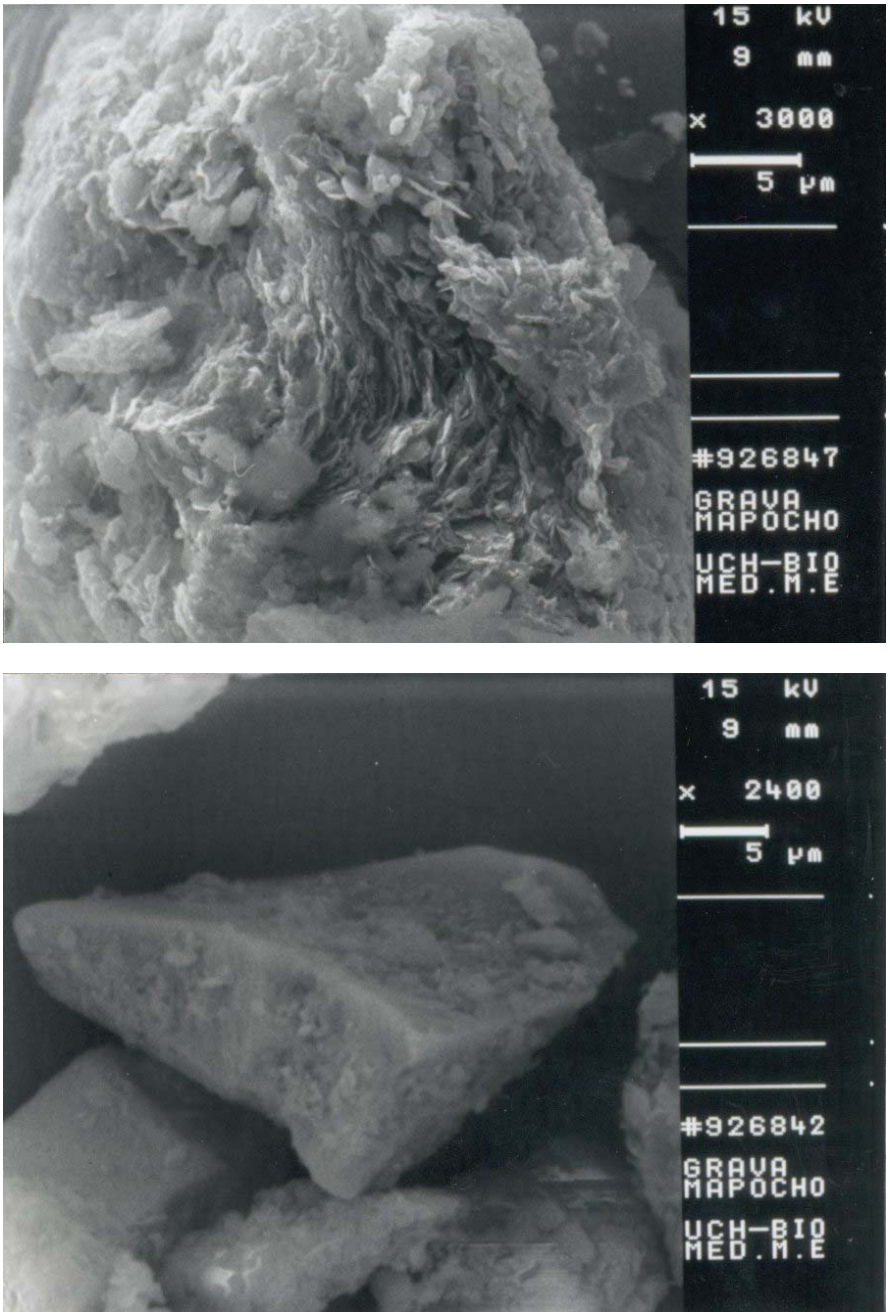


Fig. C.2: Fotografía de partículas bajo malla N° 200 de matriz de la grava del Río Mapocho, microscopio SEM.

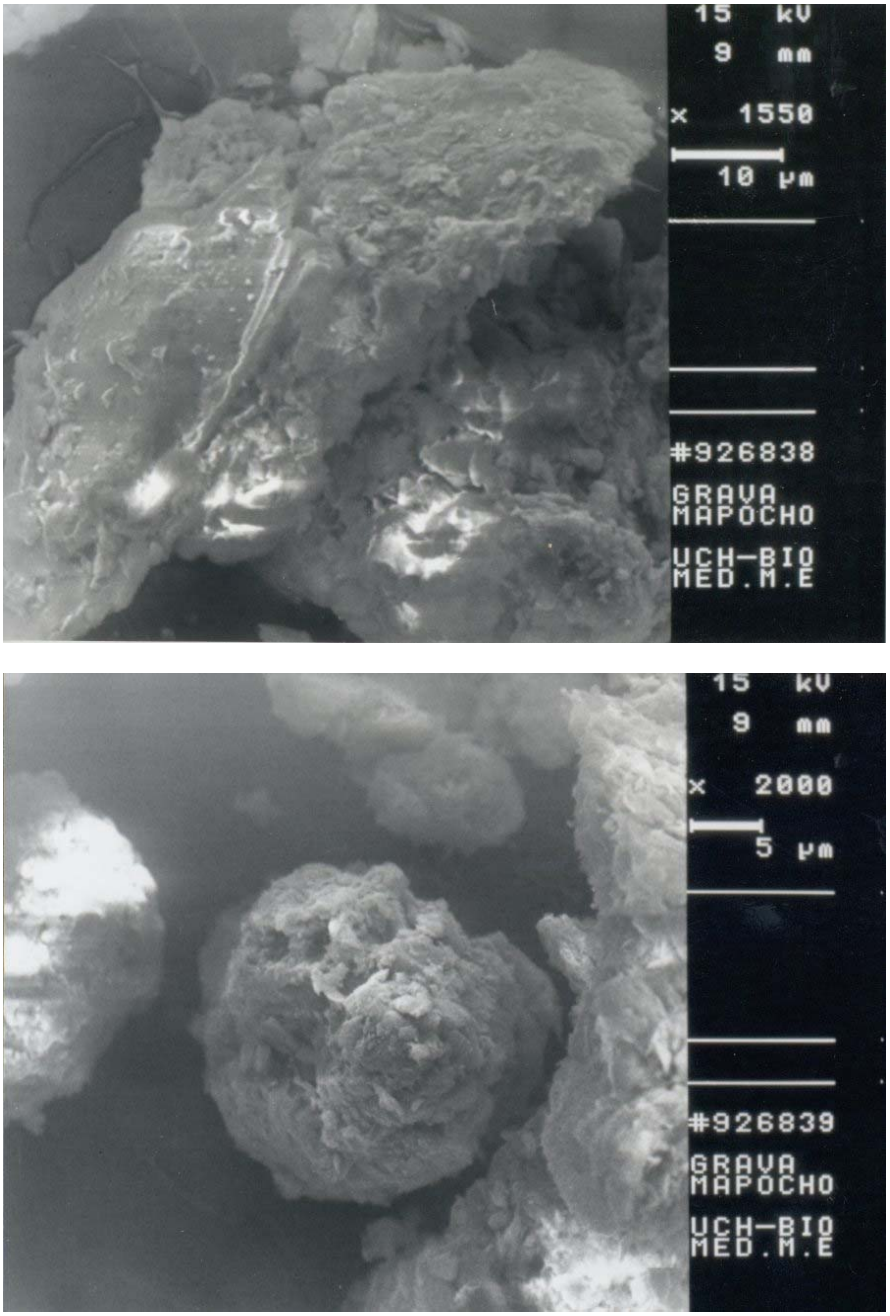


Fig. C.3: Fotografía de partículas bajo malla N° 200 de matriz de la grava del Río Mapocho, microscopio SEM.

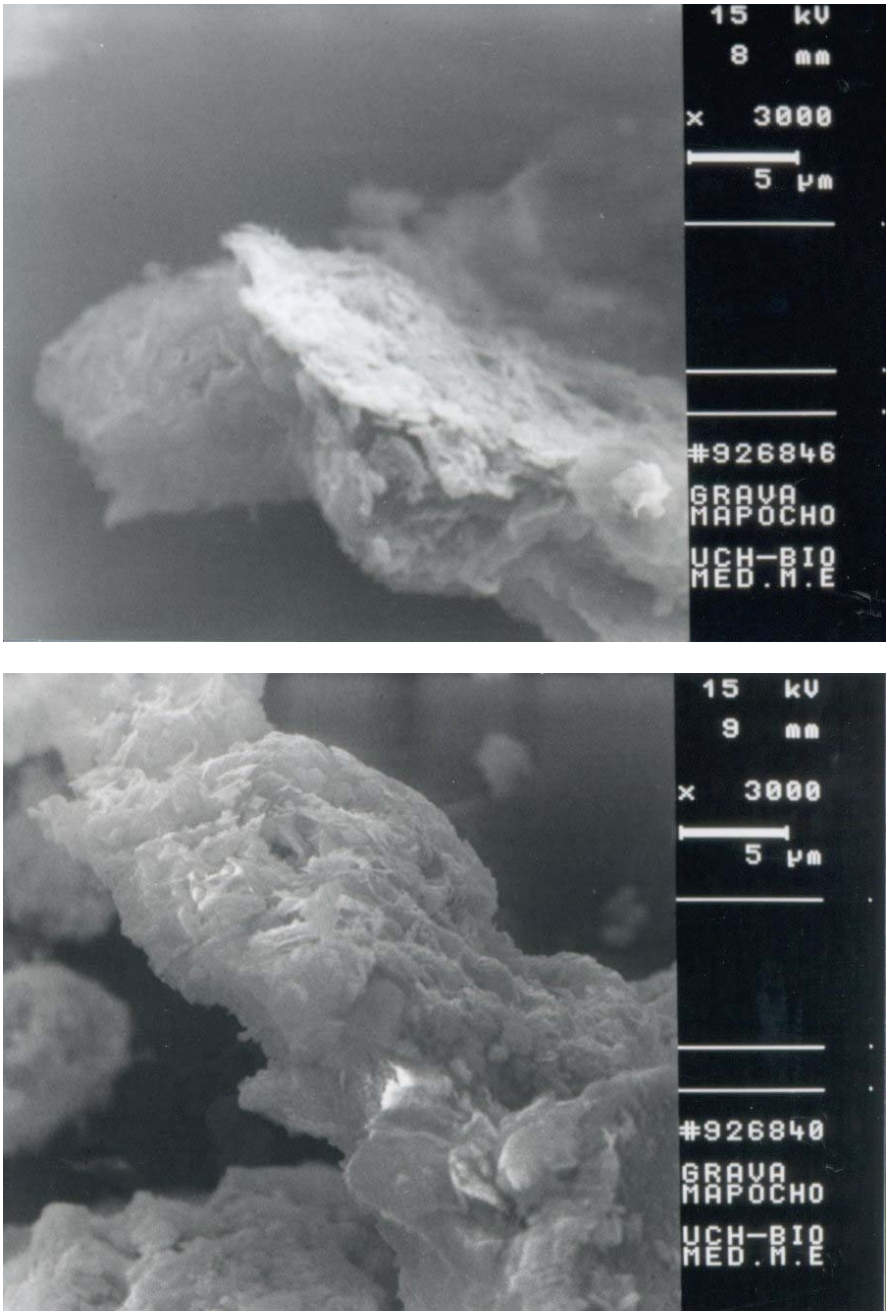


Fig. C.4: Fotografía de partículas bajo malla N° 200 de matriz de la grava del Río Mapocho, microscopio SEM.

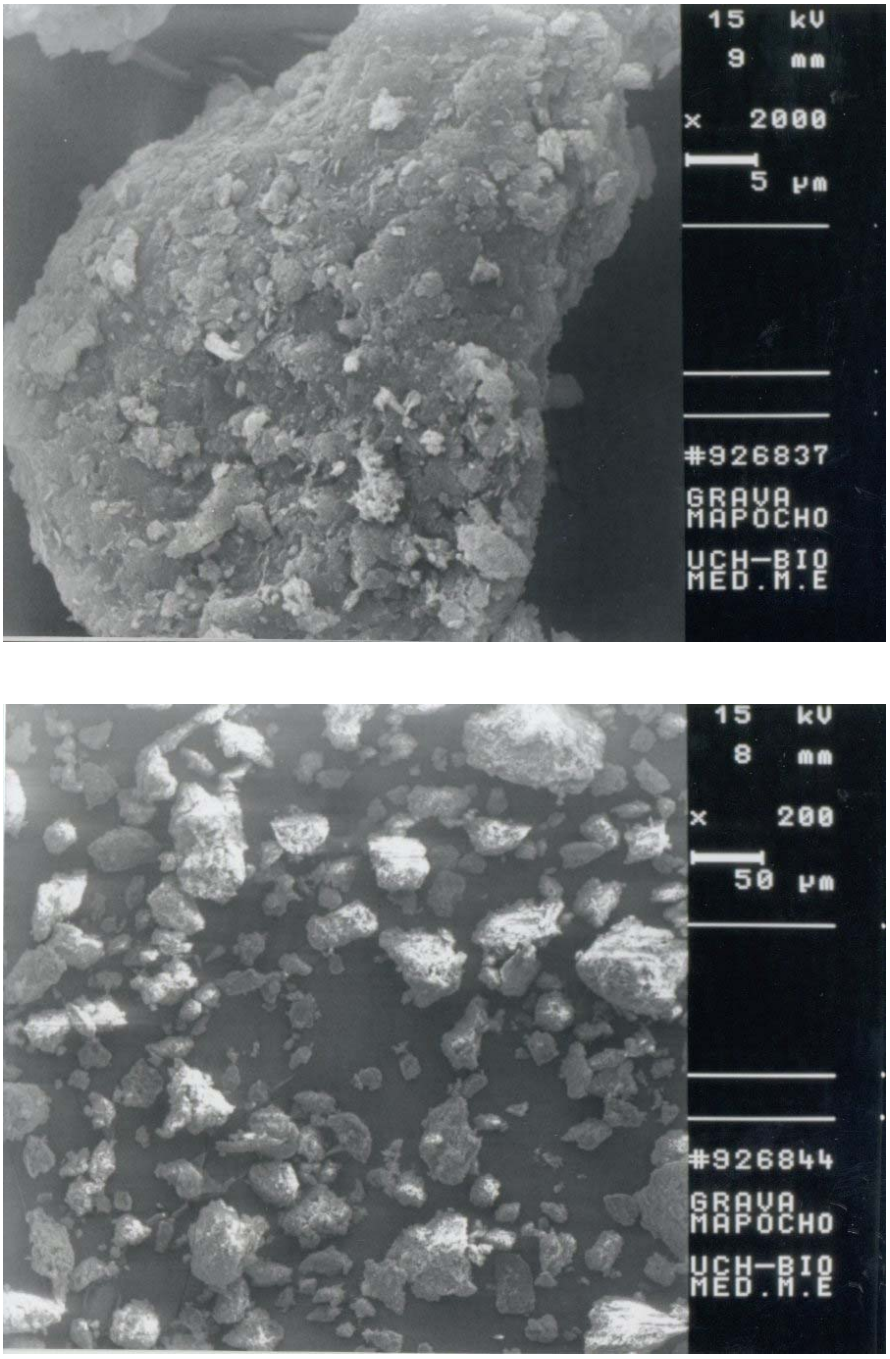


Fig. C.5: Fotografía de partículas bajo malla N° 200 de matriz de la grava del Río Mapocho, microscopio SEM.

IDFix report N°1

Company:	Departamento de Geologia
User Name:	Mauricio Belmar
USER_TITLE_TITLE	USER_TITLE
FILE_NAME_TITLE	FILE_NAME
Last Saved:	1/13/2006 12:59 PM
COMMENTS_TITLE	COMMENTS

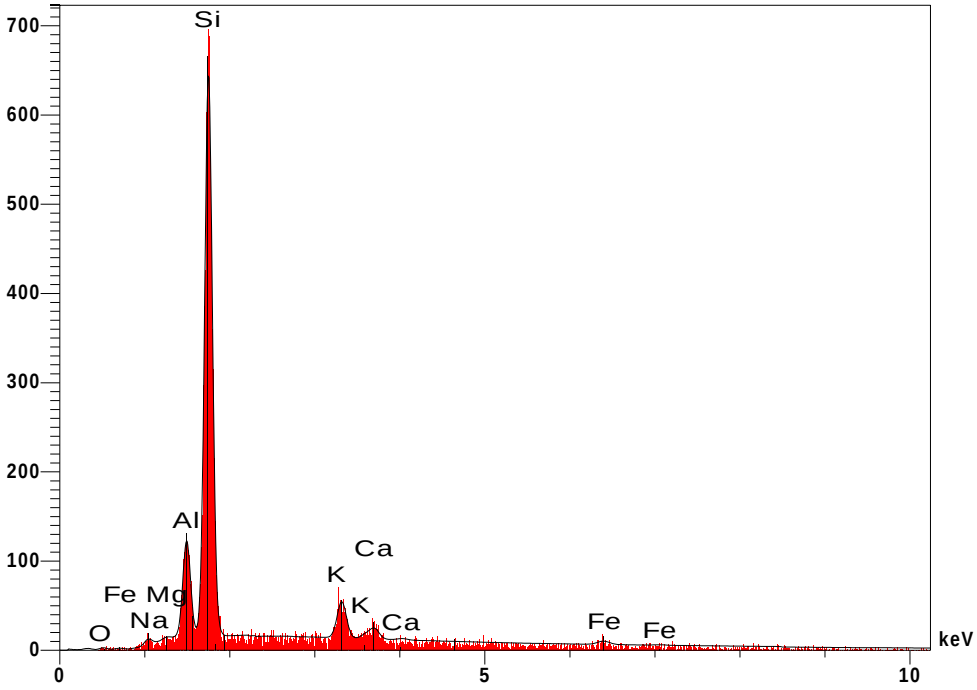


Fig. C.6: Espectro de energía dispersiva de rayos x en vidrio volcánico.

Analysis Conditions

Accelerating Voltage (kV)	: 15.1
Beam Current (nA)	: 9.645
Magnification	: 1000
Live Time (s)	: 22
Preset Time (s)	: 300
Nb Channels	: 1024
Ev / Channel	: 10
Offset (keV)	: 0
Width (keV)	: 10

Quantitative Results

Elt	Line	Int	Error	K	Kr	W%	A%	ZAF	Formula	Ox%	Cat#
O						49.19	63.73	0.0000		0.00	0.00
Na	Ka	3.0	1.7230	0.0165	0.0069	1.16	1.04	1.6646	Na2O	1.56	0.00
Mg	Ka	1.1	1.0675	0.0038	0.0016	0.21	0.18	1.3539	MgO	0.36	0.00
Al	Ka	50.9	7.1343	0.1303	0.0550	6.81	5.23	1.2379	Al2O3	12.86	0.00
Si	Ka	307.3	17.5306	0.7129	0.3008	35.84	26.45	1.1916	SiO2	76.68	0.00
K	Ka	24.3	4.9248	0.0830	0.0350	4.11	2.18	1.1721	K2O	4.94	0.00
Ca	Ka	7.1	2.6606	0.0270	0.0114	1.30	0.67	1.1406	CaO	1.82	0.00
Fe	Ka	2.8	1.6859	0.0266	0.0112	1.39	0.52	1.2358	FeO	1.79	0.00
				1.0000	0.4219	100.00	100.00			100.00	0.00

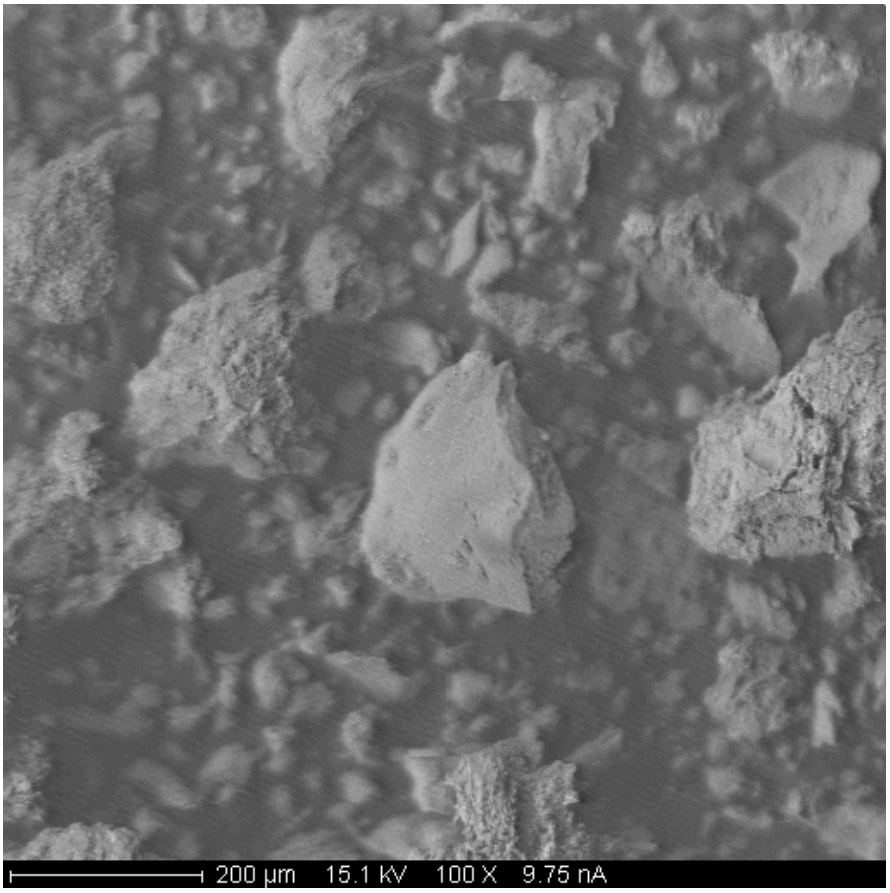


Fig. C.7: Fragmento de vidrio volcánico.

IDFix report N° 2

Company:	Departamento de Geologia
User Name:	Mauricio Belmar
USER_TITLE_TITLE	USER_TITLE
FILE_NAME_TITLE	FILE_NAME
Last Saved:	1/13/2006 12:59 PM
COMMENTS_TITLE	COMMENTS

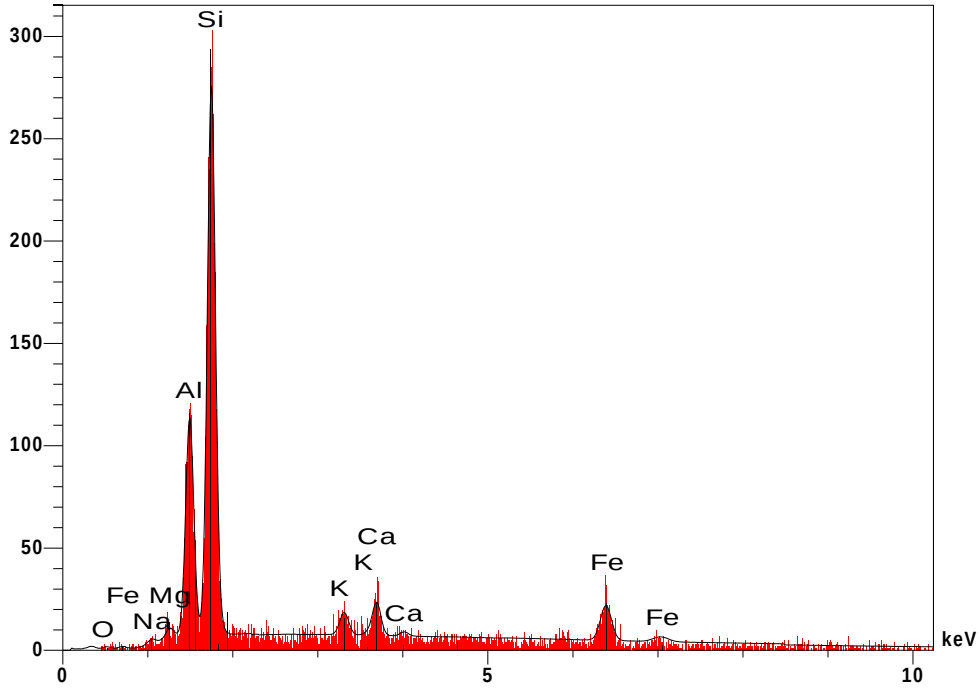


Fig. C.8: Espectro de energía dispersiva de rayos x en vidrio volcánico alterado.

Analysis Conditions

Accelerating Voltage (kV)	: 15.1
Beam Current (nA)	: 9.660
Magnification	: 1000
Live Time (s)	: 26
Preset Time (s)	: 300
Nb Channels	: 1024
Ev / Channel	: 10
Offset (keV)	: 0
Width (keV)	: 10

Quantitative Results

Elt	Line	Int	Error	K	Kr	W%	A%	ZAF	Formula	Ox%	Cat#
O						46.04	62.34	0.0000		0.00	0.00
Na	Ka	1.0	0.9996	0.0098	0.0042	0.75	0.71	1.7757	Na2O	1.02	0.00
Mg	Ka	2.2	1.4757	0.0127	0.0055	0.78	0.69	1.4097	MgO	1.29	0.00
Al	Ka	47.7	6.9054	0.2159	0.0935	11.97	9.61	1.2805	Al2O3	22.62	0.00
Si	Ka	120.9	10.9973	0.4962	0.2149	26.82	20.69	1.2483	SiO2	57.38	0.00
K	Ka	5.5	2.3546	0.0336	0.0145	1.67	0.92	1.1487	K2O	2.01	0.00
Ca	Ka	7.9	2.8035	0.0530	0.0229	2.55	1.38	1.1131	CaO	3.57	0.00
Fe	Ka	10.8	3.2857	0.1788	0.0774	9.41	3.65	1.2157	FeO	12.11	0.00
				1.0000	0.4330	100.00	100.00			100.00	0.00

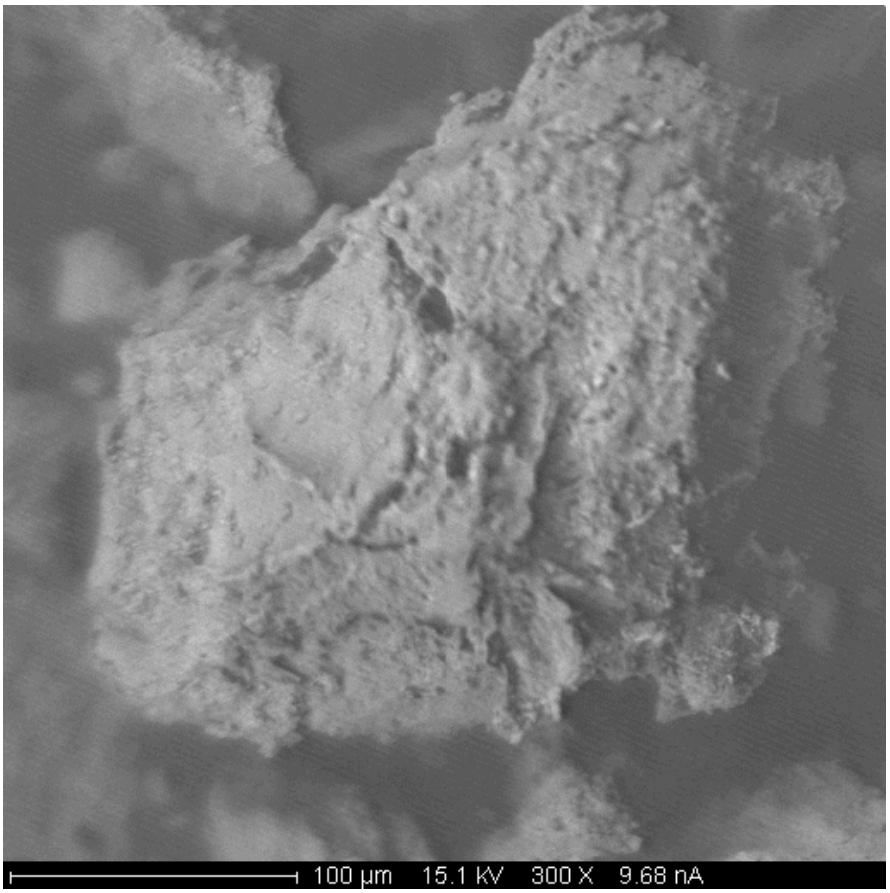


Fig. C.9: Fragmento de vidrio volcánico alterado.

IDFix report N° 3

Company:	Departamento de Geologia
User Name:	Mauricio Belmar
USER_TITLE_TITLE	USER_TITLE
FILE_NAME_TITLE	FILE_NAME
Last Saved:	1/13/2006 12:59 PM
COMMENTS_TITLE	COMMENTS

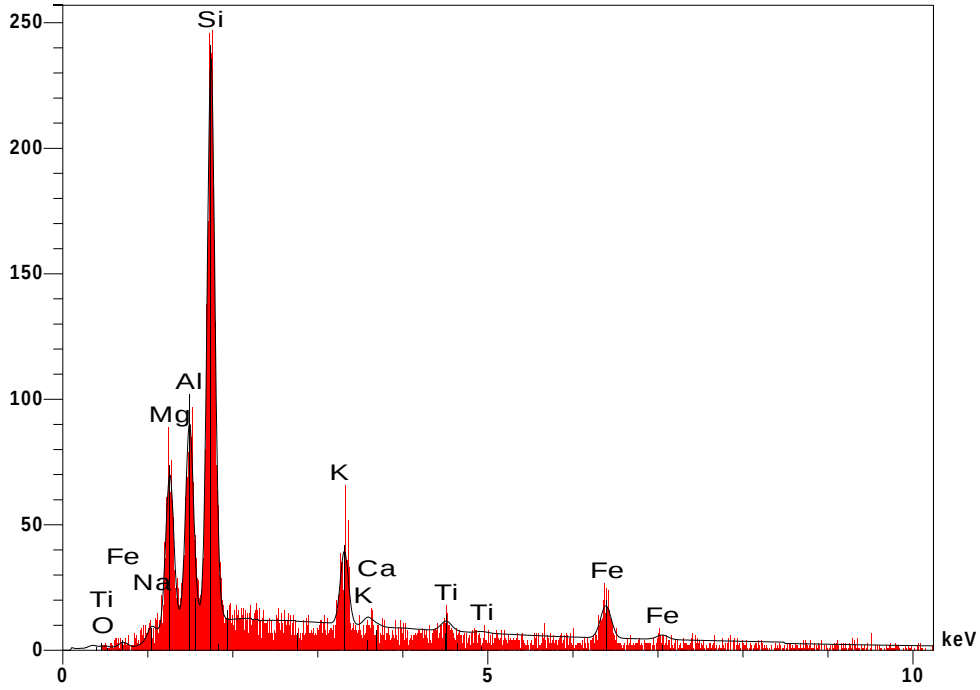


Fig. C.10: Espectro de energía dispersiva de rayos x en mineral de mica.

Analysis Conditions

Accelerating Voltage (kV)	: 15.1
Beam Current (nA)	: 9.680
Magnification	: 1000
Live Time (s)	: 70
Preset Time (s)	: 300
Nb Channels	: 1024
Ev / Channel	: 10
Offset (keV)	: 0
Width (keV)	: 10

Quantitative Results

Elt	Line	Int	Error	K	Kr	W%	A%	ZAF	Formula	Ox%	Cat#
O						44.40	59.62	0.0000		0.00	0.00
Na	Ka	0.8	0.9126	0.0230	0.0098	1.68	1.57	1.7058	Na2O	2.26	0.00
Mg	Ka	10.2	3.2013	0.1683	0.0720	9.98	8.82	1.3867	MgO	16.55	0.00
Al	Ka	12.7	3.5639	0.1620	0.0693	9.44	7.51	1.3625	Al2O3	17.83	0.00
Si	Ka	34.9	5.9112	0.4038	0.1727	22.12	16.93	1.2813	SiO2	47.33	0.00
K	Ka	4.9	2.2201	0.0840	0.0359	4.14	2.27	1.1519	K2O	4.99	0.00
Ca	Ka	0.2	0.4569	0.0040	0.0017	0.19	0.10	1.1186	CaO	0.27	0.00
Ti	Ka	0.9	0.9386	0.0212	0.0091	1.09	0.49	1.2014	TiO2	1.82	0.00
Fe	Ka	2.9	1.6933	0.1337	0.0572	6.97	2.68	1.2185	FeO	8.97	0.00
				1.0000	0.4276	100.00	100.00			100.00	0.00

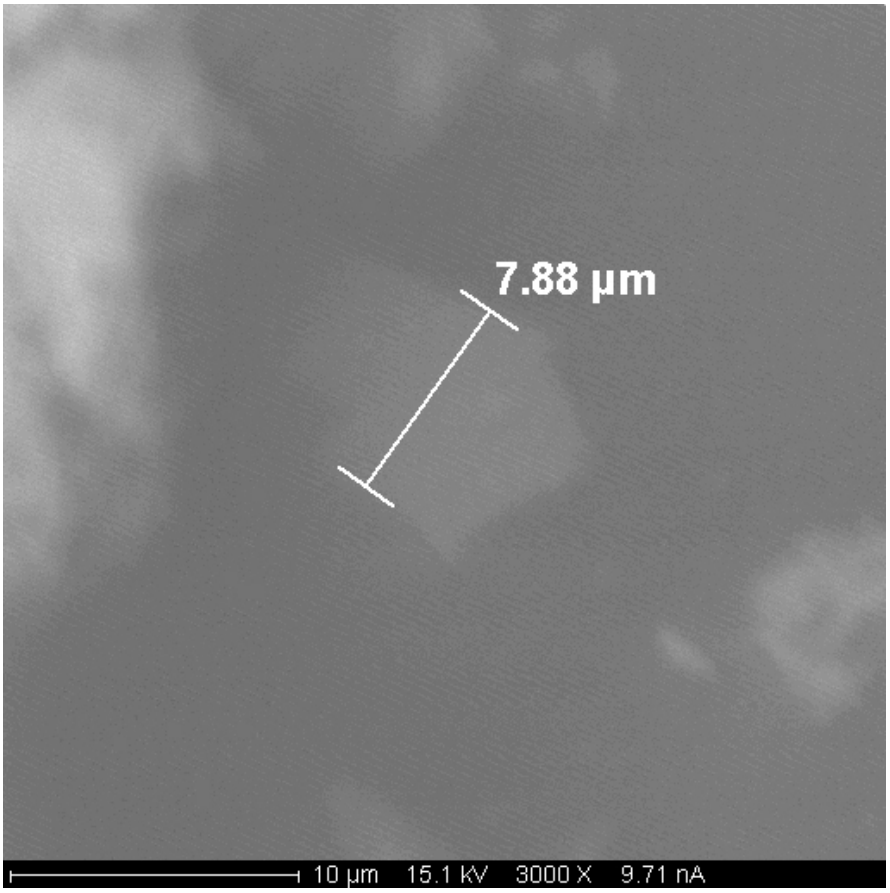


Fig. C.11: Mineral de mica.

IDFix report N° 4

Company:	Departamento de Geologia
User Name:	Mauricio Belmar
USER_TITLE_TITLE	USER_TITLE
FILE_NAME_TITLE	FILE_NAME
Last Saved:	1/13/2006 12:59 PM
COMMENTS_TITLE	COMMENTS

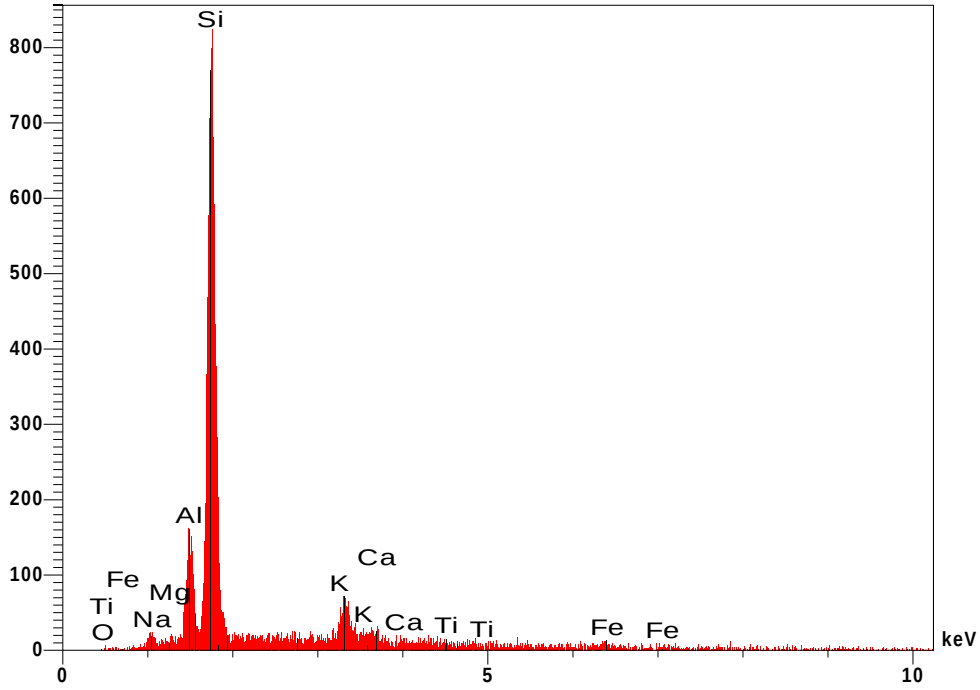


Fig. C.12: Espectro de energía dispersiva de rayos x en vidrio volcánico.

Analysis Conditions

Accelerating Voltage (kV)	: 15.1
Beam Current (nA)	: 9.660
Magnification	: 1000
Live Time (s)	: 23
Preset Time (s)	: 300
Nb Channels	: 1024
Ev / Channel	: 10
Offset (keV)	: 0
Width (keV)	: 10

Quantitative Results

Elt	Line	Int	Error	K	Kr	W%	A%	ZAF	Formula	Ox%	Cat#
O						49.24	63.64	0.0000		0.00	0.00
Na	Ka	1.8	1.3552	0.0265	0.0111	1.85	1.66	1.6576	Na2O	2.49	0.00
Mg	Ka	0.3	0.5550	0.0026	0.0011	0.15	0.13	1.3590	MgO	0.25	0.00
Al	Ka	18.2	4.2659	0.1213	0.0509	6.32	4.84	1.2403	Al2O3	11.94	0.00
Si	Ka	119.9	10.9476	0.7237	0.3041	36.18	26.64	1.1899	SiO2	77.40	0.00
K	Ka	9.5	3.0745	0.0842	0.0354	4.15	2.20	1.1735	K2O	5.00	0.00
Ca	Ka	1.4	1.1870	0.0140	0.0059	0.67	0.35	1.1409	CaO	0.94	0.00
Ti	Ka	0.5	0.7274	0.0066	0.0028	0.34	0.15	1.2295	TiO2	0.57	0.00
Fe	Ka	0.9	0.9304	0.0211	0.0089	1.10	0.41	1.2362	FeO	1.41	0.00
				1.0000	0.4202	100.00	100.00			100.00	0.00

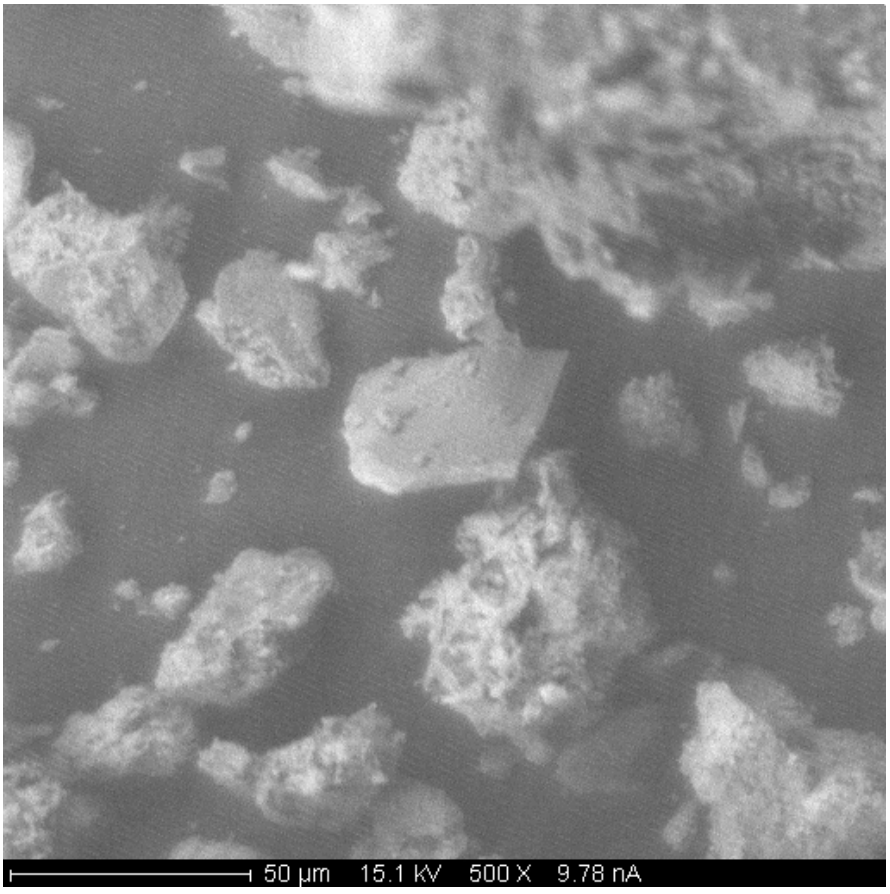


Fig. C.13: Fragmento de vidrio volcánico

IDFix report N° 5

Company:	Departamento de Geologia
User Name:	Mauricio Belmar
USER_TITLE_TITLE	USER_TITLE
FILE_NAME_TITLE	FILE_NAME
Last Saved:	1/13/2006 12:59 PM
COMMENTS_TITLE	COMMENTS

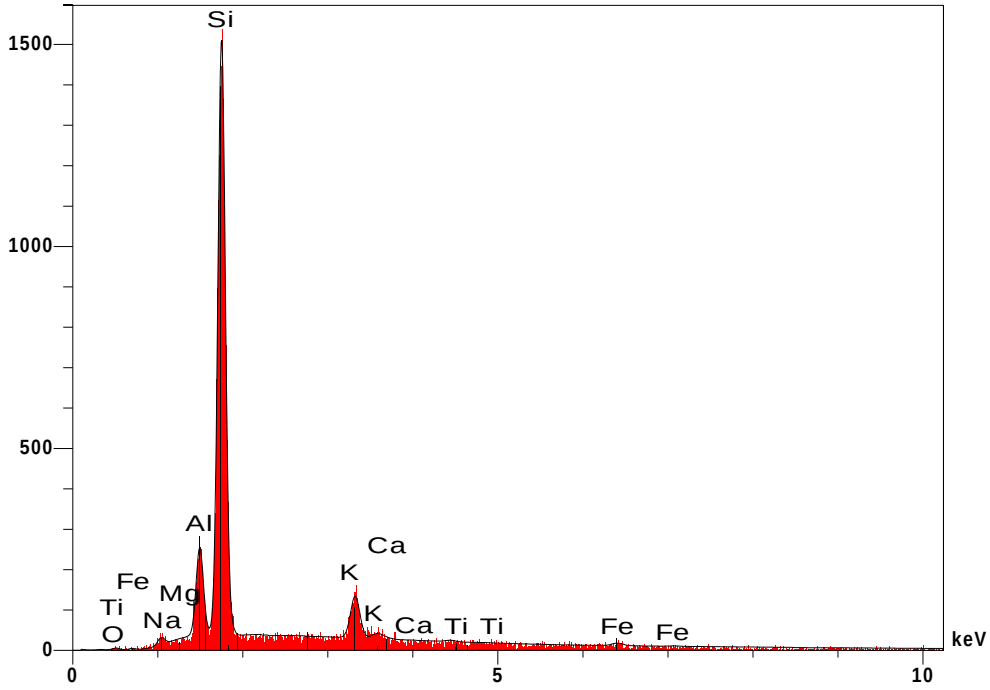


Fig. C.14: Espectro de energía dispersiva de rayos x en vidrio volcánico.

Analysis Conditions

Accelerating Voltage (kV)	: 15.1
Beam Current (nA)	: 9.665
Magnification	: 1000
Live Time (s)	: 34
Preset Time (s)	: 300
Nb Channels	: 1024
Ev / Channel	: 10
Offset (keV)	: 0
Width (keV)	: 10

Quantitative Results

Elt	Line	Int	Error	K	Kr	W%	A%	ZAF	Formula	Ox%	Cat#
O						49.41	63.84	0.0000		0.00	0.00
Na	Ka	5.2	2.2863	0.0199	0.0084	1.39	1.25	1.6579	Na2O	1.88	0.00
Mg	Ka	0.0	0.0000	0.0000	0.0000	0.00	0.00	1.3531	MgO	0.00	0.00
Al	Ka	65.6	8.1004	0.1156	0.0487	6.02	4.61	1.2346	Al2O3	11.37	0.00
Si	Ka	463.0	21.5175	0.7391	0.3117	36.91	27.17	1.1844	SiO2	78.97	0.00
K	Ka	41.2	6.4152	0.0969	0.0409	4.80	2.54	1.1749	K2O	5.78	0.00
Ca	Ka	1.8	1.3366	0.0047	0.0020	0.23	0.12	1.1430	CaO	0.32	0.00
Ti	Ka	1.4	1.1984	0.0048	0.0020	0.25	0.11	1.2303	TiO2	0.41	0.00
Fe	Ka	2.9	1.7142	0.0189	0.0080	0.99	0.37	1.2366	FeO	1.27	0.00
				1.0000	0.4216	100.00	100.00			100.00	0.00

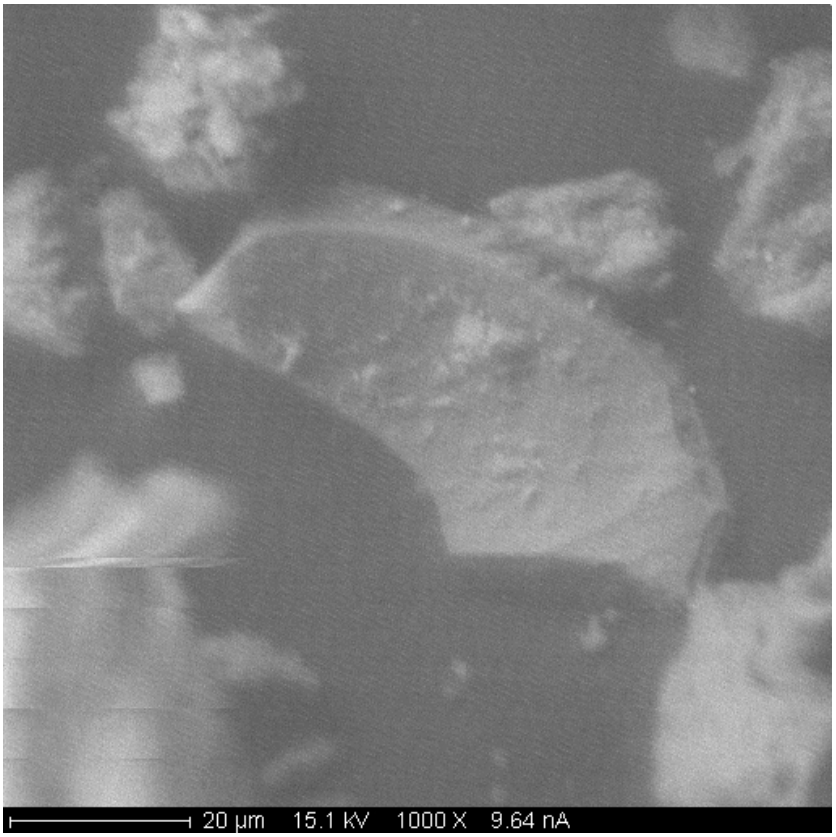


Fig. C.15: Fragmento de vidrio volcánico

IDFix report N° 6

Company:	Departamento de Geologia
User Name:	Mauricio Belmar
USER_TITLE_TITLE	USER_TITLE
FILE_NAME_TITLE	FILE_NAME
Last Saved:	1/13/2006 12:59 PM
COMMENTS_TITLE	COMMENTS

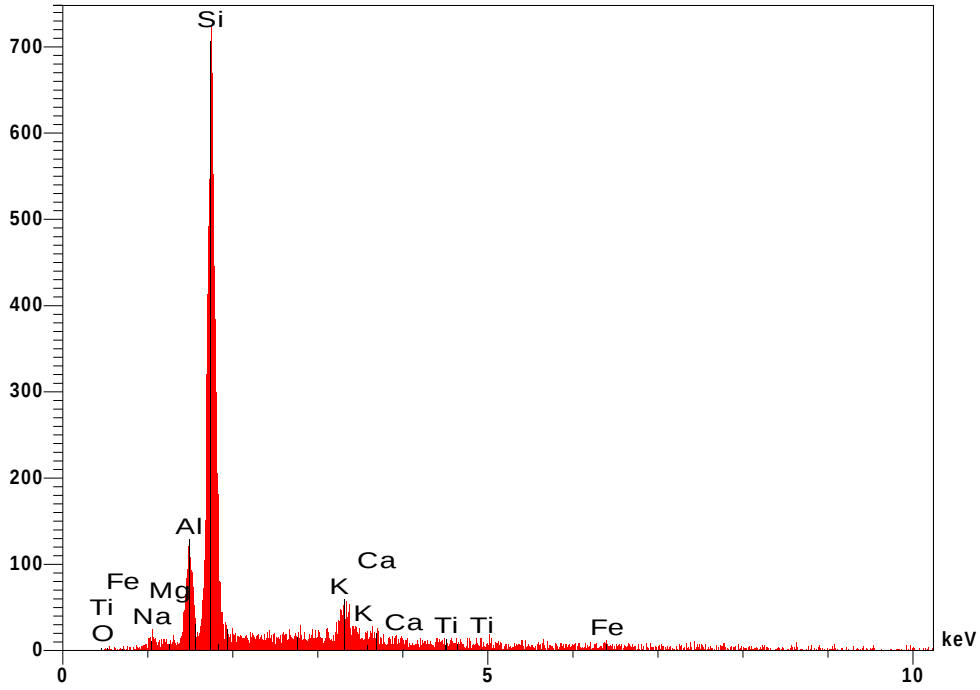


Fig. C.16: Espectro de energía dispersiva de rayos x en vidrio volcánico.

Analysis Conditions

Accelerating Voltage (kV)	: 15.1
Beam Current (nA)	: 10.035
Magnification	: 1000
Live Time (s)	: 15
Preset Time (s)	: 300
Nb Channels	: 1024
Ev / Channel	: 10
Offset (keV)	: 0
Width (keV)	: 10

Quantitative Results

Elt	Line	Int	Error	K	Kr	W%	A%	ZAF	Formula	Ox%	Cat#
O						36.83	53.17	0.0000		0.00	0.00
Na	Ka	1.$	1.#INF	0.0000	0.0598	10.42	10.47	1.7414	Na2O	14.05	0.00
Mg	Ka	1.$	1.#INF	0.0000	0.0598	9.07	8.62	1.5159	MgO	15.04	0.00
Al	Ka	1.$	1.#INF	0.0000	0.0598	8.57	7.33	1.4318	Al2O3	16.19	0.00
Si	Ka	1.$	1.#INF	0.0000	0.0598	7.81	6.42	1.3049	SiO2	16.70	0.00
K	Ka	1.$	1.#INF	0.0000	0.0598	6.57	3.88	1.0974	K2O	7.91	0.00
Ca	Ka	1.$	1.#INF	0.0000	0.0598	6.48	3.73	1.0827	CaO	9.06	0.00
Ti	Ka	1.$	1.#INF	0.0000	0.0598	7.09	3.42	1.1852	TiO2	11.83	0.00
Fe	Ka	1.$	1.#INF	0.0000	0.0598	7.17	2.97	1.1983	FeO	9.22	0.00
				0.0000	0.4787	100.00	100.00			100.00	0.00

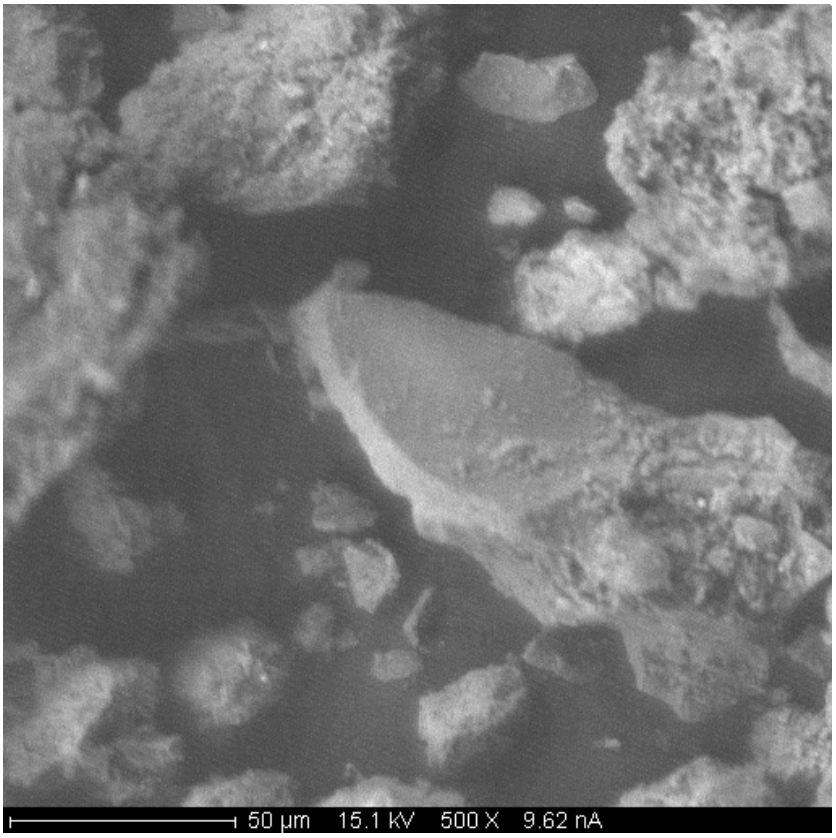


Fig. C.17: Fragmento de vidrio volcánico

IDFix report N° 7

Company:	Departamento de Geologia
User Name:	Mauricio Belmar
USER_TITLE_TITLE	USER_TITLE
FILE_NAME_TITLE	FILE_NAME
Last Saved:	1/13/2006 12:59 PM
COMMENTS_TITLE	COMMENTS

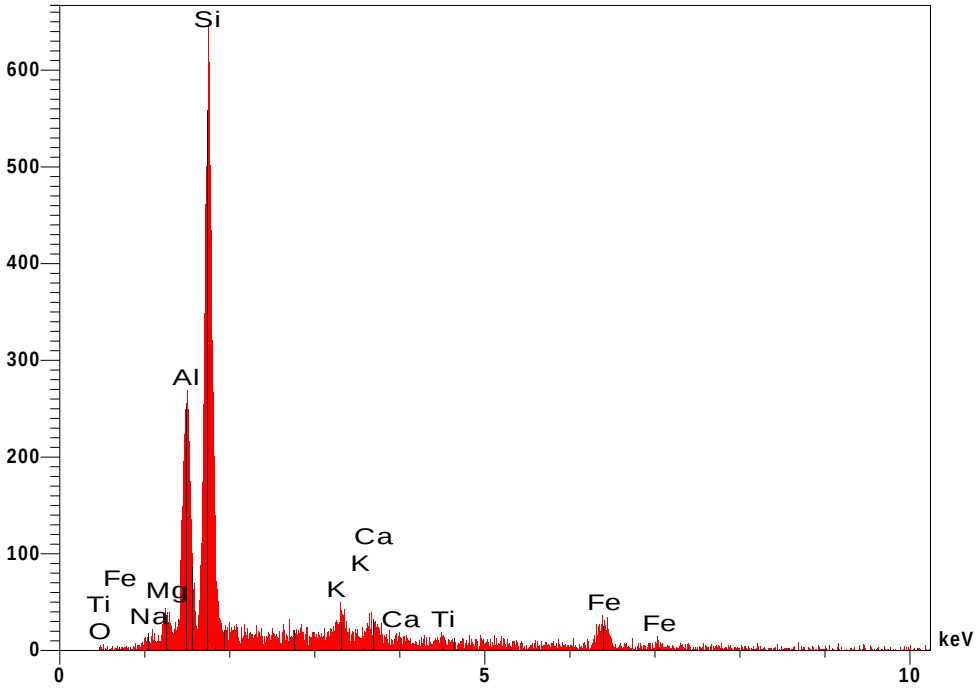


Fig. C.18: Espectro de energía dispersiva de rayos x en vidrio volcánico alterado.

Analysis Conditions

Accelerating Voltage (kV)	: 15.1
Beam Current (nA)	: 9.665
Magnification	: 1000
Live Time (s)	: 23
Preset Time (s)	: 300
Nb Channels	: 1024
Ev / Channel	: 10
Offset (keV)	: 0
Width (keV)	: 10

Quantitative Results

Elt	Line	Int	Error	K	Kr	W%	A%	ZAF	Formula	Ox%	Cat#
O						47.44	62.60	0.0000		0.00	0.00
Na	Ka	4.0	2.0024	0.0123	0.0051	0.88	0.80	1.7078	Na2O	1.18	0.00
Mg	Ka	17.2	4.1498	0.0314	0.0131	1.80	1.56	1.3743	MgO	2.99	0.00
Al	Ka	176.8	13.2979	0.2500	0.1045	13.28	10.39	1.2709	Al2O3	25.09	0.00
Si	Ka	409.7	20.2408	0.5248	0.2193	27.54	20.70	1.2555	SiO2	58.91	0.00
K	Ka	19.2	4.3765	0.0362	0.0151	1.76	0.95	1.1603	K2O	2.11	0.00
Ca	Ka	14.1	3.7604	0.0298	0.0124	1.40	0.74	1.1230	CaO	1.95	0.00
Ti	Ka	3.0	1.7275	0.0080	0.0033	0.40	0.18	1.2098	TiO2	0.67	0.00
Fe	Ka	20.8	4.5633	0.1077	0.0450	5.51	2.08	1.2247	FeO	7.09	0.00
				1.0000	0.4180	100.00	100.00			100.00	0.00

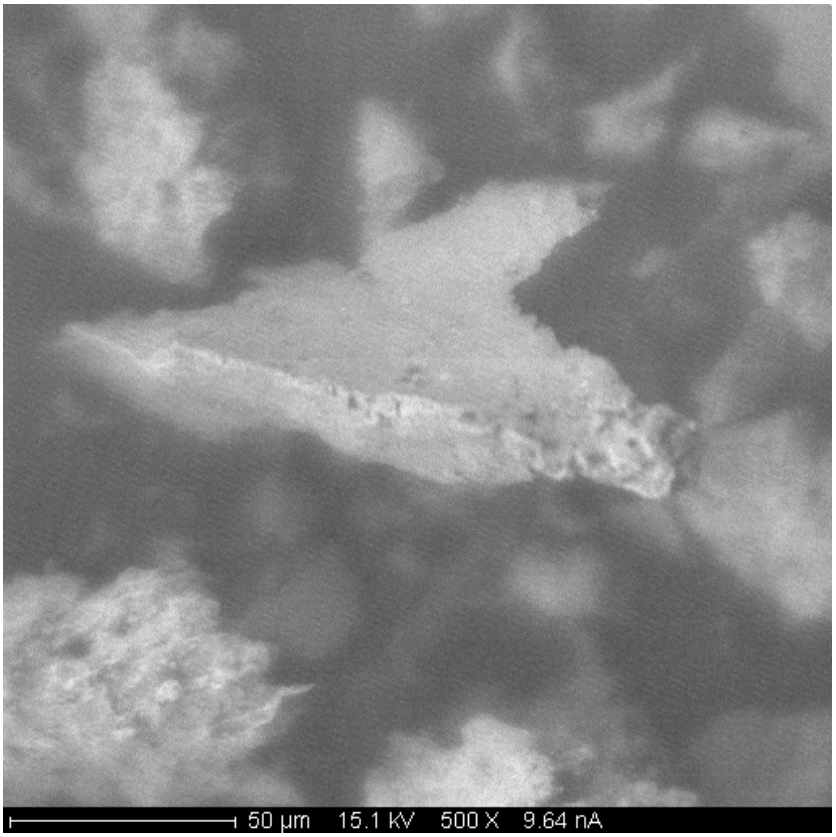


Fig. C.19: Fragmento de vidrio volcánico alterado.

IDFix report N° 8

Company:	Departamento de Geologia
User Name:	Mauricio Belmar
USER_TITLE_TITLE	USER_TITLE
FILE_NAME_TITLE	FILE_NAME
Last Saved:	1/13/2006 12:59 PM
COMMENTS_TITLE	COMMENTS

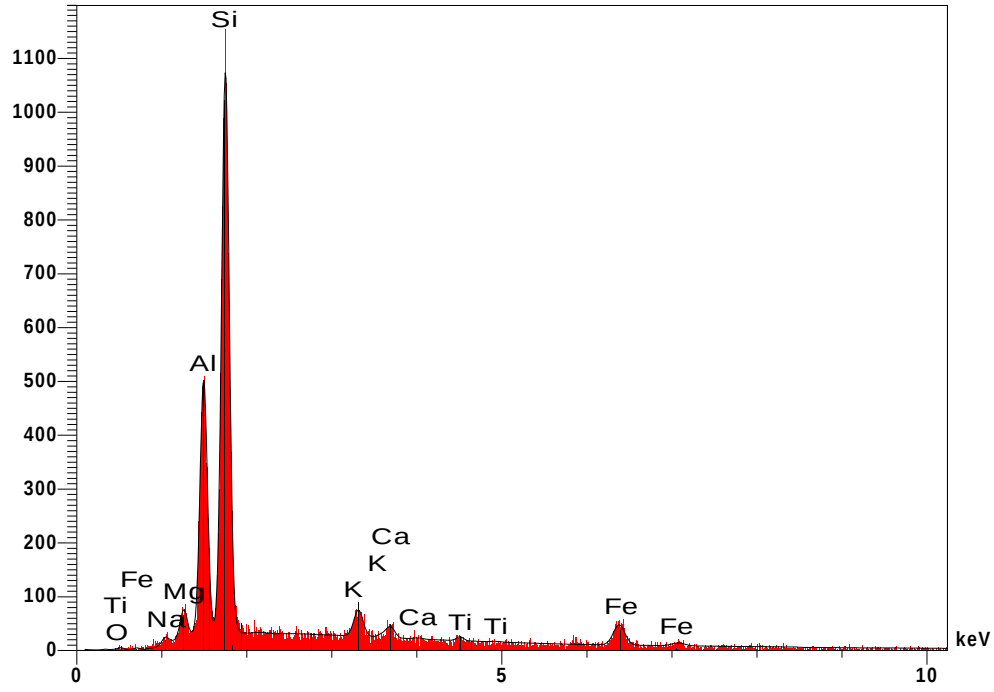


Fig. C.20: Espectro de energía dispersiva de rayos x en Pátina (finos) que envuelve las partículas granulares en la matriz de la 1ra depositación del Río Mapocho.

Analysis Conditions

Accelerating Voltage (kV)	: 15.1
Beam Current (nA)	: 9.645
Magnification	: 1000
Live Time (s)	: 53
Preset Time (s)	: 300
Nb Channels	: 1024
Ev / Channel	: 10
Offset (keV)	: 0
Width (keV)	: 10

Quantitative Results

Elt	Line	Int	Error	K	Kr	W%	A%	ZAF	Formula	Ox%	Cat#
O						47.24	62.45	0.0000		0.00	0.00
Na	Ka	2.3	1.5250	0.0134	0.0056	0.96	0.88	1.7105	Na2O	1.29	0.00
Mg	Ka	9.8	3.1300	0.0336	0.0141	1.94	1.69	1.3769	MgO	3.21	0.00
Al	Ka	93.3	9.6601	0.2485	0.1041	13.25	10.39	1.2738	Al2O3	25.04	0.00
Si	Ka	215.0	14.6641	0.5190	0.2173	27.31	20.57	1.2569	SiO2	58.42	0.00
K	Ka	12.4	3.5185	0.0441	0.0185	2.14	1.16	1.1603	K2O	2.58	0.00
Ca	Ka	4.8	2.1978	0.0192	0.0080	0.90	0.48	1.1230	CaO	1.26	0.00
Ti	Ka	1.4	1.1935	0.0072	0.0030	0.36	0.16	1.2081	TiO2	0.60	0.00
Fe	Ka	11.8	3.4365	0.1150	0.0482	5.89	2.23	1.2237	FeO	7.58	0.00
				1.0000	0.4187	100.00	100.00			100.00	0.00

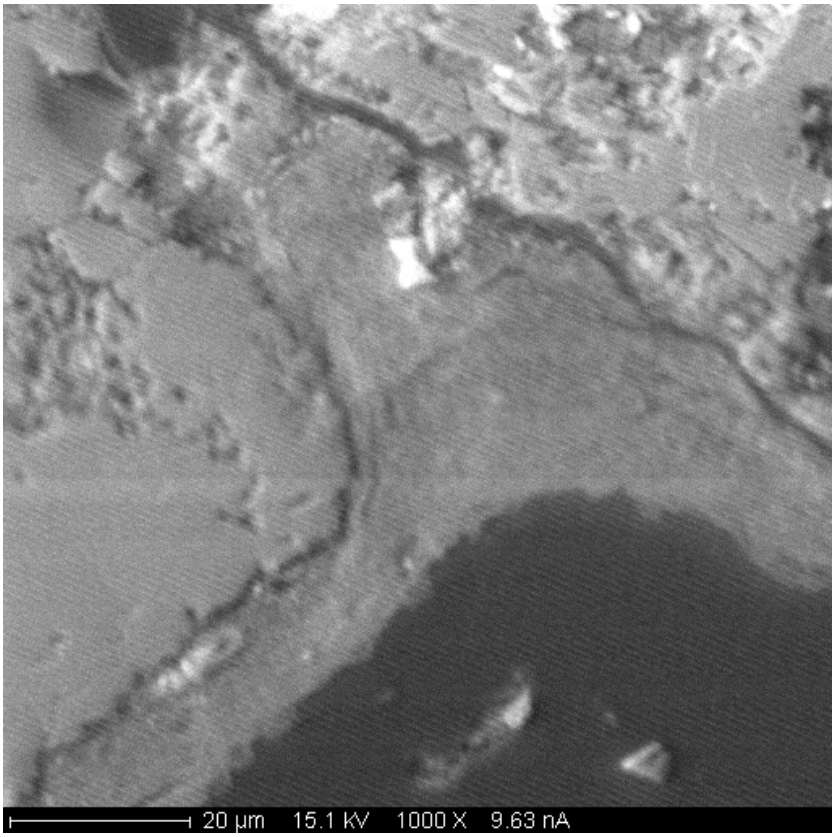


Fig. C.21: Pátina que envuelve las partículas granulares en la matriz de la 1ra depositación del Río Mapocho.

IDFix report N° 9

Company:	Departamento de Geologia
User Name:	Mauricio Belmar
USER_TITLE_TITLE	USER_TITLE
FILE_NAME_TITLE	FILE_NAME
Last Saved:	1/13/2006 12:59 PM
COMMENTS_TITLE	COMMENTS

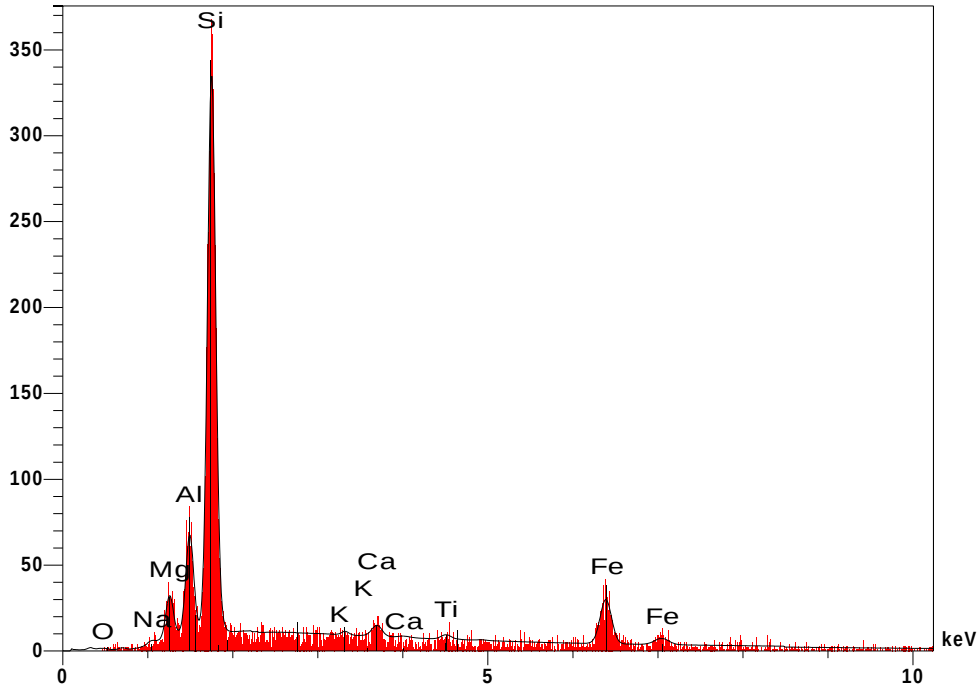


Fig. C.22: Espectro de energía dispersiva de rayos x en finos de la matriz de la 1ra depositación del Río Mapocho.

Analysis Conditions

Accelerating Voltage (kV)	: 15.1
Beam Current (nA)	: 9.620
Magnification	: 1000
Live Time (s)	: 12
Preset Time (s)	: 300
Nb Channels	: 1024
Ev / Channel	: 10
Offset (keV)	: 0
Width (keV)	: 10

Quantitative Results

Elt	Line	Int	Error	K	Kr	W%	A%	ZAF	Formula	Ox%	Cat#
O						45.80	62.67	0.0000		0.00	0.00
Na	Ka	1.4	1.1909	0.0060	0.0026	0.48	0.46	1.8350	Na2O	0.65	0.00
Mg	Ka	20.9	4.5754	0.0530	0.0231	3.33	3.00	1.4410	MgO	5.52	0.00
Al	Ka	51.3	7.1619	0.1009	0.0439	5.81	4.71	1.3229	Al2O3	10.98	0.00
Si	Ka	309.6	17.5962	0.5519	0.2402	29.52	23.01	1.2290	SiO2	63.16	0.00
K	Ka	1.7	1.2884	0.0044	0.0019	0.22	0.12	1.1474	K2O	0.26	0.00
Ca	Ka	7.5	2.7428	0.0220	0.0096	1.06	0.58	1.1044	CaO	1.48	0.00
Ti	Ka	3.1	1.7528	0.0114	0.0050	0.59	0.27	1.1827	TiO2	0.98	0.00
Fe	Ka	34.8	5.8989	0.2504	0.1090	13.19	5.17	1.2105	FeO	16.97	0.00
				1.0000	0.4353	100.00	100.00			100.00	0.00

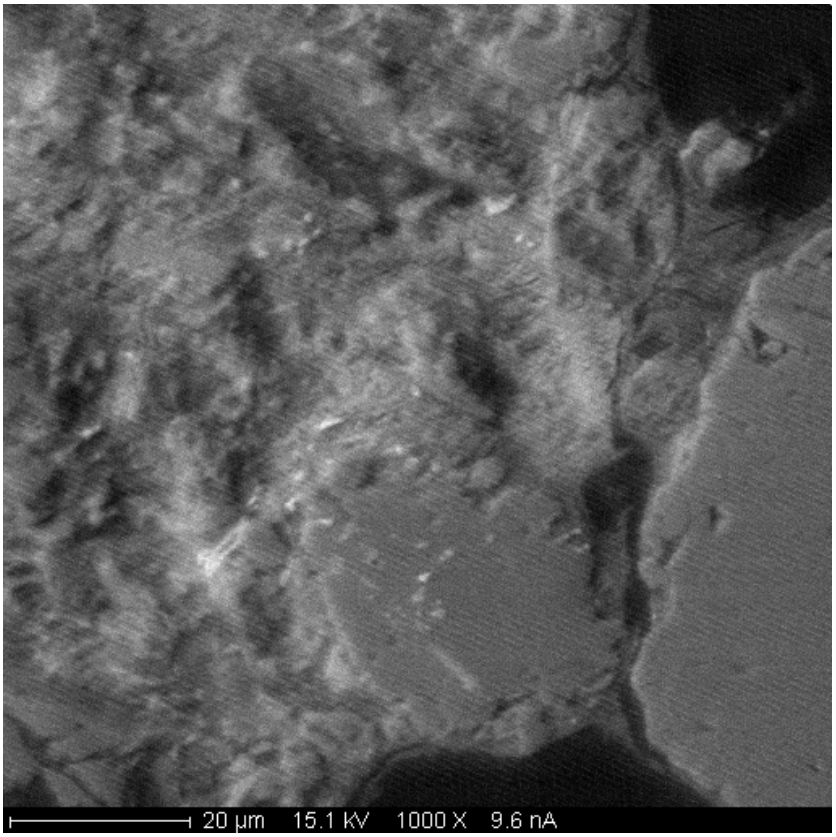


Fig. C.23: Finos en la matiz de la 1ra depositación del Río Mapocho.

IDFix report N° 10

Company:	Departamento de Geologia
User Name:	Mauricio Belmar
USER_TITLE_TITLE	USER_TITLE
FILE_NAME_TITLE	FILE_NAME
Last Saved:	1/16/2006 3:53 PM
COMMENTS_TITLE	COMMENTS

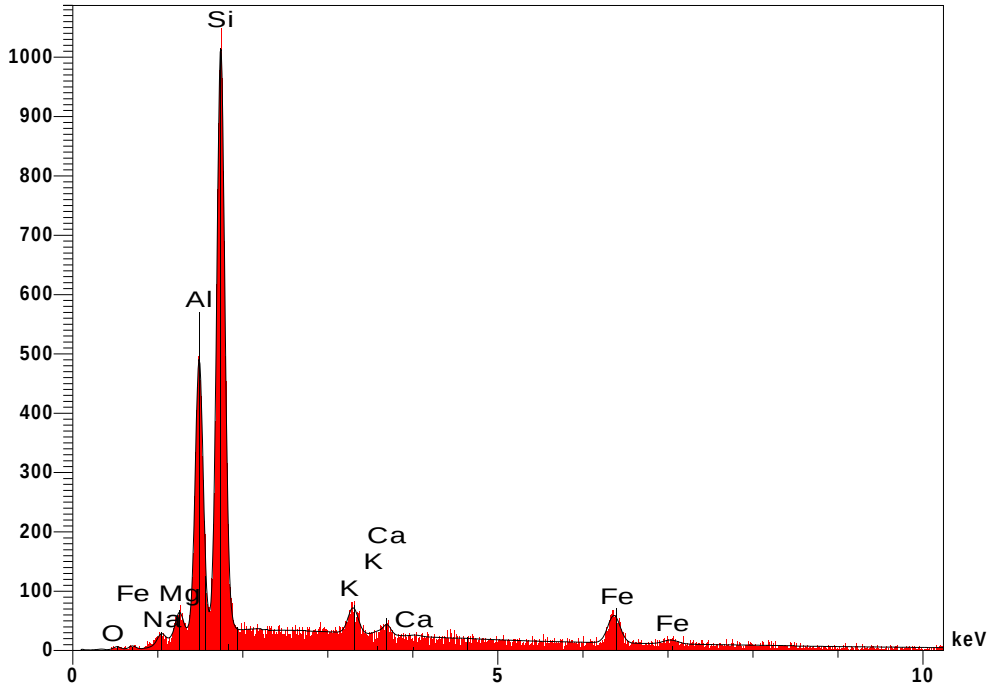


Fig. C.24: Espectro de energía dispersiva de rayos x en pátina que envuelve las partículas granulares en la matriz de la 1ra depositación del Río Mapocho.

Analysis Conditions

Accelerating Voltage (kV)	: 15.1
Beam Current (nA)	: 15.330
Magnification	: 1000
Live Time (s)	: 26
Preset Time (s)	: 300
Nb Channels	: 1024
Ev / Channel	: 10
Offset (keV)	: 0
Width (keV)	: 10

Quantitative Results

Elt	Line	Int	Error	K	Kr	W%	A%	ZAF	Formula	Ox%	Cat#
O						46.66	62.17	0.0000		0.00	0.00
Na	Ka	6.4	2.5368	0.0178	0.0075	1.30	1.21	1.7337	Na2O	1.75	0.00
Mg	Ka	16.2	4.0261	0.0267	0.0112	1.57	1.37	1.3939	MgO	2.60	0.00
Al	Ka	197.0	14.0367	0.2515	0.1060	13.57	10.72	1.2805	Al2O3	25.64	0.00
Si	Ka	431.1	20.7623	0.4986	0.2101	26.52	20.13	1.2624	SiO2	56.74	0.00
K	Ka	24.3	4.9263	0.0414	0.0174	2.02	1.10	1.1577	K2O	2.43	0.00
Ca	Ka	7.5	2.7403	0.0143	0.0060	0.67	0.36	1.1195	CaO	0.94	0.00
Fe	Ka	32.1	5.6677	0.1497	0.0631	7.70	2.94	1.2197	FeO	9.90	0.00
				1.0000	0.4213	100.00	100.00			100.00	0.00

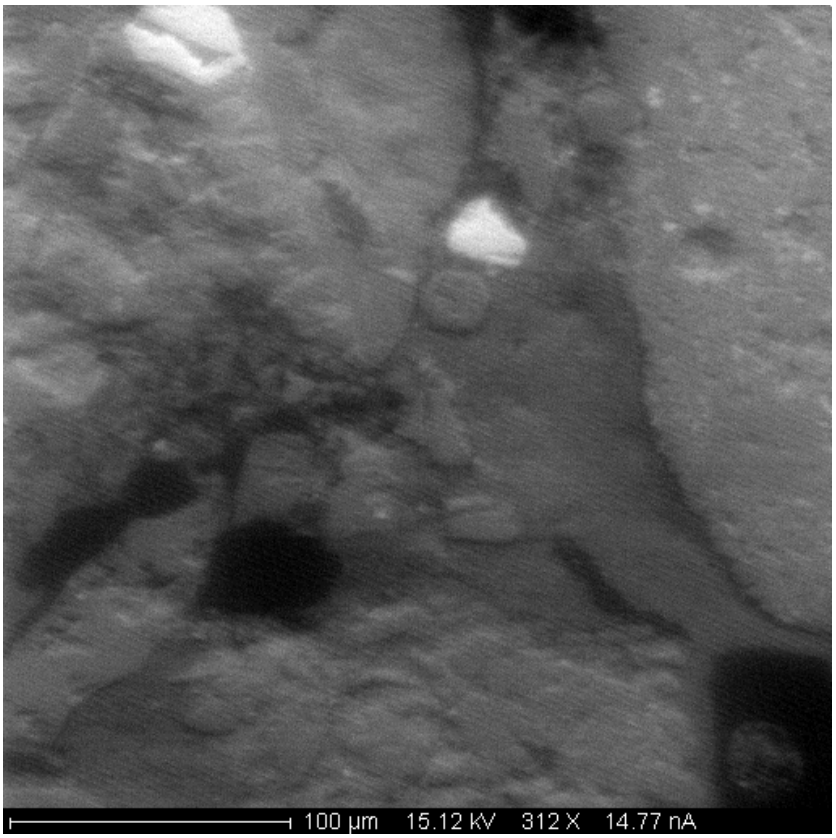


Fig. C.25: Pátina que envuelve las partículas granulares en la matriz de la 1ra depositación del Río Mapocho.

IDFix report N° 11

Company:	Departamento de Geologia
User Name:	Mauricio Belmar
USER_TITLE_TITLE	USER_TITLE
FILE_NAME_TITLE	FILE_NAME
Last Saved:	1/16/2006 4:04 PM
COMMENTS_TITLE	COMMENTS

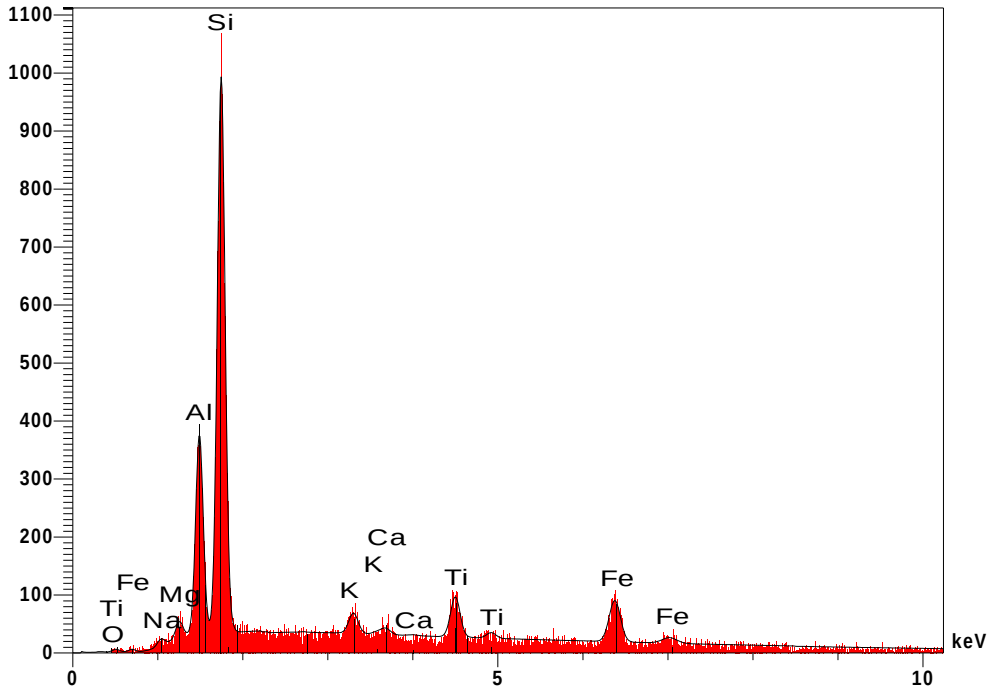


Fig. C.26: Espectro de energía dispersiva de rayos x en pátina que envuelve las partículas granulares en la matriz de la 1ra depositación del Río Mapocho.

Analysis Conditions

Accelerating Voltage (kV)	: 15.1
Beam Current (nA)	: 16.970
Magnification	: 1000
Live Time (s)	: 23
Preset Time (s)	: 300
Nb Channels	: 1024
Ev / Channel	: 10
Offset (keV)	: 0
Width (keV)	: 10

Quantitative Results

Elt	Line	Int	Error	K	Kr	W%	A%	ZAF	Formula	Ox%	Cat#
O						45.27	62.52	0.0000		0.00	0.00
Na	Ka	5.0	2.2447	0.0121	0.0053	0.97	0.93	1.8281	Na2O	1.31	0.00
Mg	Ka	12.6	3.5487	0.0179	0.0079	1.13	1.03	1.4406	MgO	1.88	0.00
Al	Ka	159.0	12.6081	0.1758	0.0772	10.04	8.22	1.3010	Al2O3	18.97	0.00
Si	Ka	458.9	21.4228	0.4599	0.2019	25.11	19.75	1.2435	SiO2	53.71	0.00
K	Ka	20.8	4.5647	0.0308	0.0135	1.54	0.87	1.1368	K2O	1.85	0.00
Ca	Ka	6.5	2.5454	0.0107	0.0047	0.51	0.28	1.0956	CaO	0.72	0.00
Ti	Ka	41.6	6.4513	0.0867	0.0381	4.50	2.07	1.1816	TiO2	7.50	0.00
Fe	Ka	51.1	7.1471	0.2062	0.0905	10.93	4.32	1.2074	FeO	14.06	0.00
				1.0000	0.4390	100.00	100.00			100.00	0.00

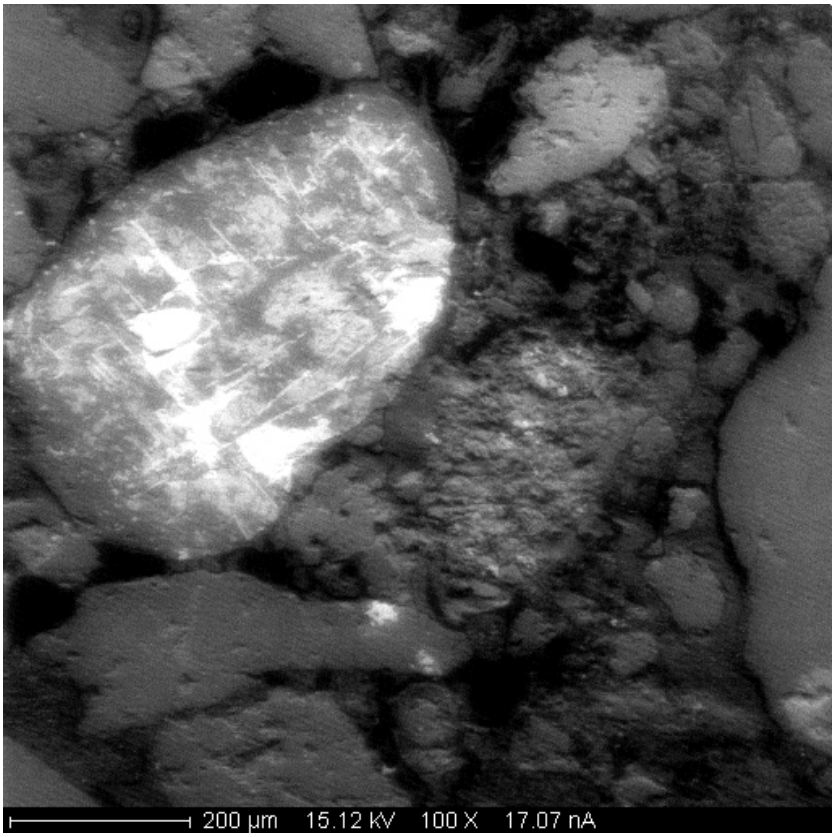


Fig. C.27: Vista general de pátina que envuelve las partículas granulares en la matriz de la 1ra depositación del Río Mapocho.

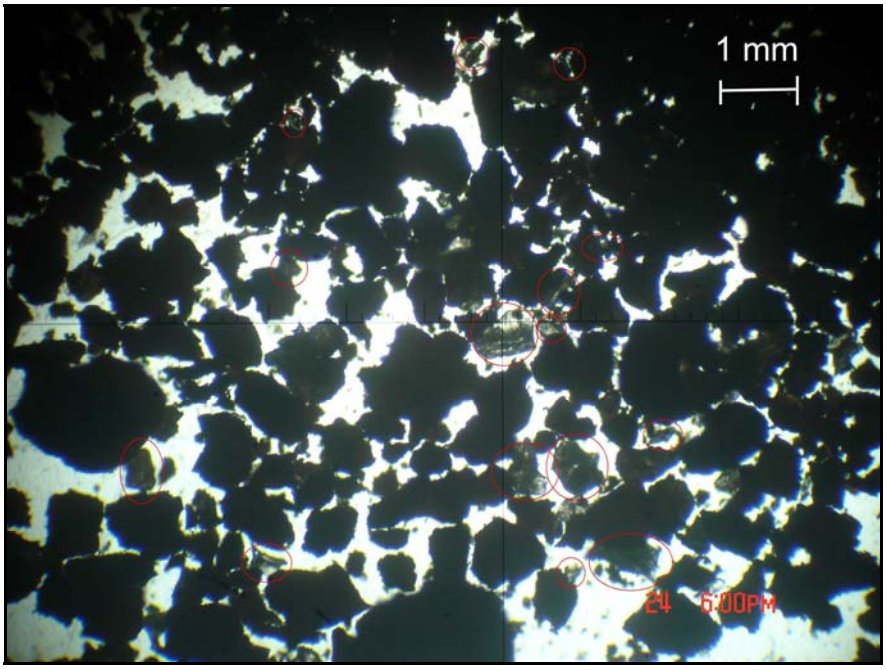


Fig. C.28: Vista general de la matriz, bajo malla N° 10, de la 1ra depositación del Río Mapocho en microscopio óptico. Partículas de vidrio encerradas en un circulo.

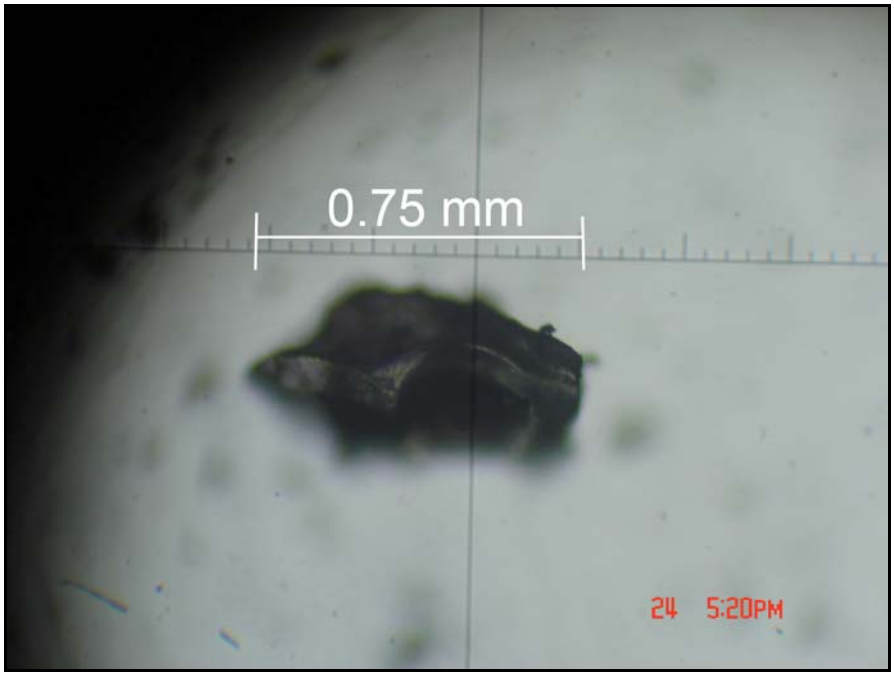


Fig. C.29: Trozo de Vidrio volcánico en microscopio óptico.

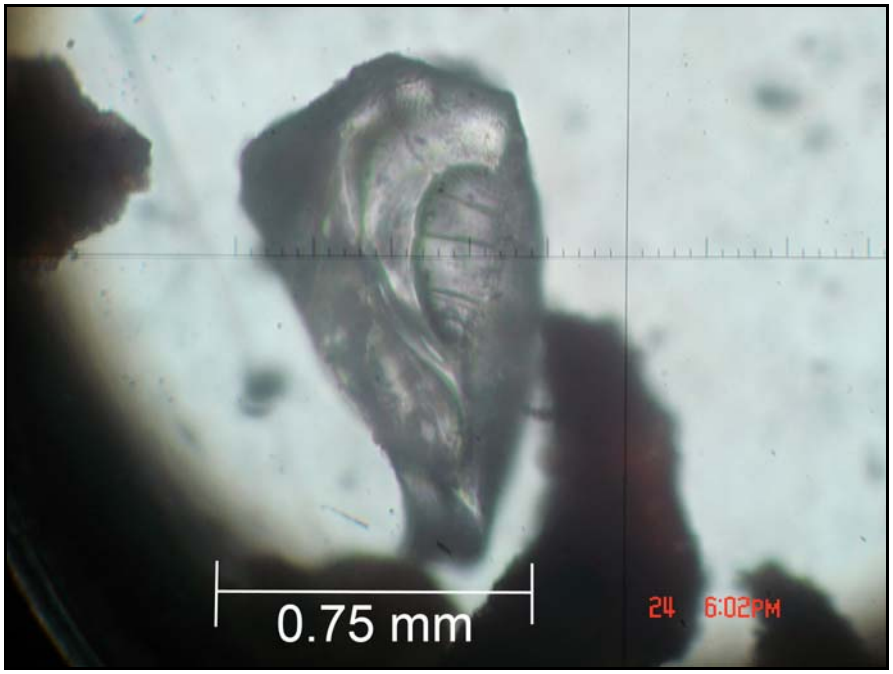


Fig. C.30: Trozo de Vidrio volcánico en microscopio óptico.

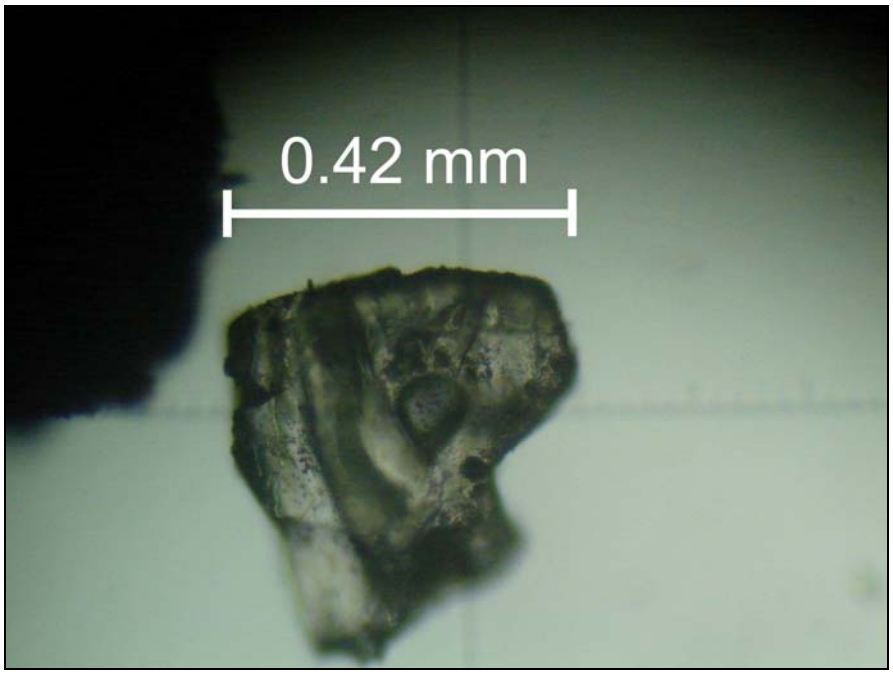


Fig. C.31: Trozo de Vidrio volcánico en microscopio óptico.

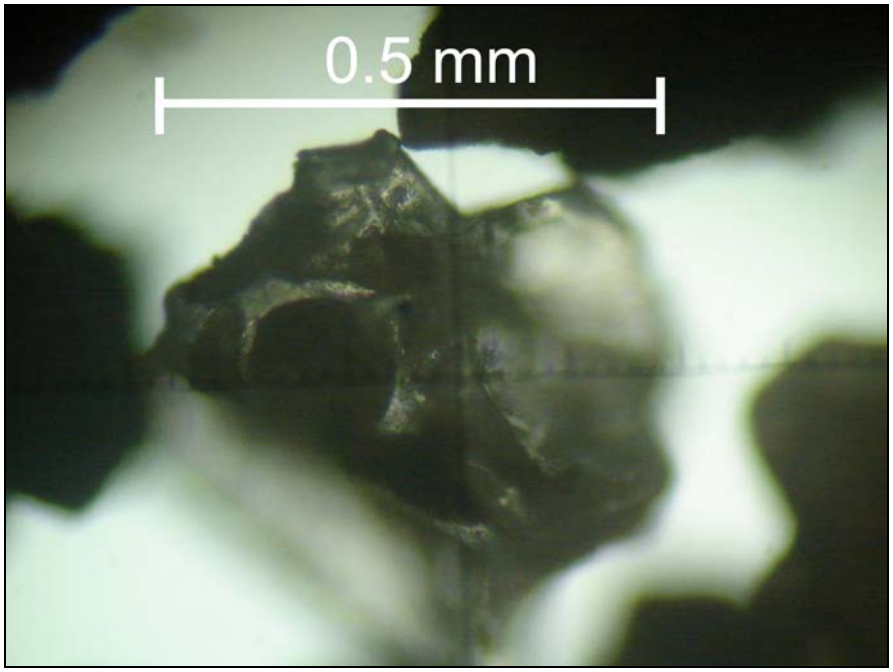


Fig. C.32: Trozo de Vidrio volcánico en microscopio óptico.

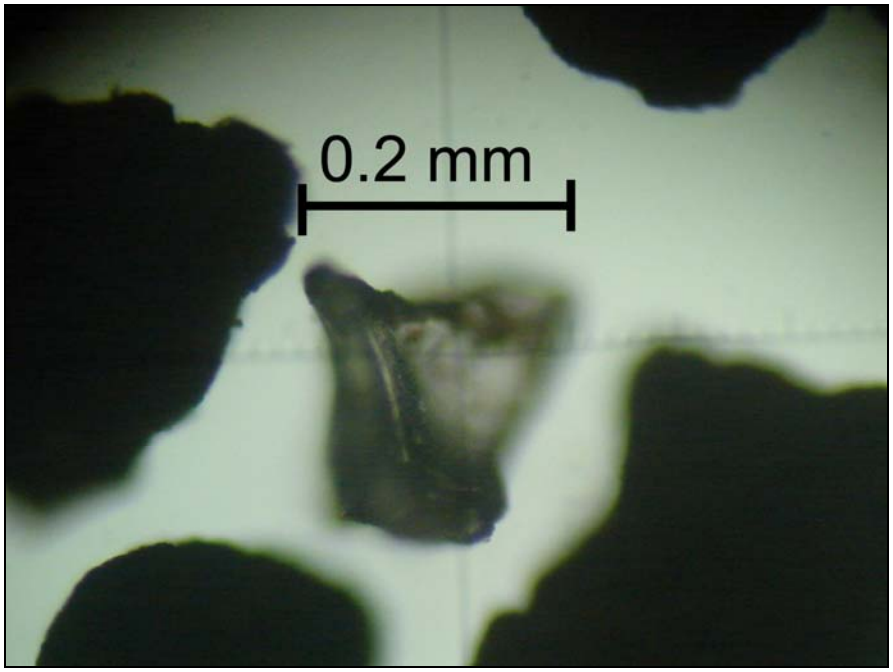


Fig. C.33: Trozo de Vidrio volcánico en microscopio óptico.

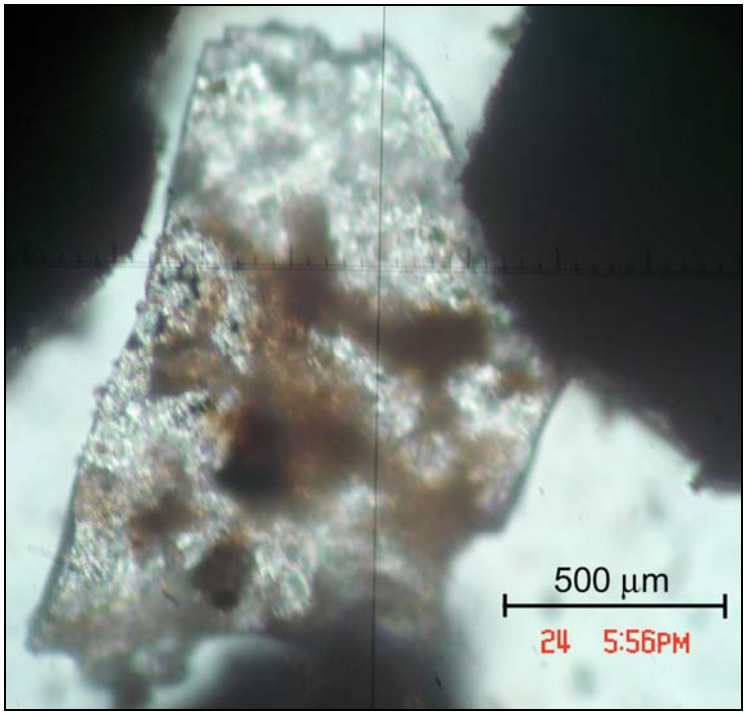


Fig. C.34: Mineral plano alterado por arcillas en microscopio óptico.

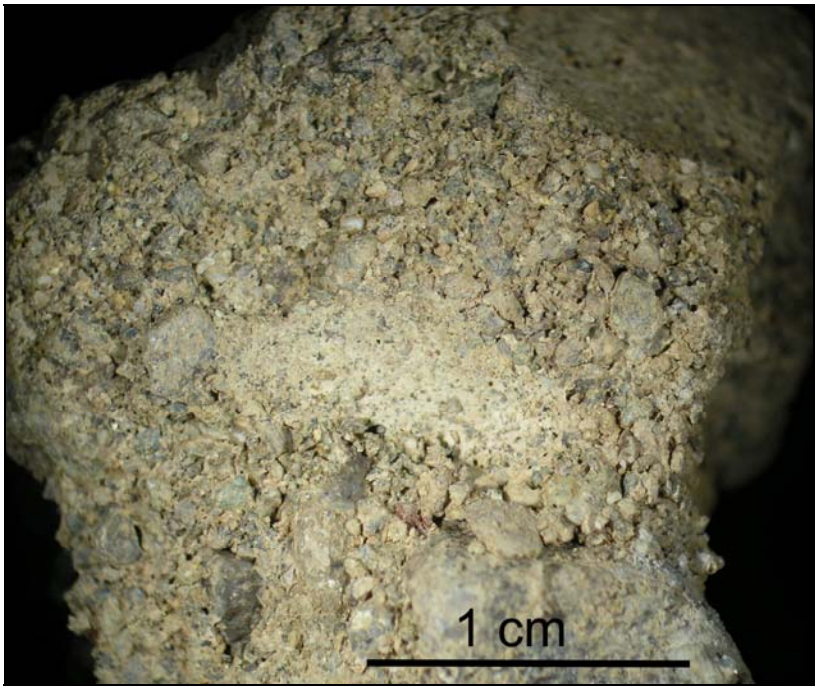


Fig. C.35: Vista general de muestra de matriz no perturbada que fue utilizada para los cortes transparentes utilizados para el análisis EDX.

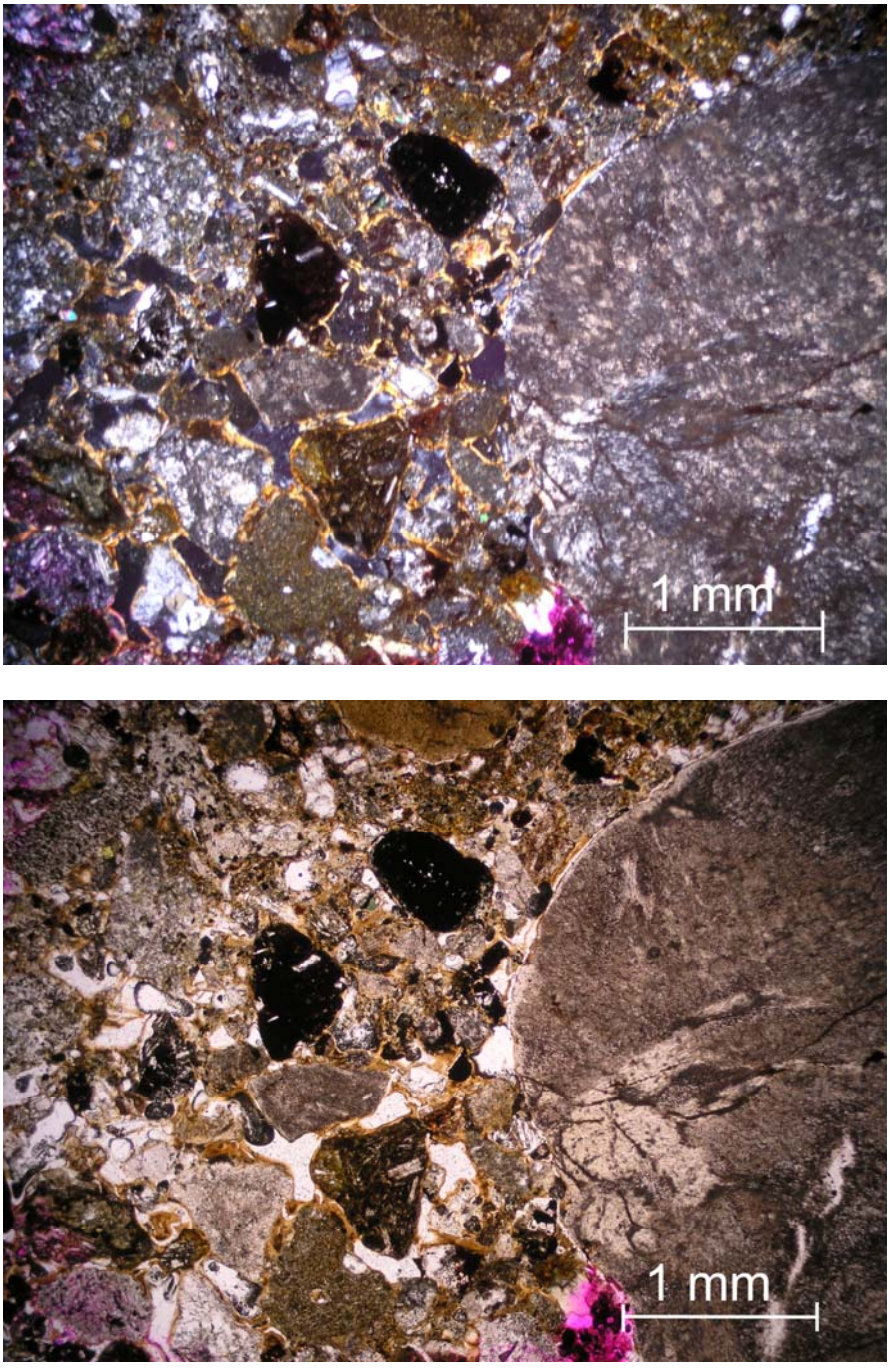


Fig. C.36: Vista de corte transparente en microcopio óptico con nicoles paralelos y nicoles cruzados.

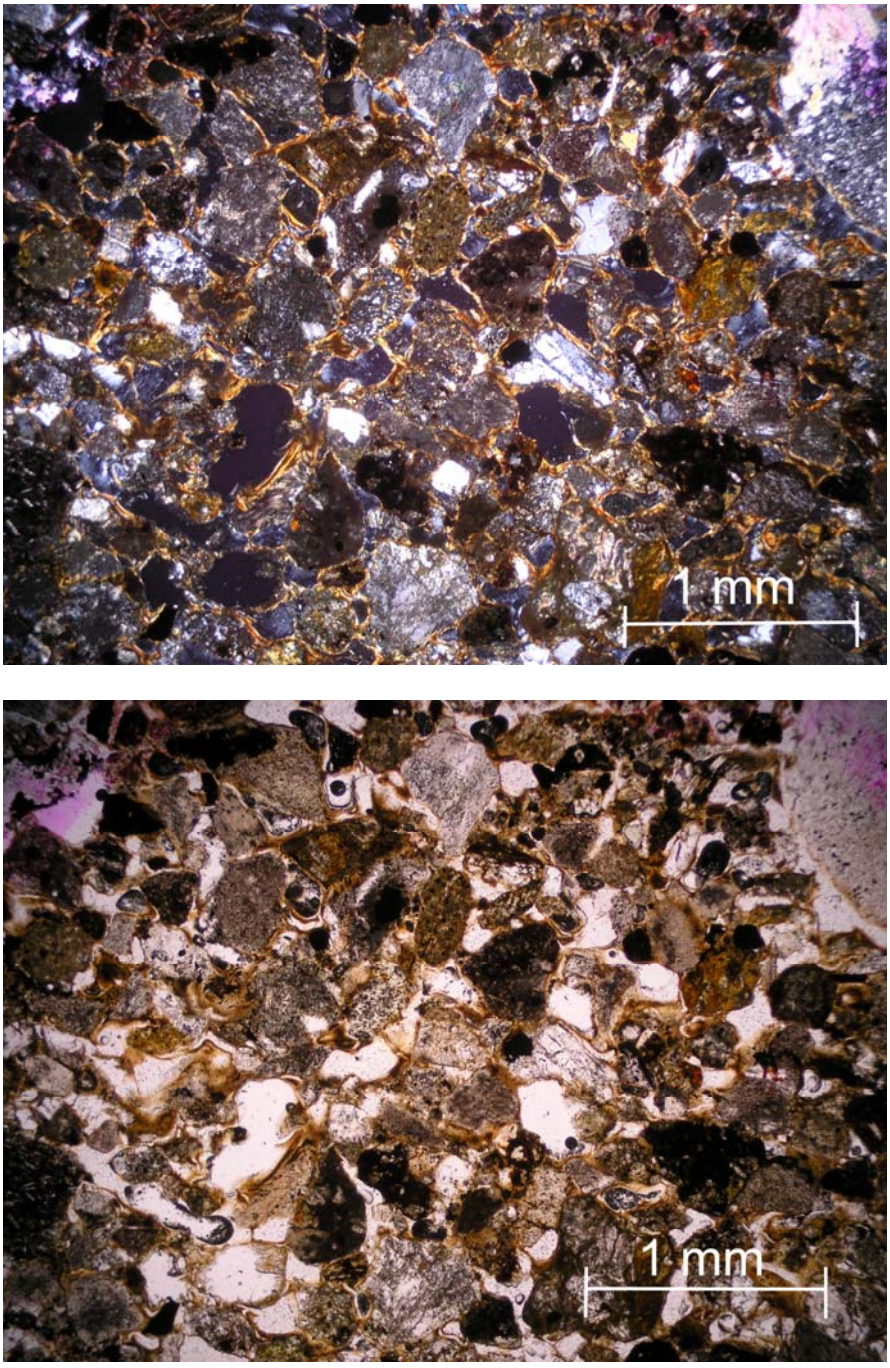


Fig. C.37: Vista de corte transparente en microcopio óptico con nicoles paralelos y nicoles cruzados.

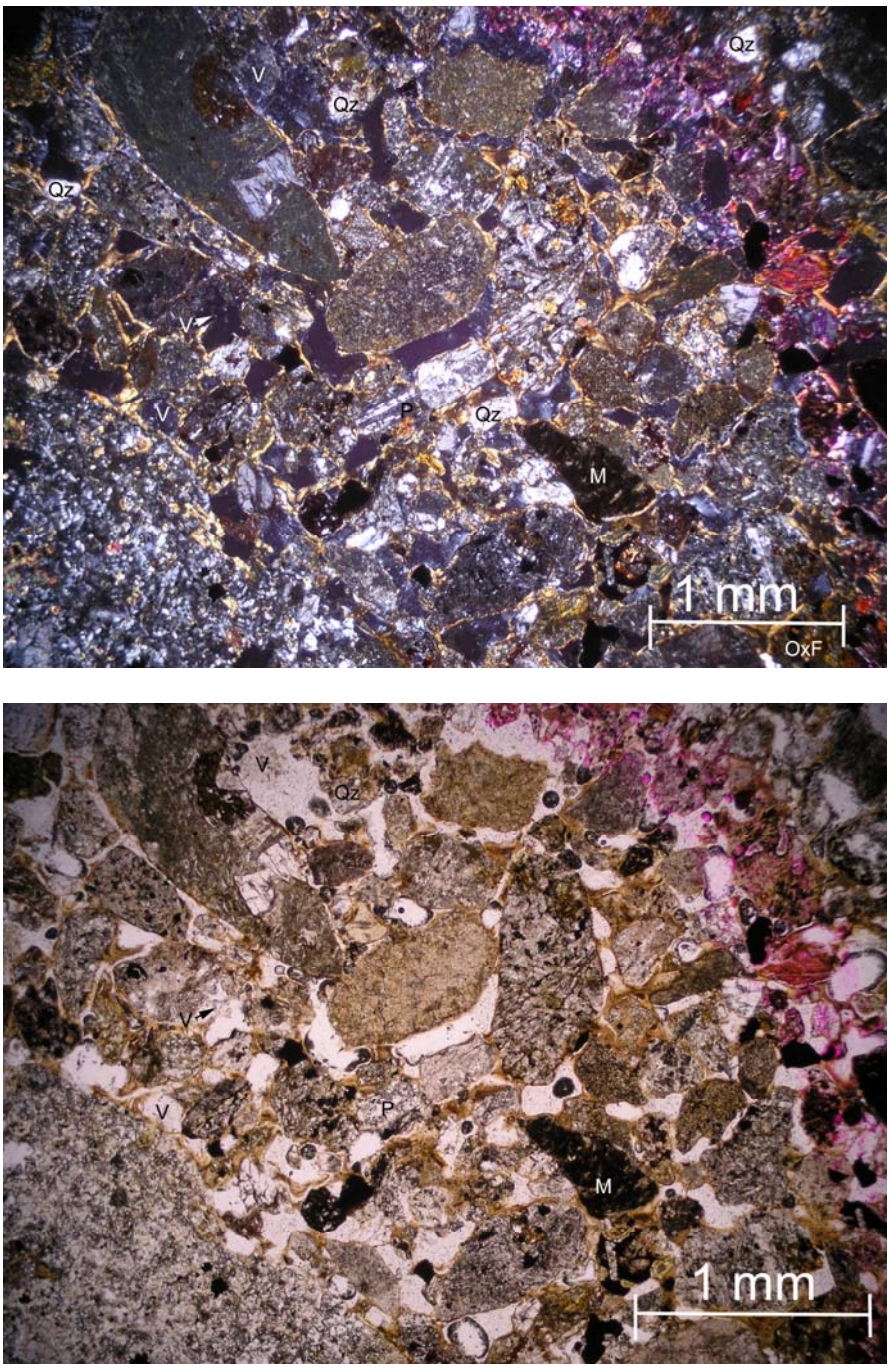


Fig. C.38: Vista de corte transparente en microcopio óptico con nicoles paralelos y nicoles cruzados.