

# CARACTERIZACIÓN GEOMECÁNICA DE SUELOS GRANULARES GRUESOS<sup>1</sup>

Ramón Verdugo<sup>2</sup> y Karem de la Hoz<sup>3</sup>

Resumen: Uno de los principales problemas cuando se enfrentan proyectos donde se involucran suelos granulares gruesos es la falta de equipos para ensayar probetas de grandes dimensiones. Luego, resulta atractiva la idea de poder utilizar la parte menos gruesa del material original y ensayar ésta como equivalente del suelo original. En este artículo se presentan resultados experimentales obtenidos en cinco suelos gruesos, aplicando la técnica de la gradación homotética, los cuales muestran la aplicabilidad y limitaciones de esta metodología. Adicionalmente, se describe la técnica de extracción de probetas “inalteradas” de 60cm de diámetro por 120cm de altura en un suelo gravoso y se presentan los resultados obtenidos en ensayos triaxiales CID como parámetros de resistencia al corte y coeficiente de empuje horizontal en reposo  $K_0$ .

**Palabras claves:** suelos granulares gruesos, gradación homotética

## GEOMECHANICAL CHARACTERIZATION OF COARSE GRANULAR SOILS

Abstract: One of the main problems to be faced in projects where coarse granular materials are involved is the lack of equipment for testing specimens of large dimensions. Then, the idea of testing only the finer part of the original material as an equivalent batch of the original soil is very attractive. In this paper, experimental results applying the parallel gradation method in five different coarse soils are presented, which show the applicability and limitations of this methodology. Additionally, the technique to retrieve “undisturbed” samples of 60cm in diameter and 120cm in height in a gravelly soil is described and the results obtained in CID triaxial tests, as shear strength parameters and at-rest lateral earth pressure coefficient  $K_0$  are presented.

**Keywords:** granular soils, parallel gradation method

### INTRODUCCIÓN

En el continente americano se desarrolla la Cordillera de Los Andes que corresponde a uno de los cordones montañosos más importantes del mundo por su altura y extensión. Este cordón montañoso se ubica a lo largo de la margen occidental de América del Sur, extendiéndose desde Colombia hasta Chile, con alturas que superan los seis mil metros. Su origen está asociado a una zona de convergencia y subducción de la placa de Nazca con la placa continental. La existencia de éste y otros cordones montañosos, sumado a los agentes geológicos que tienden a uniformizar el paisaje, han generado importantes depósitos de suelos granulares gruesos en las cercanías de estos afloramientos rocosos. Consecuentemente, en Sudamérica es posible encontrar una gran cantidad de ciudades emplazadas sobre terrenos aluvionales y fluviales constituidos por materiales gruesos como clastos rocosos, bolones y gravas inmersos en una matriz más fina que puede estar constituida por arenas, limos y arcillas. En estos materiales gruesos es necesario establecer sus propiedades geomecánicas de forma de resolver adecuadamente problemas de fundaciones, túneles viales, obras de Metro, excavaciones profundas y empujes laterales sobre subterráneos, entre otros. Adicionalmente, el uso de materiales gruesos es muy común en la construcción de grandes presas, donde una apropiada caracterización geomecánica de los suelos de grandes partículas resulta fundamental.

Desde el punto vista de la ingeniería geotécnica es posible señalar que los suelos gruesos, o de grandes partículas, presentan un buen comportamiento y comparativamente desarrollan, en general, mayor rigidez y resistencia que suelos

---

<sup>1</sup> Artículo recibido el 25 de Agosto de 2005 y aceptado el 15 de febrero de 2006.

<sup>2</sup> Profesor de Ingeniería Geotécnica, Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Chile. Avenida Blanco Encalada 2120 – 4to piso, Santiago, Chile. E-mail: [rverdugo@ing.uchile.cl](mailto:rverdugo@ing.uchile.cl)

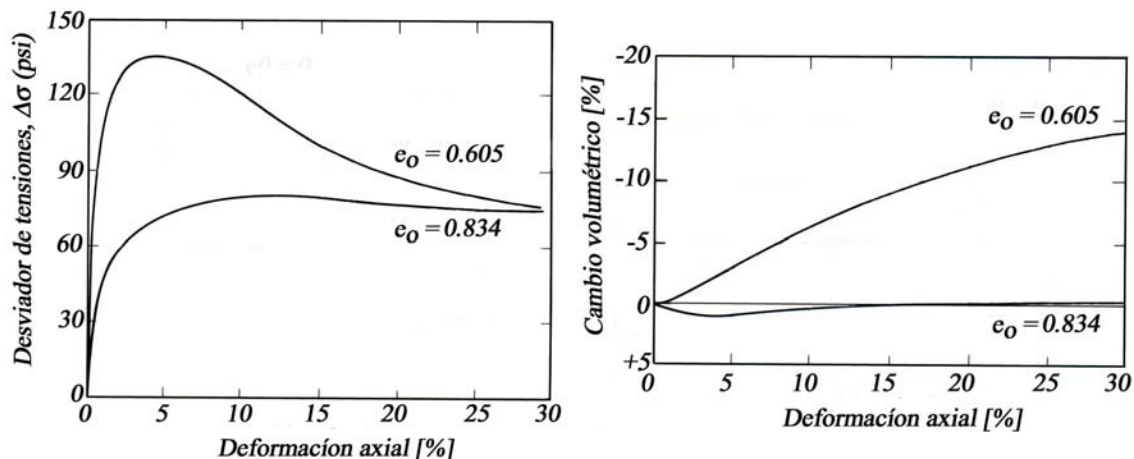
<sup>3</sup> Estudiante de Magister en Ing. Geotécnica, Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Chile.

de granos más pequeños como suelos arenosos. Sin embargo, la evaluación de sus propiedades mecánicas es dificultosa y de alto costo, por el tamaño que requieren las muestras a ser ensayadas. En la práctica hay una escasez de equipos capaces de ensayar suelos granulares con partículas de tamaños sobre 1" y además, la toma de muestras "inalteradas" es de gran complejidad técnica y por lo tanto raramente utilizada. Por lo anterior, es usual que en proyectos donde están involucrados suelos gruesos se opte por utilizar información disponible en la literatura técnica, utilizándose parámetros conservadores y además, aplicando factores de seguridad compatibles con la limitada información disponible. Este método de trabajo resulta en proyectos donde no es posible optimizar la solución debido a la carencia de parámetros geomecánicos de una calidad compatible con las herramientas numéricas actualmente disponibles. Resulta entonces relevante disponer de equipos para realizar los ensayos pertinentes, o en su defecto de metodologías que permitan evaluar las propiedades geotécnicas de los suelos gruesos de tal forma que las buenas propiedades y comportamiento de estos suelos sean establecidas y así acercarse a diseños que aprovechen al máximo las bondades de estos materiales.

Es posible señalar que la investigación en el mundo se ha desarrollado, por un lado, enfocada a la evaluación experimental de la resistencia al corte de materiales gruesos, estando su mayor aporte en la generación de una base de datos que es profusamente usada por la ingeniería práctica a través de la extrapolación de la información a otros suelos gruesos en proyectos específicos. Por otra parte, se ha llevado a cabo una línea de investigación enfocada al desarrollo de alternativas que permitan establecer los parámetros geomecánicos a partir de los resultados de ensayos en muestras "equivalentes" de menor tamaño de partículas y compatibles con los equipos disponibles, evitándose así los ensayos del suelo grueso original. En el presente artículo se analizan y aportan nuevos antecedentes en ambas líneas.

### CONCEPTOS BÁSICOS DE LA RESISTENCIA AL CORTE DE MEDIOS GRANULARES

Teniendo en consideración que, mayoritariamente, los suelos gruesos presentan permeabilidades altas y que, en general, se utilizan en un estado de densificación medio a alto, la respuesta drenada resulta ser la de mayor interés y consecuentemente será la analizada en este artículo. Con el propósito de tener una visión global de la resistencia al corte de materiales granulares sometidos a carga drenada, a continuación se presenta brevemente algunas de las principales variables que controlan la movilización de resistencia drenada. Lo primero es analizar el efecto de la densidad, para lo cual un resultado clásico se presenta en la Figura 1 (Taylor, 1948; Lambe and Whitman, 1969), donde se observa que un material granular suelto moviliza su máxima resistencia a grandes deformaciones, desarrollando una curva tensión-deformación que asintóticamente alcanza la falla. En cambio, el mismo material, pero en un estado denso, moviliza primero una resistencia pico a niveles de deformación relativamente bajos, y luego disminuye hasta desarrollar una resistencia residual a grandes deformaciones. Es importante resaltar el hecho de que el material suelto responde con deformaciones volumétricas en contracción (disminución de volumen), mientras que el material denso responde inicialmente con una pequeña deformación volumétrica en contracción para luego desarrollar una marcada dilatancia (aumento de volumen).

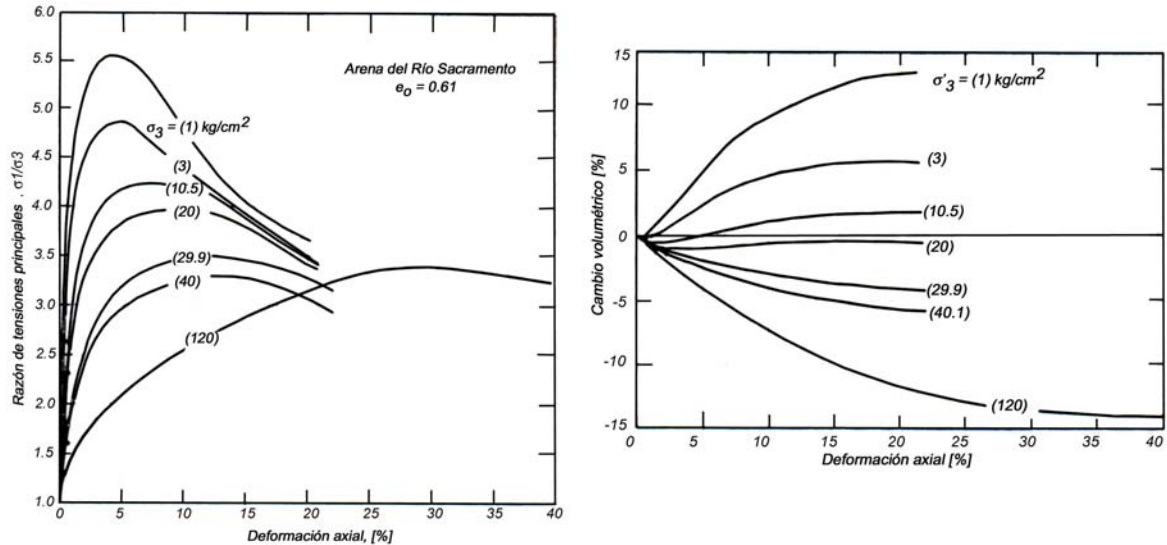


**Figura 1: Comportamiento tensión-deformación y cambio volumétrico en suelos granulares (modificado de Taylor, 1948).**

La resistencia pico que se observa en el material denso está principalmente asociada a la energía adicional requerida para desarrollar el fenómeno de dilatancia. Por otra parte, la resistencia común alcanzada a grandes deformaciones por ambos estados de densificación está asociada a un ángulo de fricción que es siempre superior al de roce entre partículas,

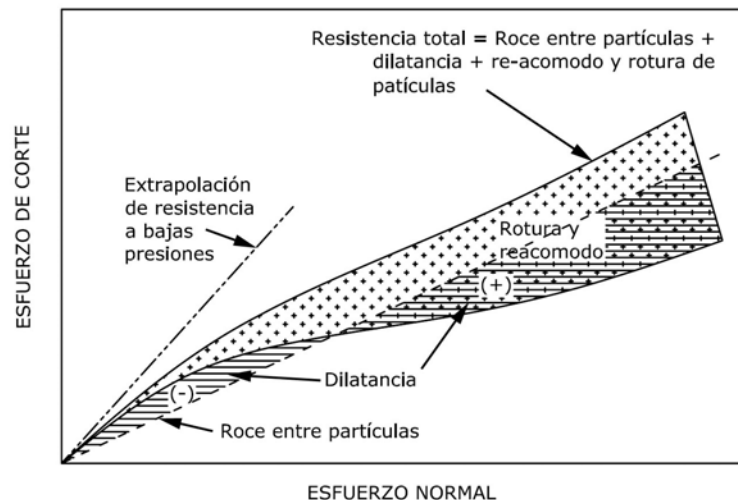
lo cual implica que esta resistencia friccionante obedece al menos a la suma de dos componentes: la fricción entre partículas más la energía adicional requerida para el re-acomodo de partículas (Rowe, 1962; Lee and Seed, 1967).

Otra variable importante en la resistencia la corte es la presión de confinamiento, que al aumentar lo suficiente anula toda dilatación, transformando hasta el estado más denso en contractivo. Este cambio en la tendencia de la deformación volumétrica se debe a la ocurrencia de una importante rotura de partícula y por lo tanto, especialmente en estados densos, el comportamiento a bajas presiones difiere del que se desarrolla a grandes presiones. Evidentemente, este cambio es gradual y depende principalmente de la dureza de las partículas y granulometría del suelo. En la Figura 2 se presentan los resultados de una serie de ensayos triaxiales realizados en un amplio rango de presiones de confinamiento sobre probetas inicialmente compactadas a un mismo estado de alta densidad. Se observa claramente que la razón de tensiones máxima disminuye al aumentar la presión de confinamiento, demostrándose con esto que el ángulo de fricción máximo es dependiente de la presión confinante.



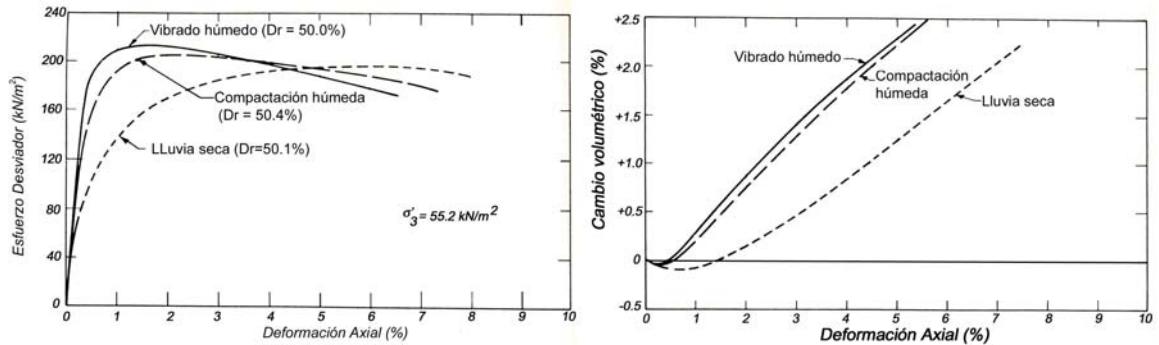
**Figura 2: Comportamiento tensión-deformación a grandes presiones (modificado de Lee y Seed, 1967).**

La interpretación clásica de las componentes del máximo ángulo de fricción movilizado se ilustra en la Figura 3, y establece básicamente tres factores: 1) roce entre partículas en los contactos, 2) dilatación, 3) re-acomodo y rotura de partículas (Lee and Seed, 1967). Esta interpretación de los factores que controlan la resistencia al corte de un medio granular considera que la resistencia generada por el roce entre partículas es constante e independiente del nivel de presión de confinamiento y que la influencia tanto del re-acomodo de partículas como la rotura de éstas, son similares. Esta interpretación es posible de modificar considerando primero que la resistencia por roce entre partículas es afectada por el nivel de presión y segundo que la energía necesaria para la rotura de partículas es significativamente mayor que aquella necesaria para el reacomodo de éstas.



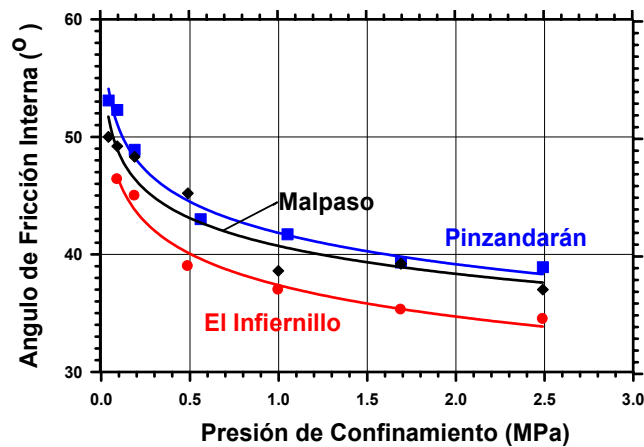
**Figura 3: Componentes la resistencia al corte (modificado de Lee and Seed, 1967).**

Otra variable importante que controla el comportamiento de todo medio particulado está asociado con la disposición de las partículas constituyentes, o estructura del suelo. En la Figura 4 se presentan resultados que dejan en evidencia el efecto de la estructura inicial en el comportamiento tensión-deformación y cambio volumétrico de un suelo (Mitchell, 1976). Consecuentemente, cuando se trabaja con el suelo en su estado natural siempre es deseable ensayar probetas “inalteradas” y por tanto es importante gastar la mayor energía disponible en esta dirección.



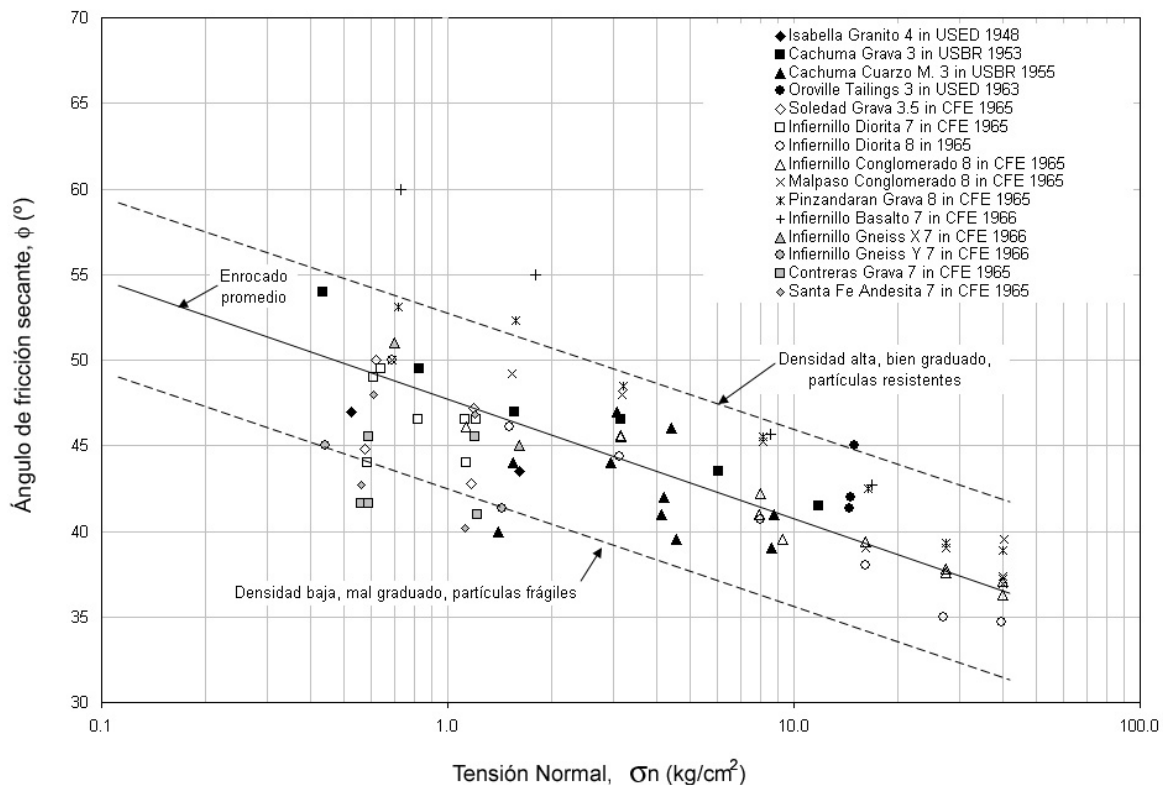
**Figura 4: Efecto de la estructura del suelo en la resistencia al corte (modificado de Mitchell, 1976).**

Entre los estudios más completos sobre la resistencia al corte de suelos gruesos, sin lugar a duda están los llevados a cabo por Marsal y colaboradores en México en la década de los 60s. Por ejemplo, en la Figura 5 se presentan las variaciones del ángulo de fricción máximo obtenidos por Marsal (1980) en ensayos triaxiales en compresión, utilizando materiales gruesos de diferente origen y cubriendo un amplio rango de presiones de confinamiento. De estos datos resulta evidente la curvatura que deben presentar las envolventes de falla. El hecho de que el ángulo de fricción movilizado en la falla disminuya de manera importante cuando los niveles de presión confinante aumentan, estaría principalmente asociado a la rotura de partículas. Luego, si se tiene presente que en problemas donde se involucran materiales gruesos es usual que los niveles de sollicitación y confinamiento sean elevados, resulta especialmente relevante para todo efecto práctico tener en consideración la variación de resistencia que se genera de acuerdo a los niveles de tensión involucrados.



**Figura 5: Efecto de la presión de confinamiento en el ángulo de fricción interna (Marsal, 1980).**

Un muy útil resumen de valores del ángulo de fricción interna en función del nivel de presión confinante para diferentes materiales granulares fue publicado por Leps (1970), el cual se reproduce sólo para materiales de enrocado en la Figura 6. Es interesante observar que el ángulo de fricción interna movilizado a bajas presiones de confinamiento puede sobrepasar los 55°, pero para presiones altas en torno a los 4 MPa, el ángulo de fricción interna disminuye a un valor medio de 37°. Estos resultados son indicativos de la alta resistencia drenada que los materiales gruesos pueden desarrollar y justifican el desarrollo de metodologías que permitan estimar económica y racionalmente los parámetros de resistencia al corte, de forma de optimizar los diseños donde se involucran este tipo de suelos.



**Figura 6: Ángulo de fricción interna para enrocados (modificado de Leps, 1970).**

## ENSAYO DE MATERIAL GRUESO EN PROBETAS “INALTERADAS” DE GRAN TAMAÑO

En el caso particular de Chile, con gran parte del territorio limitado al Este por la Cordillera de los Andes y al Oeste por la Cordillera de la Costa, la existencia de depósitos de materiales gruesos de gran espesor constituidos por partículas que van desde grandes bloques a gravas arenosas, es importante. Además, la Cordillera de los Andes es una enorme fuente de recursos hídricos por lo que son habituales proyectos de construcción de grandes embalses. Consecuentemente, debido a la real necesidad de estudiar y caracterizar suelos de grandes partículas, en el Instituto de Investigaciones y Ensayos de Materiales (IDIEM) de la Universidad de Chile, se construyó en el año 2001 un triaxial de gran escala que permite el ensayo de probetas de hasta 1 m de diámetro y 2 m de altura. Tal como se aprecia en la Figura 7, este equipo básicamente consiste de un marco de acero autobloqueante, una cámara metálica de presión, un sistema de presurización hidráulico, un sistema de carga axial y un sistema completo de transductores y captura electrónica de datos. La máxima presión de cámara es de 3 MPa, y la capacidad de carga axial es de 2 mil toneladas generada a través de cuatro pistones hidráulicos. Electrónicamente es posible medir la presión de poros, variación de volumen, presión de cámara, deformación axial, deformación radial y carga axial. La celda de carga está instalada al interior de la cámara triaxial, directamente sobre la probeta, de forma de evitar el error por fricción del pistón de carga.

Concientes de que la estructura o fábrica de un suelo afecta la respuesta mecánica, en un proyecto de túnel del Metro de Santiago, en un sector de material aluvional con partículas de tamaño máximo 18 cm y un contenido de finos de 34% de arcilla de baja plasticidad (Figura 8), se optó por ensayar probetas en su condición de depositación natural, lo que obligó a recurrir a la extracción de probetas “inalteradas”. Con este propósito se desarrolló una metodología de extracción que se ilustra en la Figura 9 y se explica brevemente a continuación: a) primero en una banqueta en la frente del túnel se realizó una excavación manual inmediatamente por debajo de la masa de suelos que constituye la probeta. El techo de esta excavación corresponde a la base de la probeta y por tanto a este techo se acopló, mediante un pistón mecánico, al pedestal metálico inferior donde descansa la probeta en la celda triaxial. b) Fijado el pedestal inferior se dio inicio a la excavación perimetral de la probeta. Este proceso fue desarrollado en dos etapas, una primera destinada a generar una probeta de dimensiones mayores y luego la segunda, de tallado más fino de modo de ir rebajando y generando la forma cilíndrica y uniforme final de la probeta. c) Terminado el tallado de la probeta se colocó la membrana de caucho en contacto directo con la probeta (esta membrana corresponde a la membrana de ensayo), más un tubo de un diámetro mayor al de la probeta. El espacio entre probeta y tubo fue rellenado con arena. Posteriormente se

colocaron el pedestal superior y la placa de levante superior, con lo que la probeta quedó en condiciones de ser transportada.

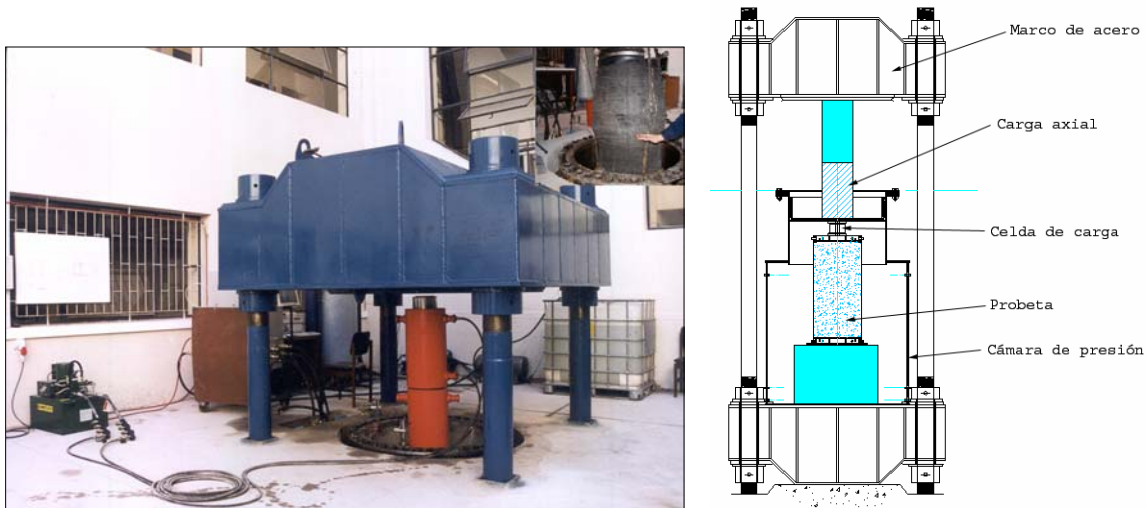


Figura 7: Triaxial a gran escala en IDIEM, Universidad de Chile.

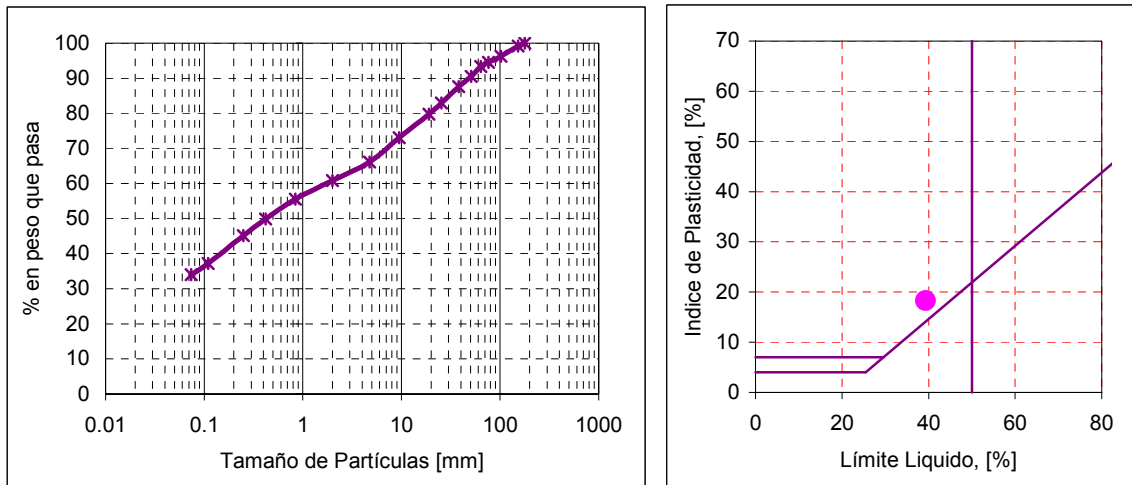
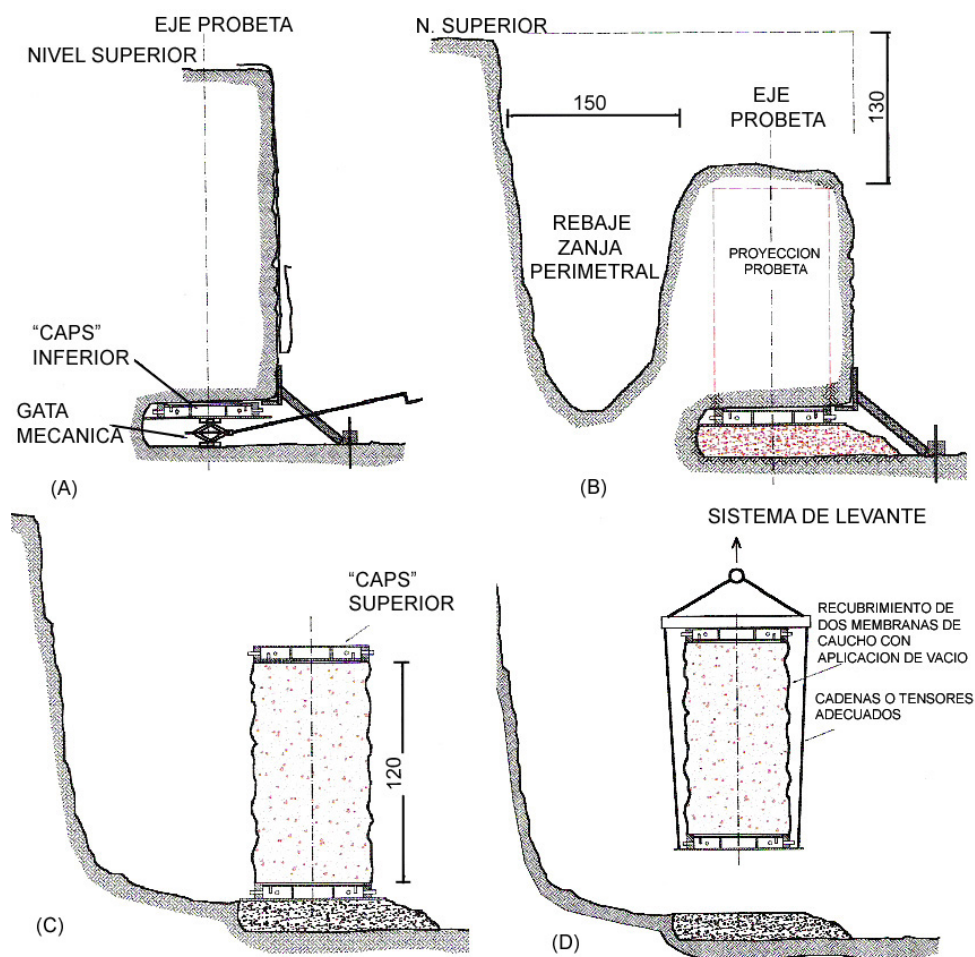


Figura 8: Distribución granulométrica y plasticidad de material aluvional.

Todos los procesos de consolidación isotrópica se realizaron mediante incrementos de presión de confinamiento de  $0.5 \text{ kg/cm}^2$ , verificándose en cada paso la estabilización de las deformaciones experimentada por las probetas. A continuación se aplicó la sollicitación axial en incrementos de carga constante. Cada incremento de carga se mantuvo por un periodo de tiempo de 20 minutos, antes de aplicar el siguiente incremento de carga. El número de total de incrementos de carga se trató fuese del orden de 15, lo cual fue prácticamente logrado en todos los ensayos. La falla de cada probeta quedó establecida cuando no fue posible aplicar el siguiente incremento de carga debido a que la probeta respondió con una gran deformación axial.

El procedimiento de ensayo de  $K_0$  consistió primero en aplicar un proceso de carga isotrópica hasta una presión de cámara de  $\sigma'_o = 1 \text{ kg/cm}^2$ . Luego, en forma incremental se procedió a aumentar la carga vertical neta y simultáneamente la carga horizontal, sujeto a la condición de impedir que se produjese deformación horizontal de la probeta. Esto último fue continuamente verificado a través un cinturón electrónico de medición del cambio de perímetro de la probeta. Bajo esta condición de deformación horizontal nula, la variación de las tensiones verticales y horizontales se llevó a efecto hasta alcanzar una presión horizontal de  $8 \text{ kg/cm}^2$ . Luego, se procedió con un ensayo triaxial drenado convencional en compresión, para lo cual se mantuvo constante la presión de cámara y se aplicó un aumento de la sollicitación vertical hasta alcanzar la rotura de la probeta.





**Figura 9: Secuencia de extracción de probetas. (a) Excavación inferior (b) Excavación perimetral (c) Final del tallado de probeta d) Levante y transporte de probeta tallada.**

Aquí es muy importante referirse a una situación particular que necesariamente ocurre al trabajar en probetas “inalteradas” extraídas a una profundidad importante como es este caso. Al ser sacada la probeta de su condición natural en terreno, se modifica su estado tensional in-situ, produciéndose así un estado de descarga que necesariamente produce una deformación horizontal,  $\delta_0$ , cuyo valor es desconocido. Por otra parte, el ensayo para evaluar el coeficiente  $K_0$  consiste en realizar un proceso de carga manteniendo la deformación horizontal nula, lo cual es sólo posible adoptando como dimensión de referencia, la condición inicial de la probeta en su estado en el laboratorio, la cual ya presenta la deformación  $\delta_0$  por haber sido descargada desde su estado tensional in-situ. Esta situación hace prever que las mediciones resultantes están desplazadas en un incremento de carga horizontal,  $\Delta\sigma_{\text{horizontal}}$ , correspondiente al incremento de sollicitación horizontal adicional que anularía la deformación horizontal inicial  $\delta_0$ . Consecuentemente, los resultados obtenidos deben ser analizados con esta consideración y por lo tanto el coeficiente de empuje horizontal en reposo debe ser calculado a partir de los datos experimentales como:

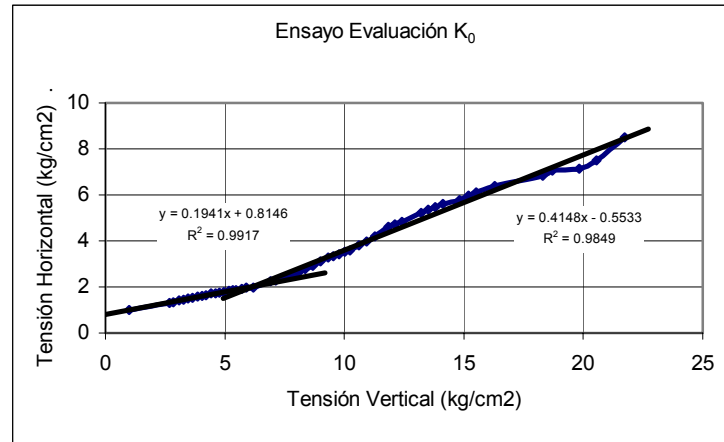
$$K_0 = \frac{\Delta\sigma_{\text{horizontal}}}{\Delta\sigma_{\text{vertical}}}$$

En la Figura 10 se presentan los resultados de tensión vertical versus tensión horizontal obtenidos durante el ensayo de medición del coeficiente  $K_0$ . Se observa claramente un cambio de comportamiento en torno a una presión vertical del orden de 620 kPa. Este nivel de presión se estima está asociado a una situación de pre-consolidación del terreno, pues en su estado actual, la carga vertical es del orden de  $\sigma_{v \text{ in-situ}} = 360$  kPa.

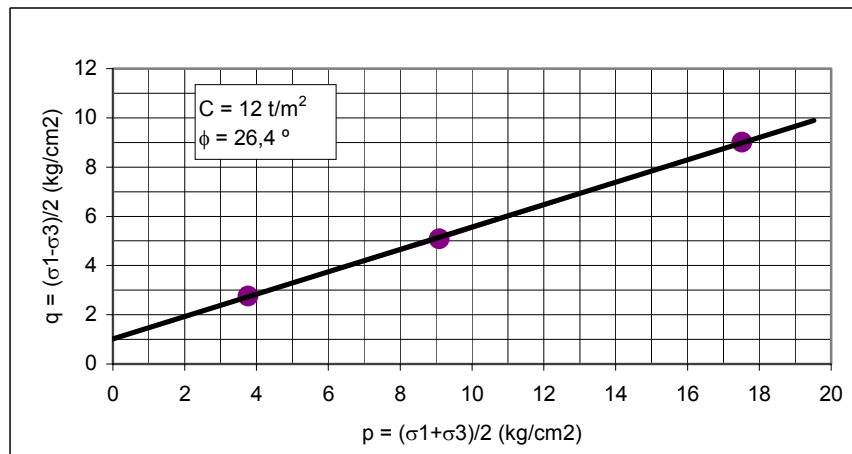
Para la zona en carga virgen, resulta directo un valor del coeficiente de empuje horizontal en reposo de  $K_0 = 0.41$ . Por otra parte, para la zona preconsolidada se observa un valor variable del coeficiente en reposo, aumentando con el

nivel del pre-consolidación. Considerando que la tensión vertical in-situ actualmente es del orden de 360 kPa, resulta posible estimar para este estado tensional un valor del coeficiente de empuje horizontal en reposo de  $K_0 = 0.57$ .

Por otra parte, los resultados de la resistencia máxima obtenidos de los ensayos triaxiales se presentan en un diagrama q-p en la Figura 11, definiéndose la envolvente de falla de este material granular por medio de los parámetros de resistencia al corte: cohesión,  $c = 12 \text{ t/m}^2$  y un ángulo de fricción interna de,  $\phi = 26.4^\circ$ . Estos valores son consistentes con un suelo de importante matriz de suelo fino que controla el comportamiento global y que está preconsolidada.



**Figura 10: Medición del Coeficiente de Empuje en Reposo  $K_0$  de material aluvional.**



**Figura 11: Envolvente de falla de material aluvional.**

## MÉTODOS DE ENSAYO ALTERNATIVOS EN MUESTRAS COMPACTADAS

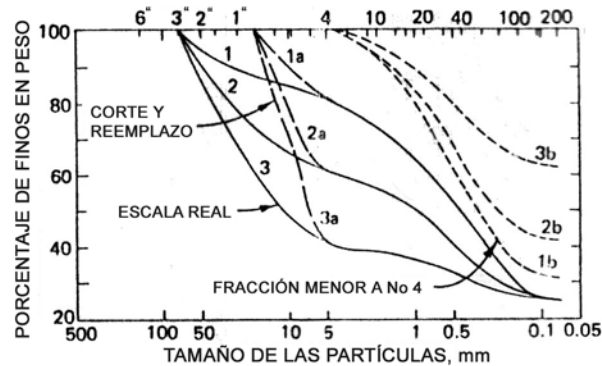
Aceptando la realidad de que no siempre los plazos ni la magnitud de los proyectos son compatibles con la ejecución de ensayos de gran escala, se hace fundamental para estos casos disponer de metodologías que permitan, utilizando ensayos de escala convencional, estimar racionalmente los parámetros de resistencia al corte de un material grueso. A continuación se describen tres alternativas experimentales propuestas en la literatura tendientes a definir la muestra “equivalente”, de granulometría más fina, que movilizaría similar resistencia que el material grueso que se desea caracterizar.

Método de la granulometría homotética: Lowe (1964) parece haber sido el primero en proponer ensayar muestras de menor tamaño de partículas que el suelo original, utilizando muestras con una curva granulométrica paralela a la del material grueso original que se desea evaluar. Es decir, la muestra “equivalente” de menor tamaño de partícula a ser ensayada corresponde a aquella de granulometría homotética a la del material grueso en investigación (Marachi, et al., 1972; Varadarajan et al., 2003; Verdugo et al., 2003). Este procedimiento tiene sentido cuando las muestras homotéticas resultantes no superan un contenido de finos del 10-12% y cuando variables como mineralogía, dureza y forma de las partículas, son similares, independientemente del tamaño de las partículas. Estas variables han sido estudiadas por



diferentes investigadores y ciertamente controlan la respuesta de un medio particulado (Al-Hussaini, 1983; Cho et al., 2005; Santamarina and Díaz-Rodríguez, 2003; Santamarina and Cho, 2004, entre otros)

**Método de corte y reemplazo:** en este caso las partículas que no pueden ser ensayadas en equipo tradicional son removidas y reemplazadas por un porcentaje igual en peso de las partículas más pequeñas, como lo muestran las granulometrías de la Figura 12. Se asume que los resultados de los ensayos realizados en especímenes más pequeños son comparables a los que se deberían obtener en especímenes de mayor tamaño en los cuales se ensaya todo el material a escala real. 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%). Los datos reportados indican que este procedimiento presenta un mejor resultado para granulometrías con un porcentaje de grava mayor a 40%. Aun cuando existen algunos datos indicando que este método funciona, no existe ningún fundamento que justifique su utilización.



**Figura 12: Granulometrías generadas por método de corte en malla N°4 y reemplazo (Donaghe y Torrey, 1979).**

**Método de la matriz:** este método desarrollado por Siddiqui y colaboradores (1987) asume que la resistencia al corte de un material es controlado por la matriz del suelo y que el sobretamaño no afecta la respuesta global. Se define como partículas de sobretamaño a todas aquellas que son muy grandes para ser incluidas en un ensayo tradicional. Este método parece razonable en aquellos casos en que las partículas de sobre tamaño no se encuentran en contacto unas con otras y se encuentran “flotando” dentro de la matriz. La hipótesis central del método es que la densidad de la matriz de campo lejano es la que controla la resistencia al corte estática y por tanto la clave del método está en estimar la densidad de la matriz a la cual realizar los ensayos. Esta densidad es la de la matriz que se encuentra lejos de las partículas de sobre tamaño (Siddiqui et al., 1987; Siddiqui and Fragaszy, 1991; Fragaszy et al., 1990; 1992). Un potencial inconveniente de este procedimiento es que no siempre las partículas más gruesas están sin contacto efectivo entre ellas y por otro lado, frente al desarrollo de un plano de falla, las partículas más gruesas “flotantes” o no, tienen un efecto en la resistencia global al corte. Adicionalmente, la evaluación de la densidad de la matriz de campo lejano no es directa.

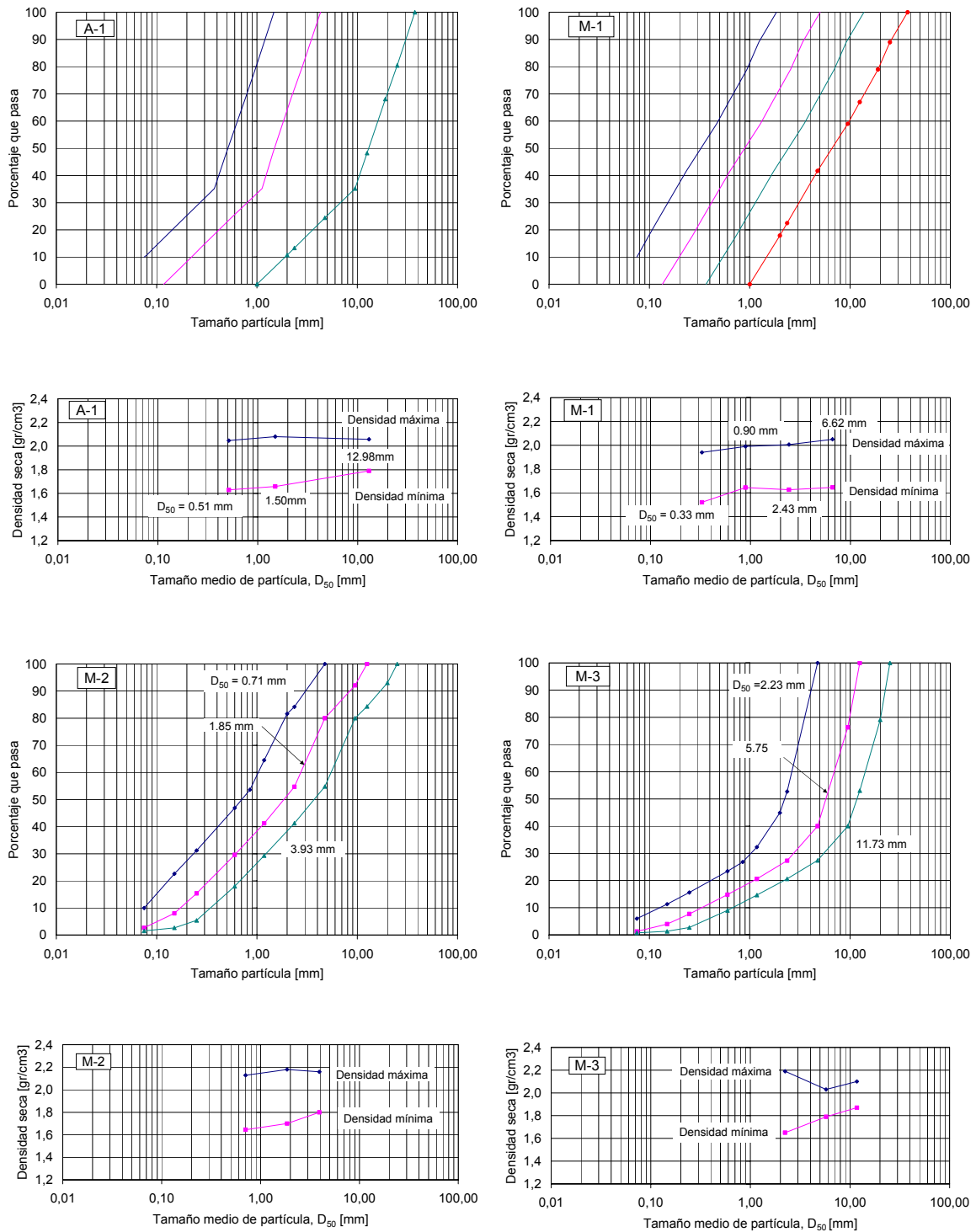
Considerando las ventajas y desventajas de estas metodologías, se eligió el método de granulometrías paralelas para investigar su capacidad de estimar las características geomecánicas de suelos gruesos. A continuación se presentan los resultados obtenidos en el laboratorio de Ingeniería Geotécnica de la Universidad de Chile.

## MATERIALES ENSAYADOS

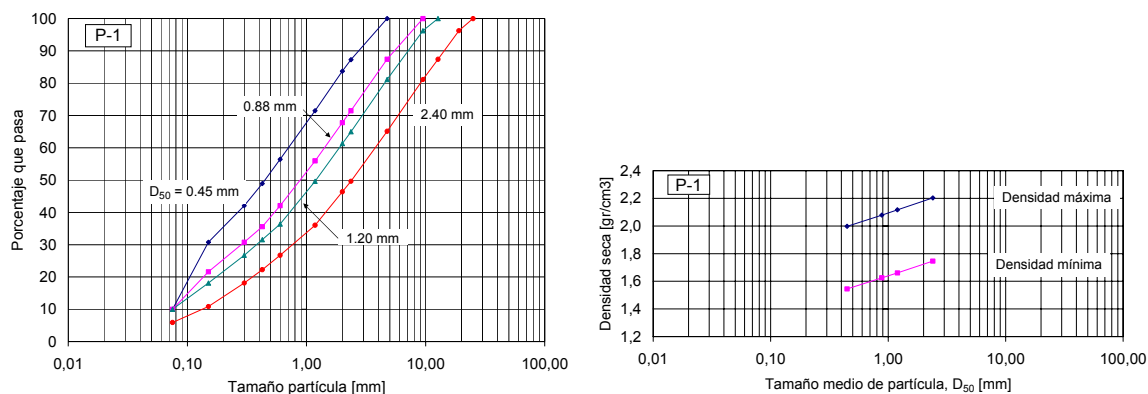
Fueron ensayadas cinco muestras de suelos gravosos diferentes, las cuales se identificaron como A-1, M-1, M-2, M-3 y P-1. Estos materiales granulares fueron extraídos de lechos de ríos chilenos y pueden ser considerados suelos fluviales. La muestra M-1, si bien es de río, fue obtenida de una planta de áridos y por ende esta muestra contiene partículas quebradas mecánicamente, las cuales son de forma angulosa. Cada una de estas cinco muestras fue utilizada como suelo prototipo, a partir de las cuales se generaron artificialmente nuevas muestras de granulometrías paralelas y de partículas más pequeñas. El contenido de finos fue limitado a un valor máximo de 10%, pues se estima que una mayor cantidad de finos disminuirá definitivamente las propiedades mecánicas, no pudiendo reproducir el comportamiento del suelo grueso original. Esto significó que en los suelos P-1 y M-2 no se lograra una gradación totalmente paralela en las muestras de menor tamaño de partículas.

Las densidades máxima y mínima de cada suelo y sus respectivas nuevas muestras de gradación homotética fueron determinadas utilizando los procedimientos de la ASTM. Las curvas granulométricas y las densidades máximas y

mínimas se presentan en la Figura 13. Es interesante observar que en el caso donde las granulometrías de las nuevas muestras son totalmente paralelas (A-1, M-1, M-2, y M-3), las densidades máxima y mínima son relativamente independientes del tamaño medio,  $D_{50}$ . Mientras que cuando las granulometrías no son totalmente paralelas (P-1), existe un claro efecto del tamaño medio en las densidades máxima y mínimas.



**Figura 13 a: Granulometrías y densidades máximas y mínimas de A-1, M-1, M-2 y M-3.**



**Figura 13 b: Granulometría y densidades máximas y mínimas de P-1.**

## PROCEDIMIENTO DE ENSAYO

Series de ensayos triaxiales CID fueron llevados a cabo a presiones de confinamiento en un rango de 20 a 600 kPa. Dependiendo del tamaño máximo de partícula se utilizaron probetas triaxiales de 5, 10 y 15 cm de diámetro. Todas las probetas tienen una razón alto/diámetro de 2. Todos los ensayos fueron realizados a deformación controlada a una velocidad de 0.1 %/min. Se consideró que las muestras estaban saturadas cuando se alcanzó un valor del parámetro B de Skempton superior al 95%.

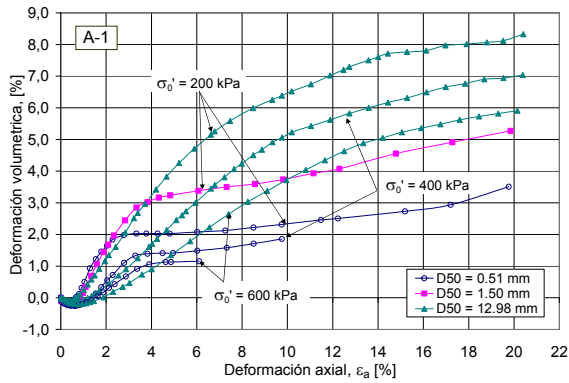
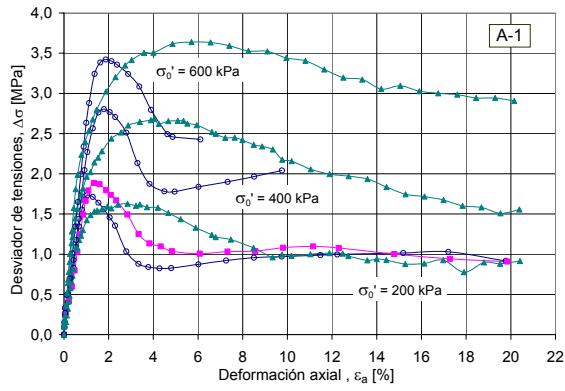
Las probetas fueron preparadas por el método de compactación húmeda utilizando agua destilada en una proporción del 5% del peso seco. Las muestras A-1, M-1 y P-1 fueron compactadas inicialmente a una densidad relativa de 80%, mientras que las muestras M-2 y M-3 fueron compactadas inicialmente a una densidad relativa del 70%. El suelo fue compactado dentro de un molde en seis capas de igual altura y cantidad de suelo húmedo.

## CURVAS TENSIÓN-DEFORMACIÓN Y DEFORMACIÓN VOLUMÉTRICA

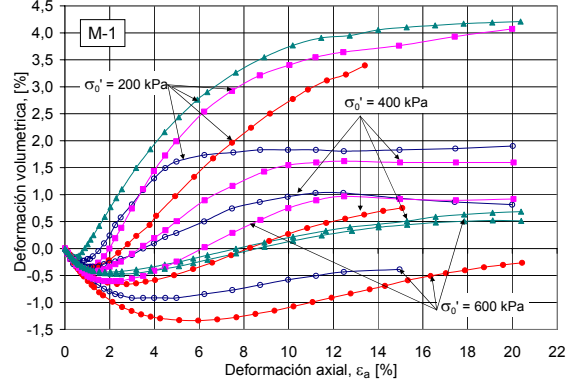
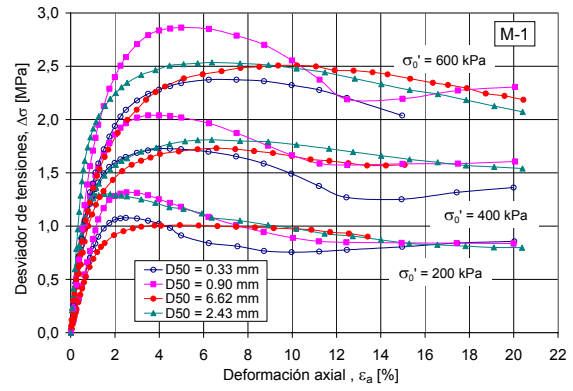
Las curvas tensión-deformación y de deformación volumétrica de los cinco materiales que fueron ensayados a diferentes presiones de confinamiento se presentan en las Figuras 14 a 18. Se puede observar que tanto la resistencia máxima como la rigidez y las curvas de deformación volumétrica son similares en las series con muestras de granulometría paralela, especialmente en las muestras M-2 y M-3. Una diferencia de comportamiento ocurre en el suelo P-1, que puede ser explicado por la restricción adoptada en el contenido de finos, la cual genera una muestra “equivalente” con una granulometría no perfectamente paralela al suelo original. Adicionalmente, es necesario señalar que las partículas más gruesas del suelo P-1 son de forma más alargadas que las partículas de menor tamaño.

Considerando que todos los ensayos fueron realizados en probetas compactadas a una densidad relativa inicial de 70-80% y en un rango de presiones de confinamiento entre 20 y 600 kPa, 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 se presentan en la Figura 19 en función de la presión de confinamiento, observándose mayor dispersión en las muestras M-1 y A-1. Sin embargo, aún en estas muestras es posible dibujar una única curva que relaciona  $E_{50}$  con la presión confinante. Estos resultados aportan antecedentes en la dirección que las granulometrías paralelas son capaces de capturar la esencia de la respuesta mecánica de los suelos.

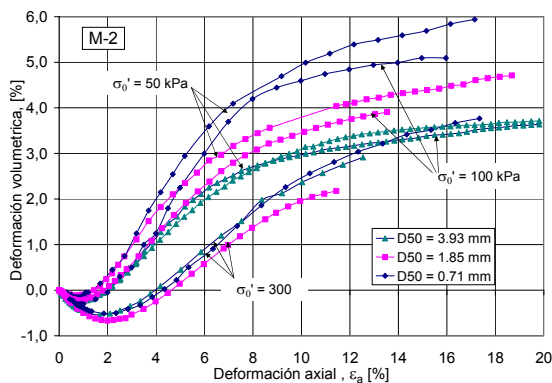
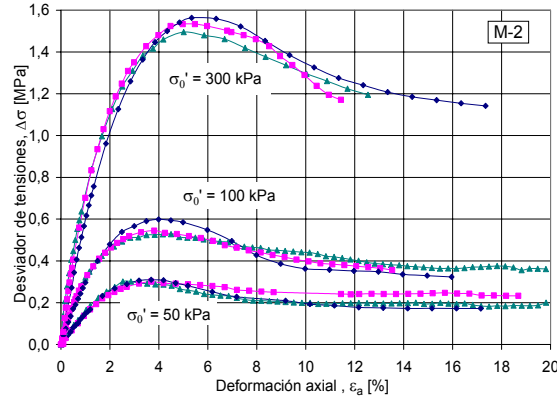
Otro aspecto interesante a analizar se refiere al comportamiento tensión-deformación después de alcanzada la resistencia máxima, la cual puede ser asociada con la respuesta del suelo después de producirse la banda de corte (“shear band”). Las muestras M-2 y M-3 muestran un comportamiento “post-peak” similar, sin importar el tamaño máximo de la partícula. Mientras que las muestras A-1 y M-1 caen más rápidamente con la disminución del tamaño máximo. En el caso de la muestra P-1 no se observa una tendencia clara. Estos resultados experimentales no son concluyentes en el efecto del tamaño de partícula en la respuesta “post-peak”.



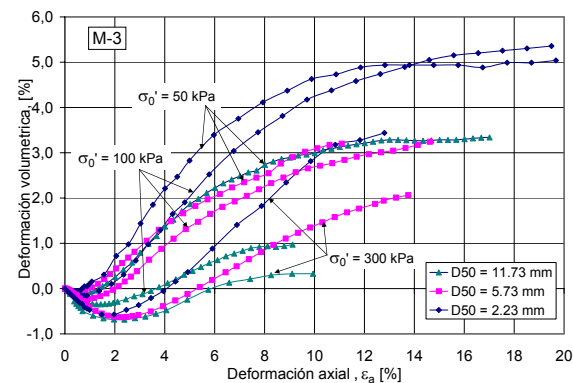
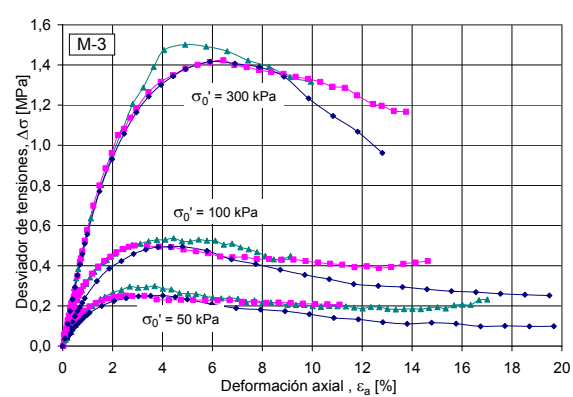
**Figura 14: Tensión-deformación y cambio volumétrico de A-1.**



**Figura 15: Tensión-deformación y cambio volumétrico de M-1.**



**Figura 16: Tensión-deformación y cambio volumétrico de M-2.**



**Figura 17: Tensión-deformación y cambio volumétrico de M-3.**

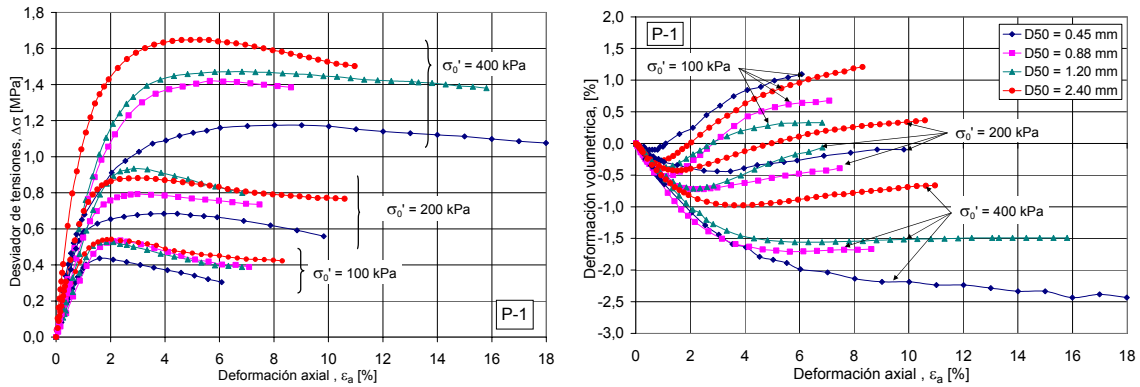


Figura 18: Tensión-deformación y cambio volumétrico de P-1.

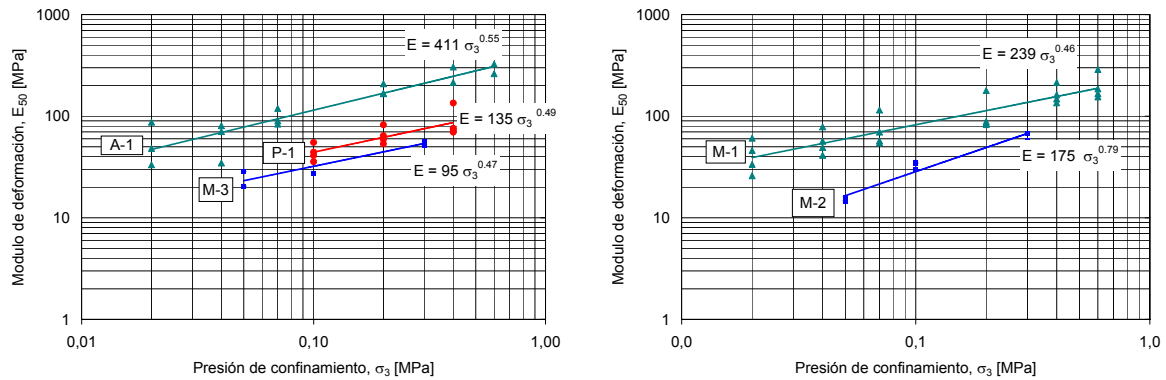


Figura 19: Módulo de deformación  $E_{50}$  de muestras A-1, M-1, M-2, M-3 y P-1.

### ÁNGULO DE FRICCIÓN INTERNA MÁXIMO

Los resultados obtenidos para el ángulo de fricción interna movilizado en la condición de resistencia máxima se presentan en los gráficos de la Figura 20. Se observa que, en general, el ángulo de fricción máximo es correctamente estimado por las muestras con granulometrías paralelas. Nuevamente la muestra P-1 presenta discrepancias que pueden ser atribuidas al no perfecto paralelismo de las granulometrías y a la diferencia en la forma de las partículas de acuerdo al tamaño de éstas.

Es interesante notar que a presiones menores a 0.3 MPa, la muestra M-1, constituida por partículas angulosas, moviliza ángulos de fricción mayores que las muestras M-2 y M-3, las cuales son de partículas más redondeadas. Este hecho experimental no puede ser atribuido sólo a la diferencia de densidad relativa.

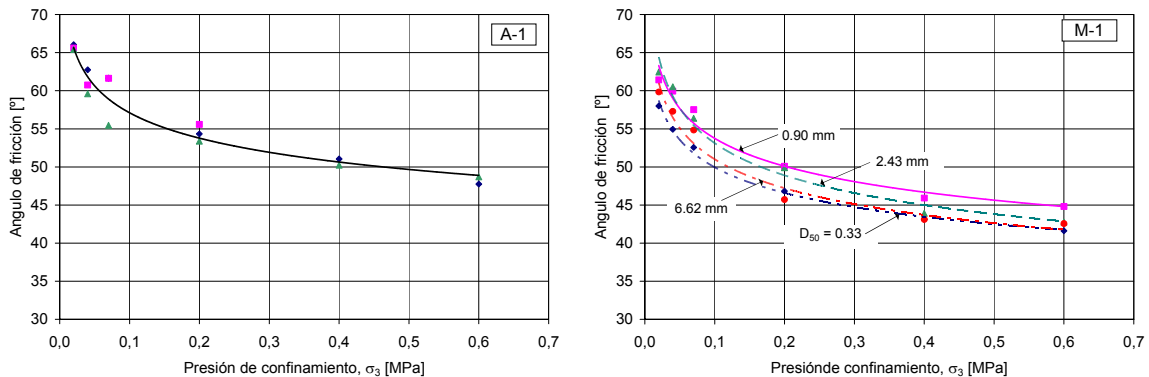


Figura 20 a: Ángulo de fricción máximo de muestras A-1 y M-1.

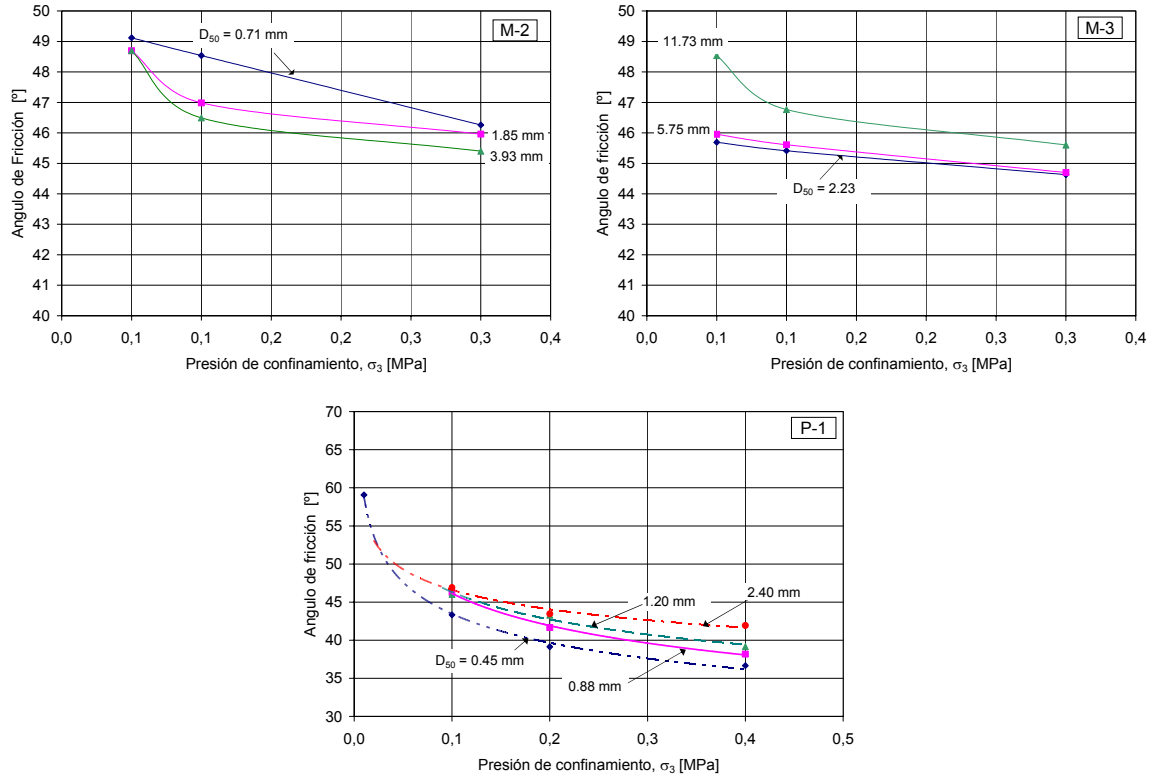


Figura 20 b: Ángulo de fricción máximo de muestras M-2, M-3 y P-1.

## CONCLUSIONES

Para el caso de proyectos que involucren suelos gruesos en su estado natural, es posible señalar que el uso de equipos triaxiales de gran escala con probetas “inalteradas” de gran tamaño es fuertemente recomendado. Este tipo de ensayo permite evaluar resistencia, rigidez,  $K_0$ , resistencia “post-peak” y calibrar modelos constitutivos.

Por otra parte, cuando se trabaja en proyectos donde el material grueso será colocado y compactado, la evaluación de parámetros geomecánicos es posible de ser realizada a través del ensayo de muestras de gradación homotética al suelo grueso. Los resultados experimentales obtenidos indican que el método de granulometría paralela provee un procedimiento razonable para evaluar la respuesta geomecánica de materiales granulares gruesos. Sin embargo, se observó una limitación cuando la granulometría paralela no puede ser realizada satisfactoriamente debido a restricciones en el contenido de finos, o cuando la forma de las partículas varía con el tamaño de éstas.

## AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen la colaboración prestada por el laboratorio de Geotecnia del Instituto de Investigaciones y Ensayos de Materiales, IDIEM, de la Universidad de Chile.

## REFERENCIAS

- Al-Hussaini, M. (1983). “Effect of particle size and strain conditions on the strength of crushed basalt,” *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 20, pp. 706-717.
- Cho, G., Dodds, J. y Santamarina, J. (2005). “Particle Shape effects on packing density, stiffness and strength: Natural and Crushed sands,” Internal Report, Georgia Tech, Atlanta, Georgia.  
<http://www.ce.gatech.edu/~carlos/laboratory/tool/ParticleShape/ParticleShape.htm>
- Donaghe, R. y Torrey, V. (1979). “Scalping and replacement effects on strength parameters of earth-rock mixtures,” *Proceedings of the Conference on Design Parameters in Geotechnical Engineering*, London, Vol. 2, pp. 29-34.
- Fragaszy, R., Su, W. y Siddiqi, F. (1990). “Effects of oversize particles on the density of clean granular soils,” *Geotechnical Testing Journal*, Vol. 13, No. 2, pp. 106-114.



- Fragaszy, R., Su, W., Siddiqi, F. y Ho, C. (1992). "Modeling strength sandy gravel," *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 118, No. 6, pp. 920-935.
- Lambe, W. y Whitman, R. (1969). "Soil Mechanics", *Series in Soil Engineering*, John Wiley & Sons, New York.
- Lee, K. y Seed, H. (1967). "Drained strength characteristics of sands," *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, Vol. 93, No 6, pp. 117-141.
- Leps, T. (1970). "Review of shearing strength of rockfill," *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, Vol. 96, No 4, pp. 1159-1170.
- Lowe, J. (1964). "Shear strength of coarse embankment dam material," *Proceedings of the 8th Congress on Large Dams*, pp. 745-761.
- Marachi, D., Chan, C. y Seed, H. (1972). "Evaluation of properties of rockfill materials," *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, Vol. 98, No. 1, pp.95-114.
- Marsal, R. (1980). "Contribución a la mecánica de medios granulares", Comisión Federal de Electricidad, México, D.F., 253 p.
- Mitchell, J. K. (1976). "The influences of sand fabric on liquefaction behavior," Contract Report S-76-5, U.S. Army Corps of Engineering, Waterways Experimental Station, Vicksburg, Mississippi.
- Rowe, P. (1962). "The stress dilatancy relations for static equilibrium of an assembly of particles in contact", *Proceedings of the Royal Society*, London, Series A, Vol. 269, pp. 500-527.
- Santamarina, J. y Cho, G. (2004). "Soil behaviour: The role of particle shape," *Proceedings of the Skempton Conference*, London. <http://www.ce.gatech.edu/~carlos/laboratory/tool/Particleshape/Particleshape.htm>
- Santamarina, J. y Díaz-Rodríguez, J. (2003). "Friction in soils: micro and macroscale observations," *Pan-American Conference*, Boston, Massachusetts, 2003.
- Siddiqi, F. y Fragaszy, R. (1991). "Strength evaluation of coarse grain dam material," *IX Pan-American Conference*, Viña del Mar, Chile, pp 1293-1302.
- Siddiqi, F., Seed, R., Chan, C., Seed, H. y Pyke, R. (1987). "Strength evaluation of coarse-grained soils," Report N° UCB/EERC-87/22, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, California..
- Taylor, D. (1948). "Fundamentals of Soil Mechanics," John Wiley & Sons, New York.
- Varadajan, A., Sharma, K., Venkatachalam, K. y Gupta, K. (2003). "Testing and modeling two rockfill materials," *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 129, No. 3, pp. 206-218.
- Verdugo, R., Gesche, R. y De La Hoz, K. (2003). "Metodología de evaluación de parámetros de resistencia al corte de suelos granulares gruesos," *12th Pan American Conference on Soil Mechanics & Geotechnical Engineering*, Cambridge, Massachusetts, pp. 691-696.

