



Benemérita Universidad Autónoma de Puebla

Facultad de Ingeniería Maestría en Geotecnia

Influencia del Grado de Saturación Inicial en Suelos Compactados

Tesis

Como requisito para obtener el grado de:

Maestro en Ingeniería (Geotecnia)

Presenta:

Ing. Alejandro Picazo Medel

**M. I. Miguel Ángel Figueras Corte
Asesor**

**M. I. Enrique Octavio Linares Saldaña
Co-asesor.**

Puebla, Pue. Abril de 2014



Oficio No. 3898/11

C. ALEJANDRO PICAZO MEDEL

Pasante de la Mtría. en Ingeniería (Geotecnia)
Facultad de Ingeniería, BUAP.
Presente

Por medio del presente, el suscrito Mtro. Ignacio Morales Hernández, Director de la Facultad de Ingeniería, le autoriza realizar el Tema denominado: **Influencia del grado de saturación inicial en suelos compactados**. Que fue presentado, por usted, como trabajo de tesis. Asimismo, le informo que se nombra Asesor de dicho tema de tesis al Mtrò. Octavio Enrique Linares Saldaña.

Sin otro particular, reciba un cordial saludo.

A T E N T A M E N T E

"PENSAR BIEN, PARA VIVIR MEJOR"

H. Puebla de Zaragoza, noviembre 14 de 2011.

MTRO. IGNACIO MORALES HERNANDEZ
DIRECTOR



C.c.p. Mtro. Enrique O. Linares Saldaña, Asesor del Tema de Tesis

C.c.p. Archivo

ARB/sco*

Puebla, Pue., a 7 de Abril de 2014

M.I. Edgar Iram Villagrán Arroyo
Director de la Facultad de Ingeniería
BUAP

Se autoriza al alumno **Alejandro Picazo Medel** con número de matrícula **214700139**, alumno de la Maestría en Geotecnia, la impresión de la tesis que lleva por título "***Influencia del grado de saturación inicial en suelos compactados***", la cual fue revisada por un servidor, en calidad de asesor de dicho tema de investigación.

Sin otro particular, reciba un cordial saludo.



M.I. Enrique Octavio Linares Saldaña
Asesor de Tesis

C.c.p. Dr. Gabriel Jiménez Suárez, Secretario de Investigación y estudios de Posgrado
C.c.p. M. I. Miguel Ángel Figueras Corte, Coordinador de la Maestría en Ingeniería (Geotecnia)
C.c.p. Ing. Alejandro Picazo Medel, Tesista

Agradecimientos

Me gustaría que estas líneas sirvieran para expresar mi más profundo y sincero agradecimiento a todas aquellas personas que con su ayuda han colaborado en la realización del presente trabajo, en especial al M.I. Enrique Octavio Linares Saldaña, por la orientación, el seguimiento, la supervisión y revisión continua de esta investigación, pero sobre todo por su apoyo incondicional en todo este tiempo.

Especial reconocimiento merece el Ph. D Osvaldo Flores Castrellón, quien gestionó las bases de esta investigación y depositó su confianza al invitarme a participar en dicho proyecto.

Quisiera hacer extensiva mi gratitud a mis compañeros y amigos: Ixchel, Octavio y Oscar, por su amistad y colaboración durante los trabajos experimentales de esta tesis, en el laboratorio.

También quiero agradecer al M.I. Miguel Ángel Figueras Corte, coordinador de la Maestría, por su asesoría e interés en la culminación de este trabajo; así como a la Facultad de Ingeniería por todos los beneficios que de ella obtuve durante la realización de esta tesis.

Un agradecimiento muy especial merece la comprensión, paciencia y el ánimo recibidos de mi familia y amigos. A todos ellos, muchas gracias.

Conocer algo de forma meramente cualitativa es conocerlo de manera vaga. Si tenemos conocimiento cuantitativo –captando alguna medida numérica que lo distinga de un número infinito de otras posibilidades- estamos comenzando a conocerlo en profundidad, comprendemos algo de su belleza y accedemos a su poder y al conocimiento que proporciona. El miedo a la cuantificación supone limitarse, renunciar a una de las perspectivas más firmes para entender y cambiar al mundo.

CARL SAGAN
Miles de millones (1997).

ÍNDICE GENERAL

Nomenclatura	i
Introducción	ii
Objetivos	v
1 Antecedentes	1
1.1 Métodos de compactación	1
1.1.1 Dinámica	1
1.1.2 Estática	4
1.1.3 Por amasado	5
1.2 Factores que influyen en el comportamiento mecánico de suelos compactados	8
1.2.1 Grado de saturación inicial	8
1.2.2 Peso específico seco o relación de vacíos	10
1.2.3 Esfuerzo efectivo	10
1.2.4 Plasticidad de finos	11
1.2.5 Energía de compactación	12
2 Descripción del equipo y procedimiento del ensaye	14
2.1 Descripción del equipo	14
2.1.1 Calibración de sensores	16
2.2 Procedimiento de ensaye	18
2.2.1 Descripción del equipo de compactación	19
2.2.2 Formación de la probeta	21
2.2.3 Pruebas UU	24
2.2.3.1 Montaje	24
2.2.3.2 Esfuerzo de confinamiento	24
2.2.3.3 Falla	26
2.3 Cálculo de parámetros	26
2.3.1 Pruebas UU	26
3 Descripción del material y procedimiento de ensaye	32
3.1 Descripción del material	32
3.1.1 Granulometría	32
3.1.2 Plasticidad de finos	34
3.1.3 Densidad relativa de sólidos (G_s)	35
3.2 Compactación del suelo	35
3.2.1 Procedimiento de compactación	35
3.2.2 Resultados de compactación y energía equivalente a la Proctor	38
3.3 Programa de ensaye de compresión triaxial UU	43
3.4 Resumen de resultados	44

4 Presentación y análisis de resultados	45
4.1 Relación del esfuerzo cortante (τ) con la deformación axial unitaria (ε)	45
4.1.1 Curvas esfuerzo cortante máximo (τ_{pico}) <i>versus</i> deformación unitaria máxima ($\varepsilon_{\text{pico}}$)	46
4.1.2 Relación del esfuerzo normal (σ) con el esfuerzo cortante (τ)	47
4.1.3 Relación del Grado de Saturación (Gw) con el contenido de agua (w)	49
4.2 Influencia del grado de saturación en el comportamiento mecánico del suelo compactado	50
4.2.1 Influencia de Gw en la relación τ <i>versus</i> ε	50
4.2.2 Influencia de Gw en τ_{pico}	52
4.2.3 Influencia de Gw en $\varepsilon_{\text{pico}}$	53
4.2.4 Influencia de Gw en S_u	54
4.2.5 Influencia de Gw en $\varepsilon_{\text{residual}}$	55
4.2.6 Influencia de Gw en ϕ	56
4.2.7 Influencia de Gw en c	57
Conclusiones	58
Anexo A. Círculos de Mohr	62
Anexo B. Curvas esfuerzo cortante <i>versus</i> deformación	74
Bibliografía	86

Nomenclatura

w	Contenido de agua, %.
Ww	Peso de agua, g.
Ws	Peso del suelo, g.
γ_d	Peso volumétrico seco, kg/m^3 .
Wm	Peso de la muestra, g.
Vm	Volumen de la muestra, cm^3 .
Vs	Volumen de sólidos, cm^3 .
Vv	Volumen de vacíos, cm^3 .
Ec	Energía específica de compactación, kg-cm/cm^3 .
N	Número de golpes del pisón por capa.
n	Número de capas.
H	Altura de caída del pisón, cm.
V	Volumen total del molde en cm^3 .
W	Peso del pisón compactador, g.
Gc	Grado de compactación, %.
$\gamma_{d \text{ máx}}$	Peso volumétrico seco máximo, kg/m^3 .
$\gamma_{d \text{ lugar}}$	Peso volumétrico seco del lugar, kg/m^3 .
γ_w	Densidad del agua, kg/m^3 .
Gs	Densidad relativa de sólidos.
e	Relación de vacíos.
Gw	Grado de saturación, %.
u	Esfuerzo neutral o presión de poro, kg/m^2 .
σ'	Esfuerzo efectivo, kg/m^2 .
σ	Esfuerzos totales, kg/m^2 .
p'	Esfuerzo promedio, kg/m^2 .
$q = \sigma_d$	Esfuerzo desviador, kg/m^2 .
σ_3	Esfuerzo de confinamiento, kg/m^2 .
σ_2	Esfuerzo principal mayor, kg/m^2 .
σ_3	Esfuerzo principal menor, kg/m^2 .
q_u	Resistencia no confinada, kg/m^2 .
ϕ	Ángulo de fricción aparente, °.
σ_n	Esfuerzo normal, kg/m^2 .
τ	Esfuerzo cortante, kg/m^2 .
τ_{pico}	Esfuerzo cortante máximo, kg/m^2 .
S_u	Esfuerzo cortante residual, kg/m^2 .
c	Cohesión, kg/m^2 .
ϵ	Deformación unitaria axial, mm/mm.
ϵ_{pico}	Deformación unitaria máxima, mm/mm.
$\epsilon_{\text{residual}}$	Deformación unitaria residual, mm/mm.
Δh	Desplazamiento axial, mm.
H_0	Altura inicial de la probeta, cm.
A_0	Área transversal inicial de la probeta, cm^2 .
A_c	Área transversal corregida de la probeta, cm^2 .
P	Carga axial, kg.

Introducción

Dentro de los trabajos realizados en la ingeniería civil, en particular en el área de vías terrestres y en la ingeniería geotécnica, la compactación ha sido un método ampliamente usado para mejorar las características físicas y mecánicas de los suelos debido a que resulta relativamente simple y económico, esto justifica ampliamente el estudio de los factores y variables que condicionan los resultados obtenidos en este proceso mecánico de estabilización del suelo.

En la actualidad es una práctica común relacionar y limitar el control de calidad de los trabajos de compactación a la obtención de altos valores en la densidad de los materiales, sin tomar en cuenta la respuesta mecánica que se obtiene con ellos ni la relación entre las variables que gobiernan su comportamiento.

En general, se antoja poca la información y el conocimiento, nacional e internacional, que se tiene de las características y comportamiento mecánico de los suelos compactados; sin embargo, algunos investigadores han dado las directrices a seguir para profundizar en estos tópicos.

Así, sólo por mencionar algunas aportaciones de las que se tiene conocimiento en el campo de los suelos compactados, se tienen las primeras investigaciones sobre la influencia de la microestructura del suelo compactado sobre características esfuerzo-deformación, resistencia no drenada, presión de poro, resistencia efectiva, contracción y expansión que fueron realizadas por Seed, H. y Chan, C. (1959).

El estudio de las características esfuerzo deformación de suelos cohesivos compactados, teniendo un enfoque de los efectos de su estructura interna, fue afrontado por Mendoza, M. (1982). Trabajos sobre la permeabilidad de suelos compactados, la influencia de los grumos en etapa previa del secado y en el proceso de compactación, así como en la resistencia a compresión no confinada, medición de tensiones en el agua intersticial, la relación entre las propiedades del suelo y las de sus componentes finos y gruesos, los primeros trabajos con molde miniatura para determinar la influencia del grado de saturación y relación de vacíos fueron presentados por Alberro, J. *et. al.* (1983). El estudio del comportamiento mecánico de suelos compactados saturados analizando la influencia de las condiciones iniciales de compactación en las curvas esfuerzo-deformación del material se abordó por Marsal, R. *et. al.* (1983) y las condiciones que influyen en propiedades mecánicas de arcillas compactadas, con énfasis en el procedimiento de compactación por Mendoza, M. (1986).

Por otro lado, los temas concernientes al proceso de compactación han sido tratados con enfoques y técnicas más recientes, así, enseguida se citan sólo algunos ejemplos de estos trabajos.

Existen investigaciones de la microestructura de limos compactados a través de mediciones con microscopio electrónico y la intrusión de mercurio, Delage, P. *et. al.* (1996). La incorporación de bajas cantidades de bentonita en materiales granulares y arenas limosas compactadas para determinar la influencia en sus propiedades índice y mecánicas. Santucci, F. *et. al.* (1998). La incidencia de la historia de esfuerzos, en la resistencia de un suelo no saturado, estáticamente compactado, Nishimura, T. (1999). Se han establecido modelos de comportamiento experimental de suelos compactados no saturados bajo condiciones de succión controlada, Rampino C. *et. al.* (2000). Se ha observado que la permeabilidad es fuertemente determinada por el Gw en el proceso de compactación. Watabe, Y. *et. al.* (2000). La influencia del procedimiento de compactación en el comportamiento mecánico de arcillas compactadas no saturadas, realizadas sobre pruebas de succión controladas, Sivakumar, V. y Wheeler, J. (2000) lo cual puede complementar las investigaciones realizadas por otros autores como Mendoza, M (1982), Alberto, J (1983) y Marsal, R. (1986). Se han propuesto modelos empíricos de la curva de compactación, a través de modelos estadísticos y redes neurales, Basheer, I. (2001). Otras investigaciones han revelado que el índice plástico de arcillas compactadas puede correlacionarse con la densidad seca, el índice de expansión y con otros parámetros mecánicos. Fleureau, J. (2002). También se han estudiado mezclas de arcillas con material granular para determinar la relación del incremento de la resistencia con la deformación de la matriz fina. Jafari, M. (2004). También, se han realizado investigaciones sobre la influencia de algunas variables en el comportamiento mecánico de los suelos sometidos a cargas monotónicas, así como la incidencia de la amplitud de deformación en la respuesta dinámica de materiales compactados para generar licuación. Flores, O. *et. al.* (2005).

Nuevas metodologías basadas en la clasificación cuantitativa, el potencial de densificación, y los mapas de resistencia para el diseño y control de compactación, permiten estudiar la respuesta de resistencia de un suelo compactado de una manera detallada, Sánchez, F. (2002). Estos nuevos enfoques buscan emplear la energía de compactación de forma más eficiente en el comportamiento mecánico de los suelos y la construcción de cartas de plasticidad de los materiales compactados, Cruz, A. (2005).

Por otro lado, el presente trabajo forma parte de una investigación más amplia cuyo propósito es estudiar la influencia que tienen algunos parámetros sobre el comportamiento mecánico de los suelos, tanto en condiciones parcialmente saturadas como saturadas.

Así, en este trabajo se determina la incidencia que presenta el grado de saturación sobre suelos parcialmente saturados, para lo cual se trabajaron materiales de banco y mezclas formadas en laboratorio, buscando que estos suelos contaran con una fracción fina correspondiente a cada una de las cuatro zonas de la carta de plasticidad, además de que guardaran las características granulométricas recomendadas para materiales empleados en terracerías, conformando así los materiales Azumiatla, Aeropuerto, 70-30MH y 70-30CH. Con estos materiales se realizaron compactaciones Proctor estándar y en molde miniatura para que estas últimas pudieran ser ensayadas en equipo triaxial bajo condiciones no consolidadas, no drenadas (UU). Este trabajo comienza describiendo a manera de antecedentes los métodos convencionales de compactación en laboratorio, además se exponen los principales factores que intervienen en el proceso de compactación y que gobiernan en la respuesta mecánica de los suelos compactados, exponiendo la bibliografía consultada que conforma el marco teórico con el cual se interpretarán y analizarán los resultados de esta investigación.

Las características del equipo triaxial empleado y de los moldes de compactación, así como la descripción de los procedimientos de ensaye y la secuencia para calcular los parámetros empleados en las pruebas triaxiales tipo UU, son mencionados en el capítulo 1.

A continuación se presenta una descripción de las características físicas más relevantes de los materiales trabajados en esta investigación; como es su granulometría, características de plasticidad y densidad relativa de sólidos; también se presenta una comparativa de las curvas de compactación obtenidas con la prueba Proctor estándar y con el molde miniatura, teniendo en cuenta la energía de compactación equivalente. Por último, Las diferentes relaciones entre los parámetros y variables importantes que determinan la influencia del grado de saturación en el comportamiento mecánico de los suelos compactados se presentan de forma gráfica en el capítulo 4. Así, mediante el análisis, apoyado en criterios establecidos en el capítulo 1, se buscó alcanzar los objetivos de este trabajo.

Finalmente, se incluyen las principales conclusiones y observaciones derivadas del análisis de resultados de pruebas de compactación y triaxiales realizadas para este trabajo en diferentes condiciones.

Objetivos

- Determinar la influencia del grado de saturación en suelos compactados parcialmente saturados.
- Determinar la relación de los esfuerzos cortantes y normales con las deformaciones unitarias de los suelos compactados en un molde miniatura.
- Evaluar la incidencia de la plasticidad del material fino y del esfuerzo de confinamiento en la resistencia y deformabilidad del material compactado.

1 Antecedentes

La compactación tiene su importancia al aplicarse como un proceso en el mejoramiento del suelo para la construcción de vías terrestres, diques, bordos de defensa, muelles, cortinas de presas de tierras, etc., aunque eventualmente también se emplea para compactar el terreno natural (como en el caso de cimientos desplantados sobre arenas sueltas).

Se puede decir, de forma simple, que la compactación es el proceso mecánico por medio del cual se reduce el volumen de los materiales en un tiempo relativamente corto, con el fin de que resistan las cargas y tengan una relación esfuerzo deformación conveniente durante la vida útil de la obra. La compactación del material se debe a la reducción del volumen de aire en el interior de su estructura.

En la compactación influyen varios factores que prevalecen en el suelo al momento de compactarlo; sin embargo, los que juegan un papel de mayor importancia son: el tipo o método de compactación, el tipo de suelo, el contenido de agua del suelo antes de iniciarse el proceso de compactación y la energía específica empleada en dicho proceso.

1.1 Métodos de compactación

En los trabajos de compactación realizados en laboratorio se distinguen tres métodos: la compactación por impactos (llamada también dinámica), por carga estática y por amasado. Aunque actualmente también, rara vez, se utiliza el método de vibración. Como es de suponer, cada uno de estos métodos proporciona resultados diferentes tanto en la estructuración del suelo como en las propiedades del material.

Por otro lado, en campo también se realizan los mismos métodos de compactación que en el laboratorio; sin embargo, aunque se supone que los métodos de laboratorio reproducen las condiciones de campo, en muchos casos no es sencillo correlacionar el trabajo de campo y el de laboratorio.

A continuación se comenta, de forma sucinta, cada uno de los tres métodos de compactación en laboratorio ya mencionados.¹

1.1.1 Dinámica

Todos los métodos dinámicos que se han desarrollado en el laboratorio tienen en común las siguientes características:

¹ Para mayor detalle de la descripción y de las características del equipo empleado en las pruebas dinámicas y estáticas puede consultar las normas ASTM D1140-54 y D1557-91 actualizadas.

a) El suelo se compacta por capas en el interior de un molde metálico cilíndrico, variando de unas pruebas a otras el espesor de las capas y el tamaño del molde.

b) La compactación del material se logra al aplicar un cierto número de golpes a cada capa a través de un pisón. El peso, dimensiones, altura de caída del pisón y el número de golpes dado por el mismo cambian de una prueba a otra. El espécimen se forma compactando el material por medio de pisones que tienen un área de contacto menor que la sección libre del molde utilizado.

c) La energía específica empleada en el proceso de compactación se puede evaluar con suficiente aproximación, toda vez que se defina el número de capas en que se acomoda el suelo en el interior del molde, el número de golpes dado por el pisón, el peso del mismo, su altura de caída y el volumen total del molde.

Las pruebas de compactación dinámicas hechas en laboratorio, de mayor popularidad, son:

- Proctor estándar o AASHO² estándar (en cuatro variantes)
- Proctor modificada o AASHO modificada (con cuatro variantes)
- E-10 del U.S. Bureau of Reclamation
- Prueba de impactos de California (en sus dos variantes)
- Prueba británica estándar (B.Std.-1377.1948)
- Prueba del Departamento de Carreteras del Estado de Texas (EE.UU.) similar a la prueba AASHO modificada.

Las diferencias entre las pruebas AASHO estándar y AASHO modificada estriban, principalmente, en el tamaño del molde y en el tamaño máximo del material empleado en la prueba, como a continuación se explica.

La prueba que se conoce como Proctor estándar o AASHO estándar fue el primer método desarrollado por R. R. Proctor, el molde que se emplea en este ensaye es un cilindro recto metálico de 956 cm³, aproximadamente, de capacidad, de 102.0 mm (4 pulgadas) de diámetro y 117 mm de altura, provisto de una extensión desmontable, también llamado collarín, de igual diámetro y 50 mm (2 pulgadas) de altura. El molde se fija a una base metálica con tornillos de tipo mariposa (véase Figura 1-1). La descripción anterior corresponde a la del molde clásico establecido por Proctor y que aún es de uso frecuente.

El pisón es de 2.5 kg (5.5 libras) de peso y consta de un vástago en cuyo extremo inferior hay un cilindro metálico de 50 mm (2 pulgadas) de diámetro. Los golpes se aplican dejando caer el pisón desde una altura de 305 mm (12 pulgadas). Dentro del molde el suelo debe colocarse en tres capas que se compactan dando 25 golpes, repartidos en el área del cilindro, a cada una de

² American Association of State Highway Officials

ellas. Con los datos anteriores la energía específica de compactación es de 6 kg cm/cm³ (12300 libras pie/pie³).

Además en esta prueba el tamaño máximo del suelo es el que pasa la malla No. 4 (abertura 4.70 mm).

En México, hasta 1950, se empleó para suelos finos una prueba tipo Proctor, cuya única variación notable respecto a la prueba AASHO estándar consistió en dar 30 golpes por capa en lugar de 25. Por lo anterior a esta prueba se le llamó Proctor 30 golpes. El cambio obedeció en atención a los reclamos presentados por las compañías cuando los PVSM (Peso Volumétrico Seco Máximo) obtenidos con la Proctor estándar (25 golpes) eran menores que los logrados en los laboratorios de verificación. Por lo anterior, se investigaron distintos materiales y se observó que la prueba tenía una alta variabilidad y una fuerte desviación estándar. Para solucionar tal situación se estudiaron diferentes suelos, con los cuales se obtuvieron especímenes con distinto número de golpes, encontrando que hay mayor representatividad cuando se aplican 30 golpes.

La prueba de compactación Proctor Modificada o AASHO Modificada surge como una alternativa para representar las compactaciones que se alcanzaban en el campo, pues la versatilidad de los nuevos equipos compactadores disponibles en la obra estaba rebasando la energía específica lograda con la prueba estándar. Así, la modificación a la prueba AASHO estándar consistió fundamentalmente en aumentar la energía específica compactadora, a través de un aumento en el número de capas en que se dispone el suelo dentro del molde, de manera que tal número aumento de 3 a 5; al mismo tiempo se incremento el peso del pisón y su altura de caída. Las nuevas dimensiones, aproximadamente, son 4.5 kg (10 libras) y 457 mm (18 pulgadas), respectivamente. Como esta prueba tiene variantes si no se modifica el número de golpes (25) aplicados a cada capa del material, la nueva energía específica de compactación es de 27.2 kg cm/cm³ (56200 libras pie/pie³), pero si se aumenta a 56 golpes por capa, la energía de compactación aplicada es mayor. En esta prueba se emplea un molde de mayor tamaño cuyo diámetro es de 152.4 mm (6 pulgadas), lo que resulta conveniente para que sin extraer el material compactado se realicen pruebas de valor relativo de soporte (VRS). Véase Figura 1-1.

En este ensaye, AASHO modificada, con el fin de ser más representativo y cubrir una mayor variedad de materiales, se establece el tamaño de agregado máximo de 19.05 mm (3/4 de pulgada). Como es de esperar, los pesos volumétricos secos máximos que se obtienen con esta prueba modificada son mayores por la influencia de la energía en el proceso de compactación, la humedad óptima será menor que los alcanzados con la prueba AASHO estándar.

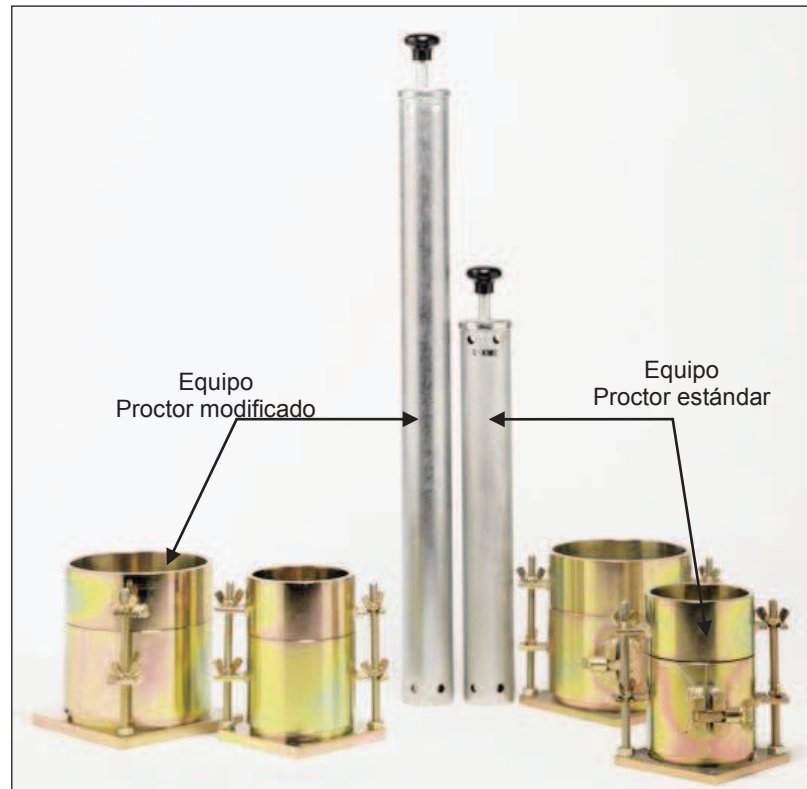


Figura 1-1 Equipo de compactación dinámica. (Controls, S.A. de C.V)

El uso de pruebas de las pruebas de compactación de tipo dinámico es reticente debido a que su representatividad está en entre dicho, pues en laboratorio el confinamiento impuesto por el molde (que es muy rígido) a las partículas del suelo limitan el desplazamiento lateral de dichas partículas; estas condiciones son distintas a las que se tienen en campo, donde el confinamiento lateral es mucho menor.

1.1.2 Estática

Las pruebas estáticas de compactación son adecuadas para suelos friccionantes, permiten obtener de ellas curvas de forma convencional en las que se determina el peso volumétrico seco máximo y su correspondiente humedad óptima.

Una prueba de tipo estática es la prueba Porter que, de forma general, consiste en colocar el material dentro de un molde cilíndrico metálico de 152.4 mm (6 pulgadas) de diámetro, el suelo se dispone en tres capas y acomodadas por medio de una varilla con punta de bala. La compactación del material se realiza al aplicar al conjunto de las tres capas una presión de 13.788 MPa (140.6 kg/cm^2) la cual se mantiene constante durante 1 minuto. Véase Figura 1-2.

Existe una variante de esta prueba, la prueba Porter SOP, que se utiliza frecuentemente para controlar trabajos de compactación de campo con suelos friccionantes. El uso frecuente de la prueba Porter por algunas instituciones y

laboratorios se debe, quizá, a que está relacionada con la prueba de valor relativo de soporte (CBR) que es muy usada en pavimentos.

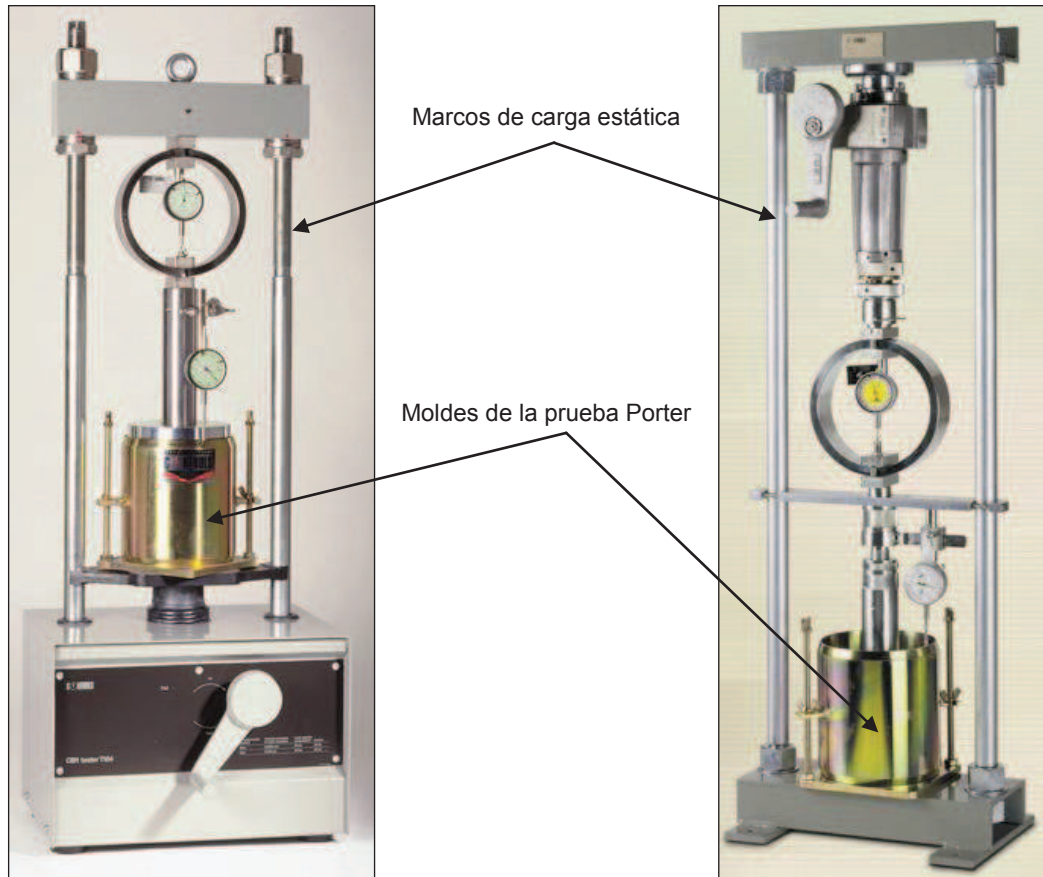


Figura 1-2 Equipo de compactación estática.

Aunque en algún momento la prueba Porter se contempló como una prueba estática representativa del efecto que produce un rodillo liso en campo, en la actualidad, la prueba Porter no se considera representativa del proceso de compactación logrado en campo, ya que en esta prueba la presión empleada no incluye vibración ni considera los métodos actuales de compactación en campo. Además, la forma de aplicar la presión en este ensaye puede, en algún momento, producir cambios importantes en la granulometría del suelo.

1.1.3 Por amasado³

Este tipo de prueba intenta reproducir en laboratorio el efecto que generan muchos rodillos en campo, y así lograr en el material la misma estructuración interna que adopta el suelo del campo.

Una prueba conocida de este tipo es la llamada “miniatura”, desarrollada en la Universidad de Harvard por S. D. Wilson. La prueba miniatura emplea

³ Para una mayor información en cuanto equipo, preparación de la muestra y procedimiento de las pruebas por amasado que aquí se describen puede consultar el Anexo IV-
d del capítulo “Compactación de suelos” de Rico R. *Vías terrestres*. Vol I.

sólo suelos con tamaño máximo de 2.0 mm, por lo que tiene mucha aplicación a suelos arcillosos; en esta prueba el efecto de amasado se consigue al presionar un émbolo de área especificada contra la superficie de las diversas capas con las que se constituye la muestra dentro de un molde, cuyas dimensiones permiten formar un espécimen apropiado para realizar pruebas triaxiales convencionales. La presión que se transmite al suelo a través del émbolo es constante. Véase Figura 1-3.



Figura 1-3 Equipo para la prueba miniatura Harvard

El nombre de la prueba desarrollada por el Prof. Wilson alude al hecho de que el molde empleado es de pequeñas dimensiones en comparación con el molde Proctor. El molde utilizado en la prueba miniatura es una cámara cilíndrica metálica de 33 mm (1 5/6 pulgadas) de diámetro interior y 72 mm de altura aproximados, el volumen resultante de este molde es de 62 cm³ (1/454 pie³); cuenta con una extensión removible de 35 mm de altura. Éste se sujeta a una base metálica que lo mantiene en una adecuada posición durante la prueba. El émbolo que aplica la presión es una barra metálica de 13 mm (1/2 pulgada) de diámetro con mango de madera.

Cualquiera que sea el método de compactación empleado, un hecho que se puede generalizar en las pruebas de compactación de laboratorio es que a energía creciente se logra mayor peso volumétrico seco máximo y contenido de agua óptimo decreciente, y que por arriba de la humedad óptima, con un aumento considerable en la energía de compactación, tiene poco reflejo en el

peso específico alcanzado; en tanto que abajo del contenido óptimo de agua, el efecto del aumento de la energía de compactación es muy considerable.

Después de haber expuesto los principales métodos de compactación es importante tener presente que si bien en México se ha convenido, como norma, encontrar el PVSM (Peso Volumétrico Seco Máximo) con la prueba Proctor 30 golpes en suelos finos (materiales que retengan hasta el 10% en la malla No.4) y a la Porter como prueba estándar en suelos friccionantes (materiales con más de 10% de retenido en dicha malla), en el proceso de compactación establecer una prueba patrón que contemple todas las necesidades de un proyecto es complejo, dando por descontado el problema de reproducir en laboratorio pruebas representativas de las condiciones halladas en campo.

Además, resultados de investigaciones (con suelos que van desde gravas hasta arcillas de alta plasticidad) muestran que con la prueba Porter SOP es posible obtener resultados similares a los logrados con la Proctor estándar⁴.

Por otra parte, aunque las pruebas Proctor estándar y Proctor modificada fueron aceptadas rápidamente como pruebas útiles para controlar la compactación en campo, en el laboratorio se tiene el problema del tiempo, ya que el constructor requiere cuanto antes los resultados del grado de compactación para continuar con la construcción de las capas superiores. Si el material es granular y el ensaye es de tipo estático, el grado de compactación puede obtenerse en 2 ó 3 horas, no así en el caso de las pruebas del tipo dinámico que requieren cuando menos un día, lo que significa bastante tiempo, mucho trabajo y una cantidad de material que se antoja excesiva.

Por lo anterior, se cuenta con resultados interesantes de investigaciones que persiguen, entre otros objetivos, encontrar una presión para que con pruebas estáticas se obtengan PVSM semejantes a los obtenidos con la prueba Proctor 30 golpes⁵.

Los comentarios anteriores nos llevan a considerar que si atendemos únicamente a resultados de una prueba considerada como estándar se corre el riesgo de establecer compactaciones inalcanzables, innecesarias o insuficientes en campo. De tal manera, que el trabajo de controlar la compactación en campo implique el conocimiento de las necesidades de cada caso particular, y por supuesto el entendimiento de los criterios junto con sus limitaciones.

⁴ Aguirre Menchaca, 1964. Véase Rico Rodríguez, *Vías terrestres*, vol. 1, pág. 200.

⁵ ENEP Aragón y la Secan de Graduados de la Escuela Superior de Ingeniería y Arquitectura del Instituto Politécnico Nacional, 1985. Véase Olivera B., *Estructuración de vías terrestres*, pág. 146.

1.2 Factores que influyen en el comportamiento mecánico de suelos compactados

1.2.1 Grado de saturación inicial

La relación esfuerzo *versus* deformación, (Figura 1-4), refleja claramente que los suelos compactados (en ensayos triaxiales no consolidados, no drenados) con bajos contenidos de humedad acusan un comportamiento de tipo frágil; lo que significa que alcanzan su máxima resistencia a bajos niveles de deformaciones unitarias; mientras que en la vecindad del contenido de humedad óptimo (del lado de la rama seca de la curva de compactación) el suelo se comporta de modo plástico; sin embargo, con valores mayores al de la humedad óptima el suelo fluye, esto indica que su resistencia máxima la alcanza a grandes deformaciones, presentando así un comportamiento de tipo dúctil. Lo anterior nos permite comprender el comportamiento tipo dúctil que acusa un material cuando graficamos la deformación de pico normalizada con la deformación residual *versus* el grado de saturación (Figura 1.5), pues a un alto grado de saturación, igual o mayor al 90%, la resistencia del material se mantiene constante, aun a niveles altos de deformación unitaria. De la misma forma, si analizamos la relación que guarda el esfuerzo desviador con el grado de saturación, como se aprecia en la Figura 1.6, observaremos que a valores altos de éste se presenta una notable disminución de dicho esfuerzo, repitiéndose dicho comportamiento con diferentes niveles de energía de compactación, Flores, O. y Romo, O. (2003). Lo anterior lleva a suponer, reservadamente, que a bajos contenidos de agua y mayor energía durante el proceso de compactación se alcanzará mayor resistencia del material.

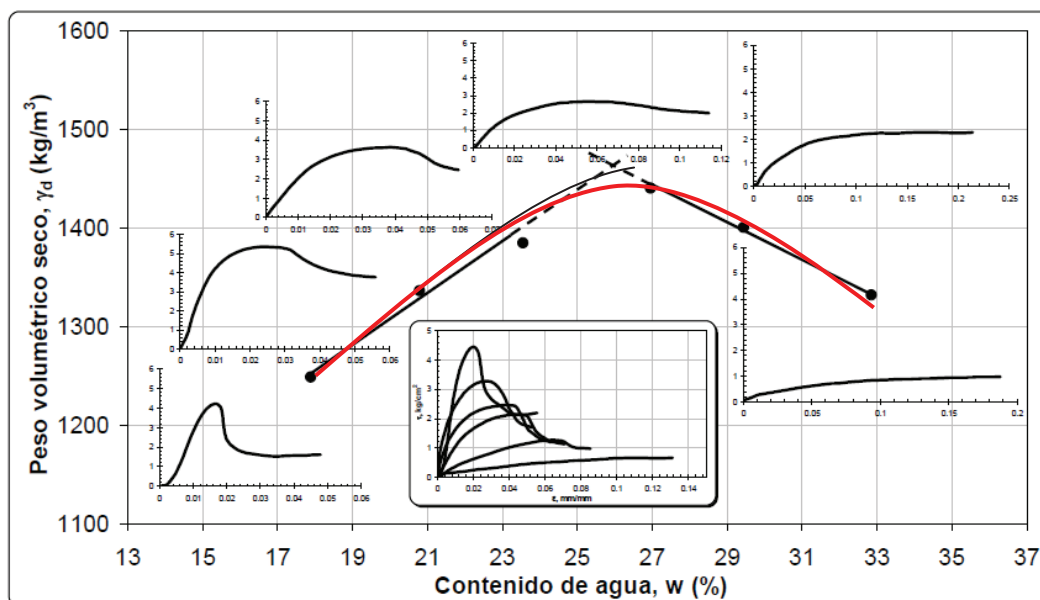


Figura 1-4 Relación esfuerzo versus deformación de un material compactado con impactos.

De manera similar se puede observar lo anterior en una investigación de Flores O. *et al* (2004) con una arena limosa cuando se analiza la relación de esfuerzo de confinamiento con deformación unitaria axial en ensayos triaxiales tipo UU que presentan diferentes grados de saturación. Además, se muestra la

clara reducción en los valores de la cohesión aparente y el ángulo de fricción interna con el aumento considerable del grado de saturación.

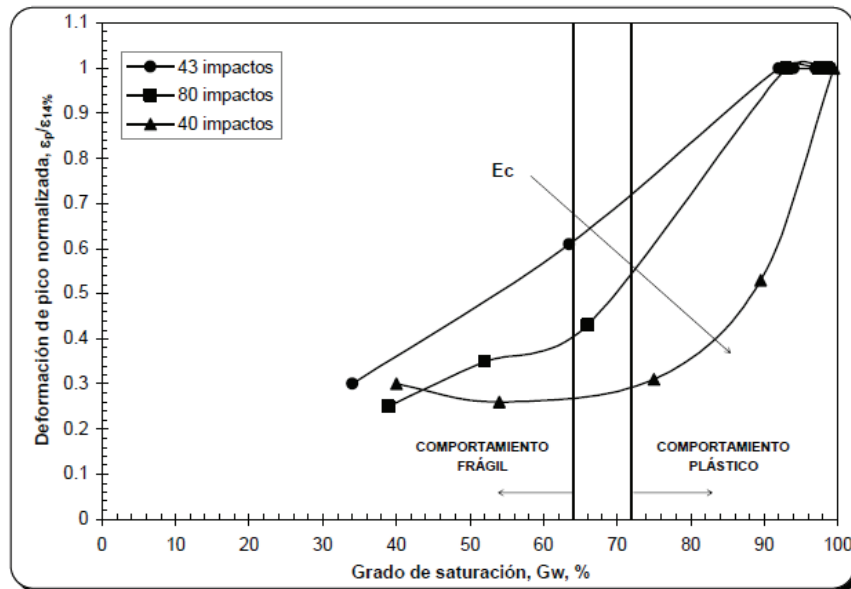


Figura 1-5 Influencia la Energía de compactación en la deformación de pico normalizada, para diferentes grados de saturación en el material.

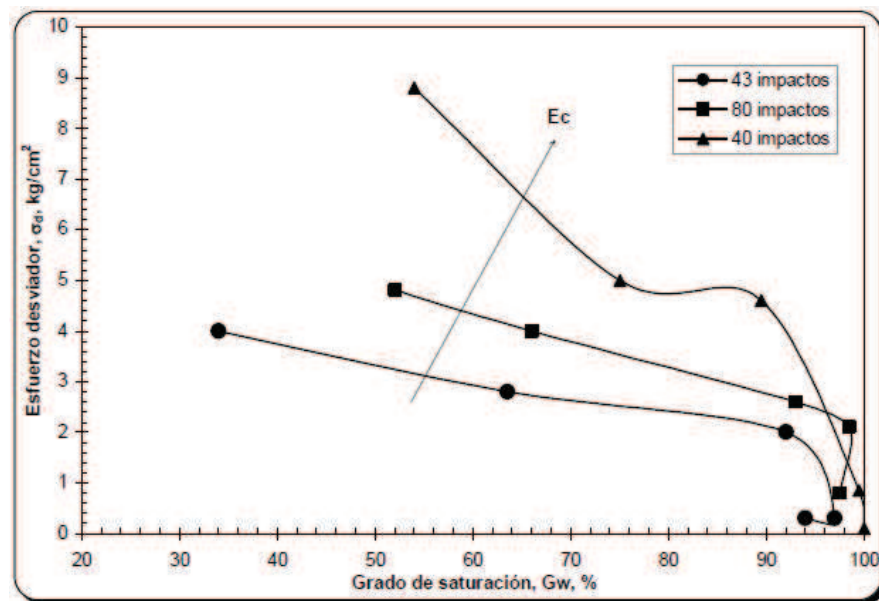


Figura 1-6 Influencia de la Energía de compactación en el Esfuerzo desviador.

Por otra parte, el grado de saturación inicial también influye en la permeabilidad de los suelos compactados (otro parámetro mecánico importante); así, a mayor grado de saturación, la permeabilidad aumenta invariablemente, según Rodríguez, R. y Del Castillo, H. (1998), esto pudiera obedecer al fenómeno de la tixotropía, el cual modifica la estructura o fábrica interna de los suelos, disminuyendo el grado de orientación de las partículas, cuando se permite la presencia de agua en reposo durante varios días en la masa de suelo.

1.2.2 Peso específico seco o relación de vacíos

La influencia del peso específico sobre el comportamiento mecánico de suelos compactados puede describirse a partir de resultados de ensayos triaxiales tipo UU en donde se emplearon diferentes condiciones de contenido de humedad, peso volumétrico y resistencia, puede haber comportamientos particulares según las condiciones de confinamiento y a la saturación previa que pudiera presentar el material; sin embargo, en general se puede observar que al disminuir el peso volumétrico, la resistencia del suelo también disminuye, lo que es más evidente con mayores contenidos de humedad inicial, Rodríguez y Del Castillo, 1998. Lo anterior coincide con resultados de diferentes investigadores, Flores, O. y Romo, O. (2002), Mendoza, M. (1992) y Alberro, A. (1985).

En cuanto al comportamiento mecánico de suelos compactados en pruebas triaxiales tipo CU, se tiene que a contenido de agua inicial de compactación constante, la resistencia en pruebas lentas crece con el peso volumétrico seco debido al menor espaciamiento que logran las partículas. Esto también se manifiesta incluso en el comportamiento dinámico de los suelos, pues en resultados obtenidos por Martínez, J. (2005) se observa que el módulo de rigidez de un suelo aumenta con el decremento de su relación de vacíos.

1.2.3 Esfuerzo Efectivo

Los esfuerzos efectivos por capilaridad procurarán suelos con alta resistencia a la deformación y bajo grado de orientación de sus partículas (estructura floculenta), mientras que dicha resistencia disminuirá cuando también disminuyan los esfuerzos efectivos capilares desarrollados (estructura dispersa). Para comprender lo anterior, habrá que considerar que cuando un suelo se compacta con bajos contenidos de agua (rama seca) se desarrollan altas presiones de poro negativas lo que se traduce en un efecto de capilaridad, véase Figura 1-7, mientras que cuando dicho material se compacta en la rama húmeda –contenidos de agua mayores al óptimo– dichas presiones se debilitan y la estructura interna del suelo sufrirá mayores deformaciones angulares, alcanzando un mayor grado de orientación de las partículas, Seed, H. y Chang, C. (1959).

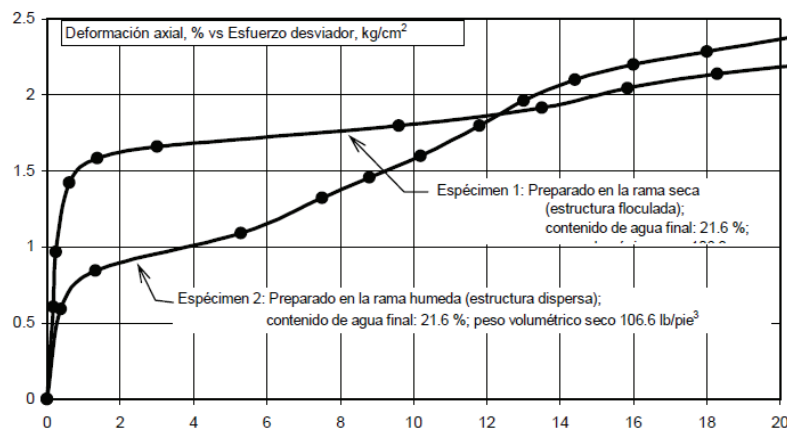


Figura 1-7 Relación esfuerzo-deformación de suelos compactados, con diferencias en su microfábrica, ensayados en pruebas triaxiales CU. Seed, H. y Chang, C. (1959).

1.2.4 Plasticidad de finos

En trabajos de investigación realizados en suelos compactados (Mendoza, M. 1992) se establece que si bien la resistencia no drenada de los suelos tiene una tendencia a aumentar cuando la deformabilidad disminuye, cuando éstos se compactan con mayores niveles de energía, para todo tipo de material y todo método de compactación, la densificación de materiales plásticos con contenidos de agua mayores al óptimo acusa una disminución notable de la resistencia junto con un aumento de la deformabilidad, lo cual obedece a un fuerte remoldeo en la estructura interna del suelo. De lo anterior Mendoza retoma la recomendación de no incorporar material plástico en bases de pavimento flexible, ya que la resistencia llega a disminuir hasta un 50% y la deformabilidad aumentar 10 veces con apenas agregar un 25% de material plástico (Rico y Orozco 1971).

Además, en el mismo trabajo de Mendoza (a partir de resultados con materiales areno-arcilloso y limos de alta plasticidad) se resalta que al parecer el tipo de finos no afecta el comportamiento de las presiones de poro, sino que su comportamiento mecánico es función de factores que ya han sido referidos. También se menciona que un suelo compactado no saturado, ya sea areno-arcilloso, areno-limoso, arcillo-limoso o francamente arcilloso se comporta como un suelo cohesivo puro al someterlos a pruebas de compresión no confinada.

Por otra parte, en la Figura 1-8 (a) es posible observar que a mayor plasticidad de material, el ángulo de fricción interno decrementa; no obstante, al mismo tiempo en la Figura 1-8 (b) se aprecia que a mayor plasticidad mayor es el valor de la cohesión aparente, Flores, O. (2004), el cuál es otro componente de la resistencia al esfuerzo cortante, según el criterio Mohr Coulomb.

En otros trabajos, como los de Seed, H. y Chan, C. (1959), en los que se comparó el comportamiento mecánico a partir de resultados de pruebas CU, de una arcilla limosa y una arcilla franca, se observó que manteniendo el contenido de humedad, la presión de poro disminuye con la plasticidad y puede llegar a ser negativa a mayor nivel de deformaciones unitarias en la arcilla franca.

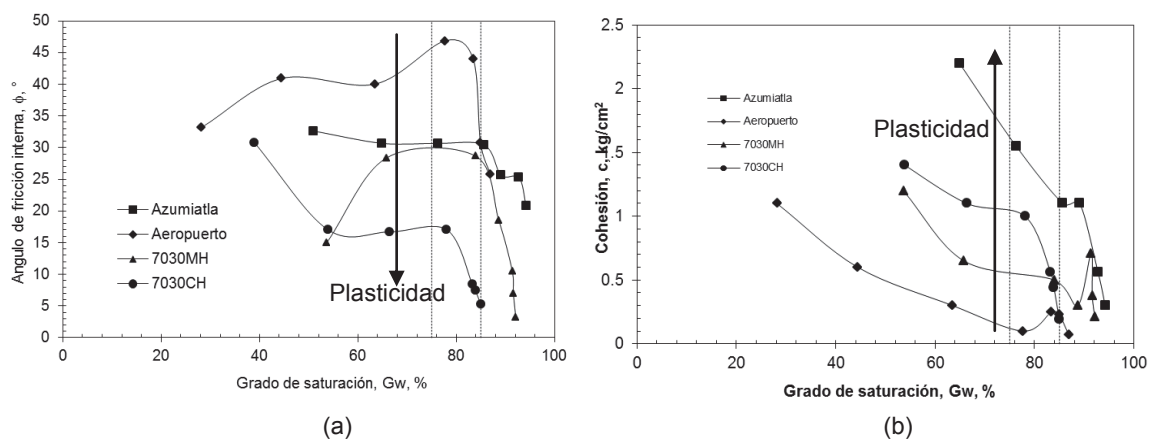


Figura 1-8 Influencia de la Energía de compactación en el Esfuerzo desviador.

1.2.5 Energía de compactación

La influencia de esta variable sobre las propiedades mecánicas de los suelos compactados se apoya con la siguiente explicación (Seed, H. y Chang, C. 1959). El cambio de la fábrica interna de los suelos finos en diferentes etapas son explicadas como sigue: Según la Figura 1-9 , en el punto A el aumento de agua resulta en una alta concentración de electrolitos, los cuales impiden la difusión de la doble capa de los iones alrededor de cada partícula arcillosa, la baja presión en la doble capa conduce a una baja repulsión entre partículas, el resultado es una tendencia hacia la floculación de los coloides y un consecuente bajo grado de orientación de las partículas arcillosas al momento de compactarlos (estructura floculada). Si aumentamos el contenido de agua del punto A al punto B la concentración del electrolito se reduce, resultando en una expansión de la doble capa, incrementando el grado de orientación de las partículas.

Llegando al punto C, el incremento en la orientación de las partículas es aún mayor. Un sistema de partículas paralelas, el cual es alcanzado en el punto C ha sido llamado sistema disperso. En la misma figura se observa que al aumentar la energía de compactación, la misma estructura floculada se mantiene en el punto E, pero que al llegar al punto D la orientación en las partículas arcillosas es mayor, por lo que se puede establecer que a mayor esfuerzo de compactación con contenidos de agua iguales, la tendencia de los suelos arcillosos a tener una orientación de la partícula será mucho mayor -- estructura dispersa- (citado en Linares, O. 2006).

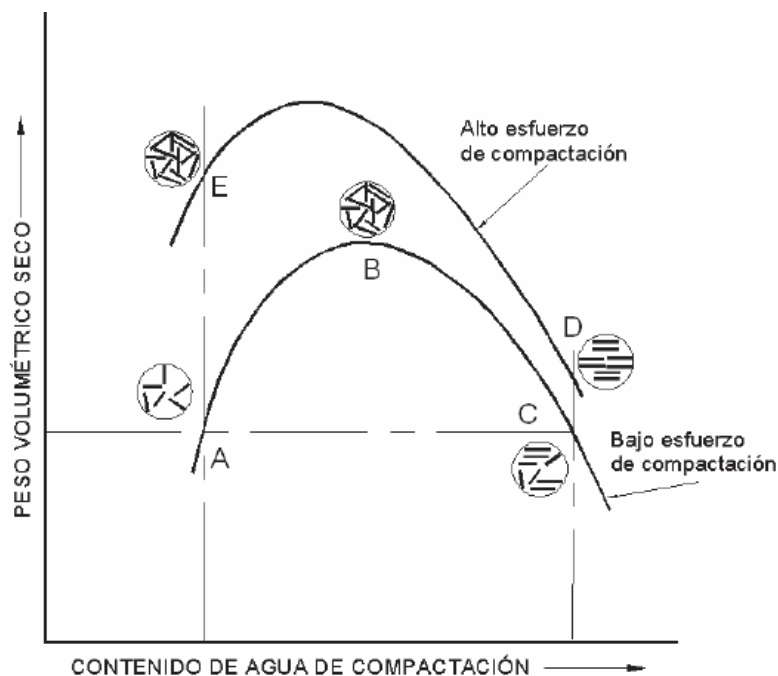


Figura 1-9 Cambio de la microfábrica de los suelos compactados, con el aumento de la energía de compactación y del contenido de humedad.

Se ha observado (Marsal, R. y Reséndiz, D. 1968) cómo al incrementar la energía de compactación se obtienen mayores pesos volumétricos con bajos contenidos de agua, dando lugar a fábricas floculadas, al mismo tiempo disminuyen las deformaciones y el esfuerzo aumenta; mientras que cuando dicho aumento de la energía de compactación con humedades mayores a la óptima darán como resultado estructuras con dispersión extrema; lo que significa que a mayor grado de saturación las deformaciones unitarias incrementan, dejando de tener influencia el aumento de energía de compactación en esta etapa.

Lo anterior se ha verificado en trabajos de Flores, O. y Romo, O. (2003) en los que han sometido a diferentes ensayos material SM-arena limoso. En los cuales, a todas luces, se observa que con el incremento de la energía de compactación, las deformaciones unitarias (de pico y residuales) decrecen, mientras que el esfuerzo desviador (resistencia) aumenta; sin embargo, esto sólo ocurre hasta ciertos grados de saturación alcanzados, pues en general con saturación mayor a la presentada con el contenido óptimo de agua (en esta investigación, $G_w > 90\%$) las deformaciones unitarias aumentan y los valores del esfuerzo desviador disminuyen, por lo que se puede suponer que la resistencia máxima es función de la energía de compactación y del grado de saturación.

Por otra parte, la energía de compactación también tiene influencia sobre la expansibilidad, ésta es una manifestación de la reducción de la distancia media entre las partículas del suelo sin que varíe su distancia mínima por incremento de la orientación entre ellas (arreglos dispersos); así, por ejemplo, la expansión se relaciona con el grado de orientación que guarda la estructura de los suelos finos y, en general, la expansibilidad aumenta cuando se aplican niveles mayores de energía de compactación; no obstante, el potencial de expansión depende del método de compactación que se utilice. En general, cuando se usan métodos estáticos se obtiene mayor potencial de expansión que cuando se emplean métodos por amasado.

A partir de lo anterior, con los resultados experimentales obtenidos en esta tesis, los cuales se presentarán más adelante, se pretende ampliar más el conocimiento del comportamiento mecánico de los suelos compactados, así como su relación con el efecto que genera el agua en los vacíos de estos suelos una vez densificados.

2 Descripción del equipo y procedimiento del ensaye

2.1 Descripción del equipo¹

El equipo utilizado en este trabajo es de compresión triaxial, en el cual se aplican cargas monotónicas a los especímenes ensayados. El equipo triaxial sirve, principalmente, para conocer la relación esfuerzo-deformación del suelo, sus propiedades mecánicas, y con ello las características de resistencia al esfuerzo cortante (en condiciones de carga estática) del material en estudio.

Las pruebas realizadas con este equipo consisten básicamente en someter una probeta de suelo primero a esfuerzo de confinamiento, a través de aire a presión aplicado al agua que rodea al espécimen (cubierto con una membrana impermeable) dentro de la cámara; después, se aplica un esfuerzo axial vertical a la probeta, ya sea por un sistema de carga controlada o bien a deformación controlada, hasta que el suelo presenta un estado de falla. Así, el esfuerzo de confinamiento y el esfuerzo axial mayor (esfuerzo desviador) resultan ser los esfuerzos principales aplicados en el eje horizontal y vertical, respectivamente.²

Sin embargo, en la etapa de falla, es decir cuando se aplica el esfuerzo axial vertical, puede ser que se permita el drenaje del agua contenida en el suelo, o bien, que la probeta antes de esta fase haya sido consolidada. Por lo anterior, resta decir que con el equipo triaxial se pueden realizar ensayos de tipo no consolidado, no drenado (UU); consolidado, no drenado (CU) y consolidado, drenado (CD). Por ello, cabe mencionar que los resultados de ensayos presentados en este trabajo pertenecen a los de pruebas tipo no consolidado, no drenado (UU).

Básicamente el equipo triaxial consta de las siguientes partes:

- **Marco de carga.** Este es una estructura metálica rígida en cuya base hay un sistema electromecánico que se encarga de elevar la cámara triaxial para que, de ese modo, se aplique el esfuerzo desviador al suelo. Véase Figura 2-1. El control del sistema electromecánico, ya mencionado, se hace a través de un panel digital ubicado en la parte frontal de la base. En el panel de control se introduce el valor de la velocidad a la cual se va a realizar la prueba, siendo esta una prueba a deformación controlada.

¹ El equipo utilizado fue el modelo 28-T0401/Z TRIAX DIGITAL 50, marca CONTROLS cuyas especificaciones técnicas de interés en este trabajo son las siguientes: velocidad mínima y máxima de prueba es 0.00001 mm/min y 9.9999 mm/min, respectivamente; velocidad rápida de montaje: 25 mm/min; capacidad máxima de carga: 50 kN.

² Para una explicación más amplia del estado de esfuerzos en suelos sometidos a ensayos triaxiales puede consultar Muni Budhu capítulos 3 y 5; y J. Badillo capítulos XII y XIII.

- **Cámara triaxial.** Es un cilindro de material transparente y resistente (en este caso, lucita) que tiene una tapa metálica, la cual es atravesada por un vástago que aplica al espécimen el esfuerzo desviador (Figura 2-1). La tapa está provista de una válvula que purga el aire alojado en el interior de la cámara. Por medio de unos tornillos, la cámara se cierra herméticamente y se fija a una base que está unida al sistema electromecánico.

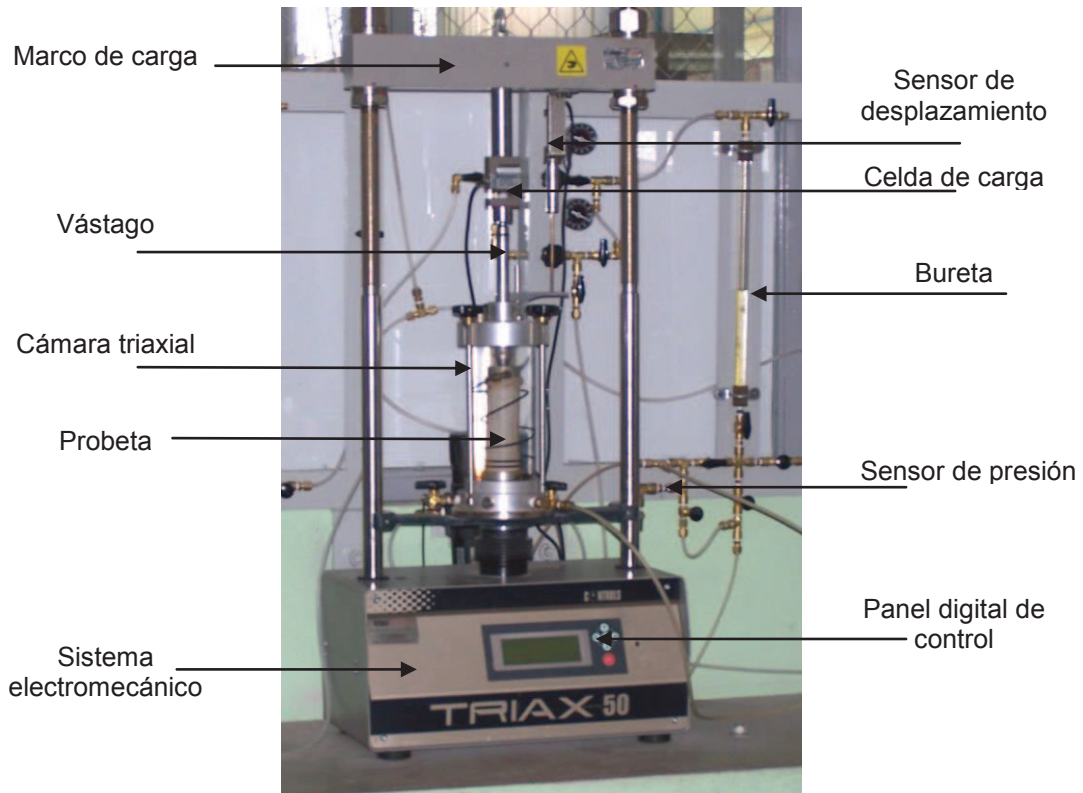


Figura 2-1 Equipo triaxial estático (FI BUAP).

- **Sistema hidroneumático.** Este sistema consta de tuberías metálicas que conducen aire a presión, generado por un compresor, y lo llevan hasta la cámara triaxial para aplicar (a través de tubos flexibles tipo Sarán) el esfuerzo de confinamiento y, en su caso, contrapresión a las probetas ensayadas. Este sistema se controla por válvulas instaladas en diferentes partes de la tubería y por reguladores de presión.
- **Sistema semiautomático de adquisición de datos³.** Este sistema se conforma de sensores electrónicos que registran las variaciones de carga y deformación del espécimen ensayado; la información se convierte a través de transductores en señales eléctricas medidas en volts. El sensor de carga es una celda tipo "S" ubicada entre la parte superior del marco de carga y el

³ Confróntese Vega, A. (2005), capítulos 3 y 4.

vástago que comprime al espécimen; mientras que el sensor de desplazamiento (encargado de medir la deformación lineal de la probeta) tiene un transductor tipo LVDT⁴ sujeto en la parte superior del marco y apoyado en una placa metálica, rectangular, delgada que descansa en la tapa de la cámara triaxial. (Figura 2-1). El equipo triaxial también cuenta con una celda piezométrica, conectada en la base de la cámara, que sirve para medir la presión de poro durante la ejecución de pruebas CU y CD.

Los sensores mencionados se conectan a una tarjeta de datos (marca *Nacional Instrument*, modelo PCM10) a través de un acoplador de señal de 4 entradas. La tarjeta de adquisición de datos procesa la información registrada y a través de un software, desarrollado con la plataforma *Lab view*, se muestran en el monitor los valores de carga, deformación lineal o presión, ya sea de forma numérica o gráfica. Con este programa de cómputo se diseña la ejecución de pruebas tipo UU, CU, y CD en las cuales se establecen algunas características de los ensayos, como son: su ejecución a carga o deformación controlada, el tiempo de duración, las constantes de los sensores (obtenidas de la calibración de los mismos), etc.

2.1.1 Calibración de sensores

La calibración de los sensores, instalados en el equipo triaxial, consiste en obtener una relación suficientemente aproximada entre el valor registrado del parámetro físico medido y el valor correspondiente de la señal eléctrica obtenido a la salida del transductor.

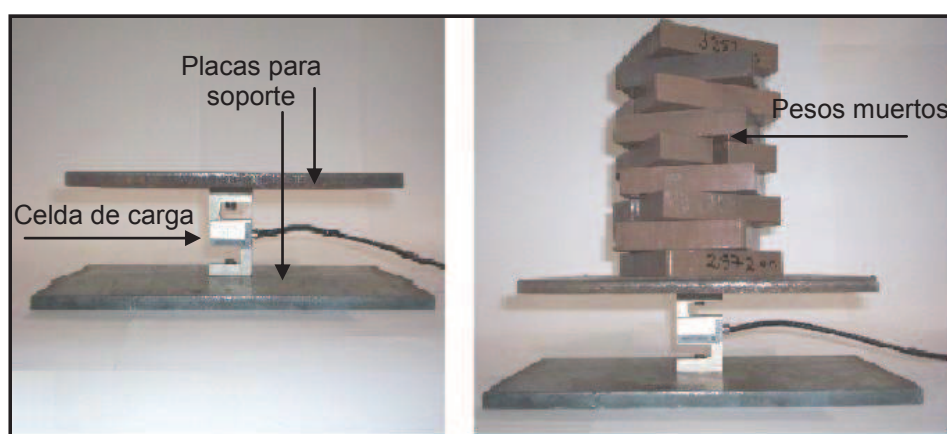


Figura 2-2 Aplicación de cargas en la etapa de calibración.

⁴ *Linear Variable Differential Transformer*

La correlación entre la magnitud física y las señales eléctricas se obtiene tabular y gráficamente, ya que los valores registrados de esta relación se ajustan a la ecuación de una línea recta.

Calibración de la celda de carga. Para calibrar este sensor, por medio de “pesos muertos” que se van apilando uno encima de otro, a la celda de carga tipo “S” se le aplican incrementos de carga preestablecidos. Cada incremento de carga produce una señal eléctrica que se lee en voltios. En la Figura 2-2 se aprecia que la celda tiene unas placas metálicas en su parte superior e inferior, esto sirve para proveer estabilidad al arreglo de la celda y los pesos muertos. La gráfica de la calibración se presenta en la Figura 2-3.

Calibración del sensor de desplazamiento. Esta calibración se realiza con la intervención de un tornillo micrométrico digital de alta precisión que se acopla a un extremo del sensor de desplazamiento. El arreglo del tornillo micrométrico y el sensor de desplazamiento deben permanecer en posición horizontal, para lo cual el sensor se monta sobre dos apoyos en sus extremos, según se ve en la Figura 2-4. Para calibrar el sensor, se ajusta en “ceros” la lectura del tornillo micrométrico y, en voltios, se registra la correspondiente lectura del sensor; después se aplican incrementos de desplazamiento (por ejemplo, 0.5 ó 1.0 mm) y se obtiene el voltaje correspondiente obtenido en la salida del transductor. Los datos obtenidos de la calibración del sensor de carga se representan en un gráfico como el que se muestra en la Figura 2-5.

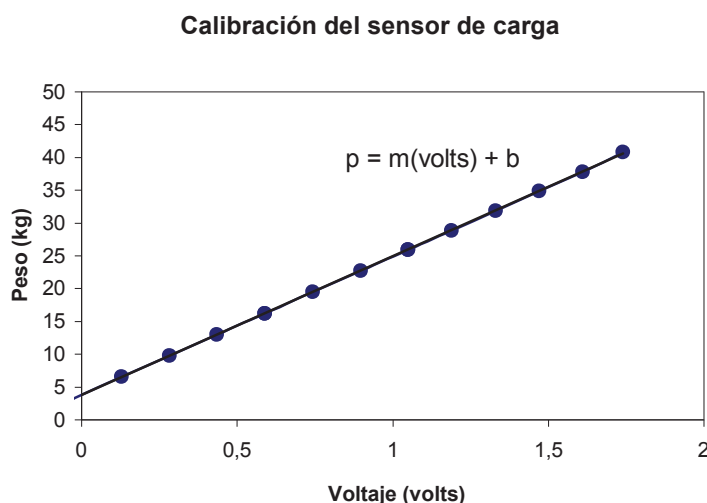


Figura 2-3 Gráfico de calibración de la celda de carga (A. Vega, 2005).

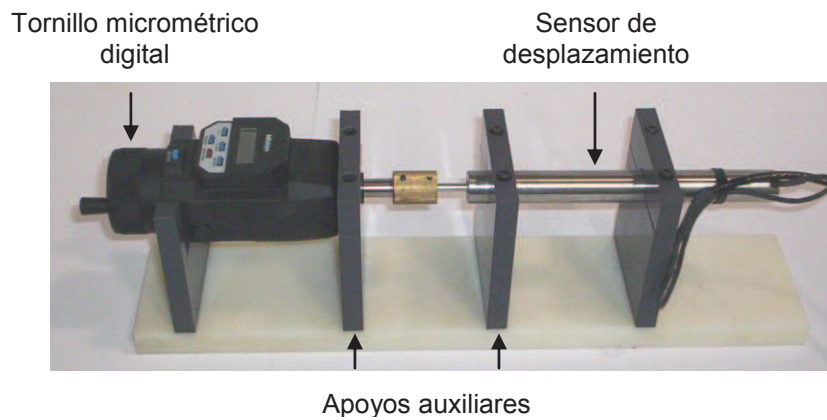


Figura 2-4 Arreglo para calibrar el sensor de desplazamiento lineal.

2.2 Procedimiento de ensaye

Con cada uno de los materiales que se trabajó en esta tesis (Azumiatla, Aeropuerto, 70-30 MH y 70-30 CH) se realizó la prueba de compactación Proctor estándar (ASTM D698-91) y se definió su respectiva curva de compactación, de la cual se tomaron siete puntos formados por pesos volumétricos secos con sus correspondientes contenidos de agua, Flores, O. *et al* (2004). Tres puntos pertenecen a la rama seca de la curva, tres a la rama húmeda y un punto que representa el peso volumétrico seco máximo y la humedad óptima del material.

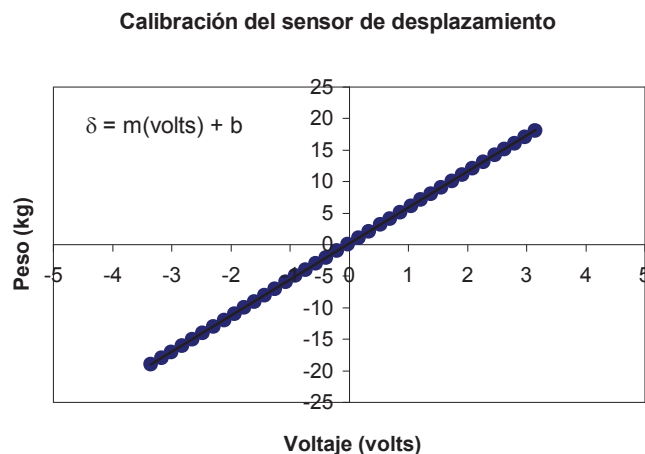


Figura 2-5 Gráfico de calibración del sensor de desplazamiento lineal, Vega, A. (2005).

Después, se formaron, por la dificultad de labrar probetas de los moldes Proctor estándar, en un molde miniatura especímenes con contenidos de agua y pesos específicos secos próximos al de los siete puntos escogidos de la curva de compactación Proctor estándar; para lo anterior, a través de prueba y error se definió, para cada punto, la cantidad de material necesaria por capa, el número de las mismas y el número de golpes debería aplicarse a cada capa de material. La finalidad de formar estas probetas fue someterlas a su posterior ensaye en el equipo triaxial, primero del tipo UU (no consolidado, no drenado), y después, del tipo CU (consolidado, no drenado); y así determinar su comportamiento mecánico por medio de su relación esfuerzo *versus* deformación y el criterio de falla Mohr Coulomb.

2.2.1 Descripción del equipo de compactación⁵

El molde miniatura empleado en este trabajo es un cilindro circular recto, metálico, partido (doble caña), su masa es de 380 g aproximadamente, su diámetro interno de 36 mm y tiene 90 mm de altura; cuenta con una extensión en la parte superior (collarín) cuya altura exterior es de 37 mm y su diámetro interno es igual al del molde. El molde se asienta en una base, que es una placa de 20 mm aproximadamente de espesor y 88 mm de diámetro, por medio de tornillos tipo Allen colocados diametralmente. Confróntese Mendoza, M. (1986). Véase Figura 2-6.

Al molde lo acompaña un pisón de 200 g de masa (Figura 2-7a) cuya sección transversal, que suministra la energía de compactación al material, es un sector circular para que la energía aplicada sea de modo uniforme en cada una de las capas, y así el área a compactar tenga la misma cantidad de golpes o traslapes (véase Figura 2-7b). La altura de caída del pisón es de 250 mm. (Véase Figura 2-8).

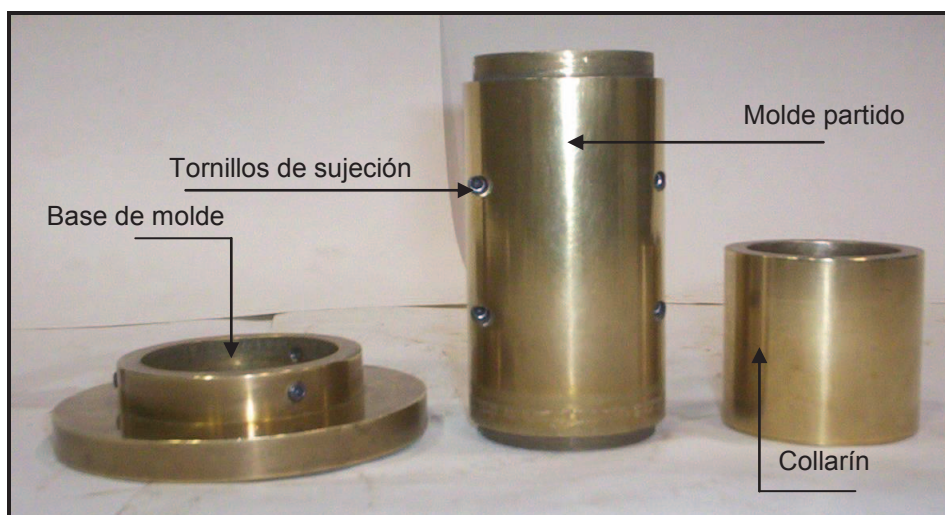


Figura 2-6 Partes del molde miniatura.

⁵ Véase O. Flores y Romo, 2003; L. Domínguez, 1995, pág. 49 y R. Lucero, 1993, Anexos A y B.

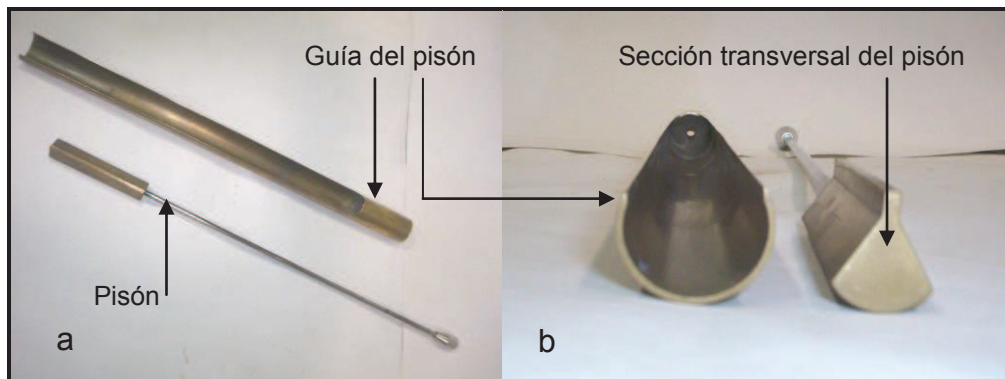


Figura 2-7 Pisón del molde miniatura de compactación.

El equipo y material necesarios para formar las probetas que se ensayaron en el equipo triaxial es el siguiente:

- molde triaxial (también referido como molde miniatura).
- balanza digital con capacidad de 2.1 kg y aproximación de 0.01 g.
- horno de secado convencional.
- vidrios de reloj.
- láminas de plástico rígido (acetato).
- Embudo metálico
- navaja para escarificar.
- vernier.
- charolas
- franelas.

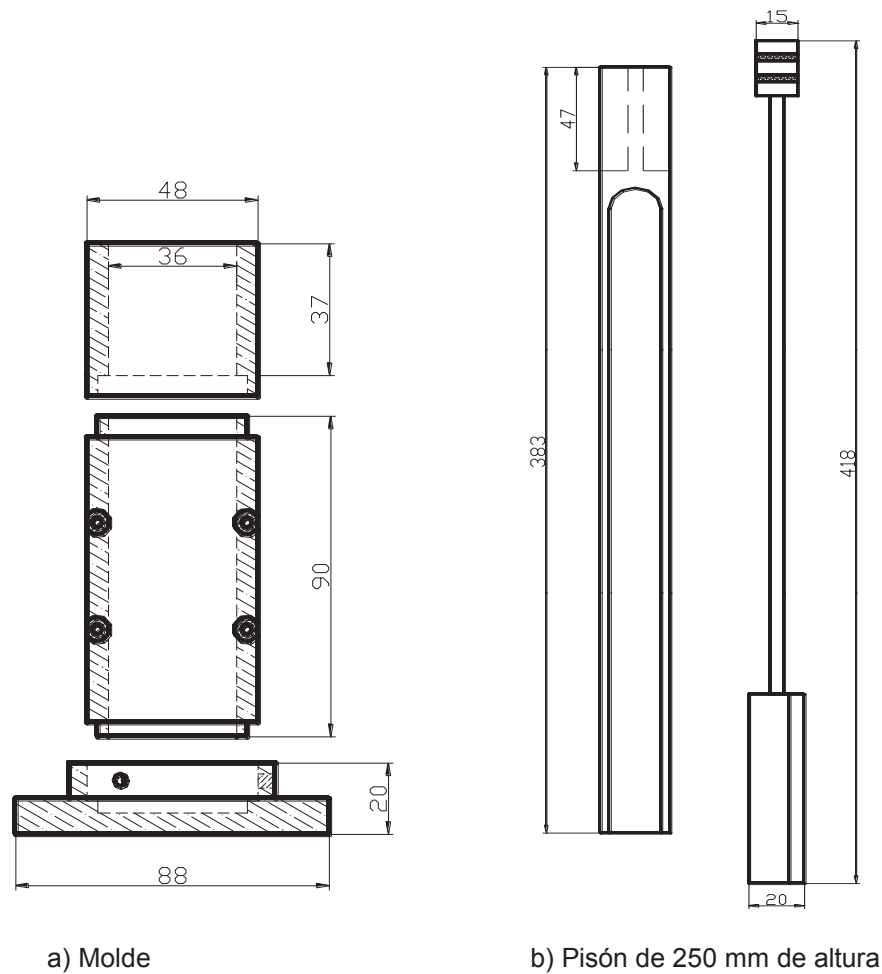


Figura 2-8 Dimensiones del molde miniatura y del pisón compactador.

2.2.2 Formación de la probeta

La preparación del material utilizado para formar las probetas triaxiales y para hacer la prueba Proctor estándar consistió en lo siguiente: primero se disgregaron los grumos del material, después éste se cribó por la malla No. 4; así, la porción retenida en dicho tamiz se desechó, mientras que al material que pasó por dicha malla se le agregaron diferentes cantidades de agua para que al mezclarlo se obtuvieran los contenidos de humedad alcanzados en la prueba de compactación Proctor estándar.

Una vez obtenido el material con la humedad requerida, se guardó en bolsas de plástico para curarlo durante 24 horas, después de ese tiempo se procedió a formar las probetas según se indica a continuación:

1. Se revisa que las dos partes del molde estén perfectamente unidas entre sí y que el molde se asiente adecuadamente en su base. Se coloca el collarín en la parte superior del molde. Figura 2-9 a.
2. Se coloca una lámina de plástico semirígido (acetato) en las paredes interiores y en el fondo del molde para evitar que el material se adhiera a la superficie.
3. Se dispone en el molde la cantidad de material necesaria para formar una capa. Figura 2-9 b.
4. Se compacta el material con el pisón por medio de una serie de impactos aplicados circularmente para procurar una distribución uniforme de la energía de compactación. Figura 2-9 c.
5. Se repite el paso anterior hasta formar la última capa. Al establecer la cantidad de material por capa (paso 3) se calcula que ésta sea suficiente, de modo que al retirar el collarín, sobresalga del molde una parte del espécimen (aproximadamente 5mm). Figura 2-9 d.
6. Después de retirar el collarín, con una regleta metálica, se enrasa la probeta, como se ve en la Figura 2-9 e.
7. Se retira la base y se separan las dos medias cañas del molde, Figura 2-9 f; enseguida se desprende la lámina de plástico que reviste la probeta.
8. Se registra el diámetro, altura y el peso del espécimen.
9. finalmente, la probeta se guarda en bolsa de plástico y así está lista para su posterior ensaye triaxial. Figura 2-9 g.



a) Molde preparado con extensión y pisón



b) Colocación del material



c) Compactación del material



d) Probeta sin enrasar



e) Enrase de la probeta



f) Extracción de la probeta

g) Probeta lista para el montaje



Figura 2-9 Secuencia de la formación de la probeta en el molde de compactación miniatura.

2.2.3 Pruebas UU

Las pruebas tipo UU (no consolidadas, no drenadas) que se realizaron en este trabajo consisten, básicamente, en las siguientes etapas:

- montaje
- esfuerzo de confinamiento
- falla

2.2.3.1 Montaje

Ya formada la probeta, con el peso volumétrico y el contenido de agua necesarios, ésta se coloca sobre la base de la cámara, y sobre la probeta se coloca el cabezal. Es costumbre colocar un disco impermeable, en este caso de lucita, entre el pedestal de la cámara y la parte inferior del espécimen para evitar así el drenado de la probeta en cualquier fase que se encuentre. Véase Figura 2-10 (a).

Enseguida se cubre el espécimen con una membrana de látex que se fija con ayuda de arosellos (O-rings) al pedestal y al cabezal de la cámara. Para ello, primero se disponen 2 arosellos en la periferia del cilindro metálico y dentro de dicho cilindro se coloca la membrana, doblando hacia fuera sus extremos. Ahora, para que el látex se adhiera a las paredes internas del cilindro metálico se genera vacío entre la membrana y el cilindro, como se ve en la Figura 2-10 (b). Después, este arreglo se coloca de tal modo que cubra al espécimen, entonces, se interrumpe el vacío para que el látex se adhiera, ahora, a la superficie de la probeta y se pueda retirar el cilindro.

Los extremos de la membrana se doblan hacia fuera para que puedan ajustarse en torno al cabezal y al pedestal, además se acomoda la membrana para alisar las arrugas que se hayan generado durante la colocación. Los aros sellos se desprenden del cilindro para que aseguren la posición del látex al cabezal y al pedestal. Figura 2-10 (c).

Finalmente, se coloca la cámara de lucita sobre su base y se fija a ella por medio de tornillos de sujeción correspondientes (mismos que se aseguran únicamente con presión de mano), cuidando que el vástago que atraviesa la tapa de la cámara (con el cual se aplica el esfuerzo desviador a la probeta) haga adecuado contacto sobre el cabezal, es decir, centrando el vástago, según se aprecia en la Figura 2-10 (d).

2.2.3.2 Esfuerzo de confinamiento

Una vez realizado el montaje de la probeta, se ingresa agua a la cámara hasta que el nivel del agua esté por arriba de la probeta; después, los sensores de presión, de desplazamiento y de carga se ajustan para registrar sus lecturas iniciales

A continuación se aplica el esfuerzo de confinamiento (σ_3) a la probeta; para esto se abre la válvula de salida de la línea del regulador de presión y se deja pasar aire al interior de la cámara; y así, a través del agua a presión que rodea al espécimen, se provee de un esfuerzo de confinamiento isotrópico a la probeta. En este trabajo cada prueba triaxial consistió en ensayar una serie de 3 especímenes, los cuales fueron sometidos a 0.5, 1.0 y 1.5 kg/cm² de esfuerzo de confinamiento, respectivamente.

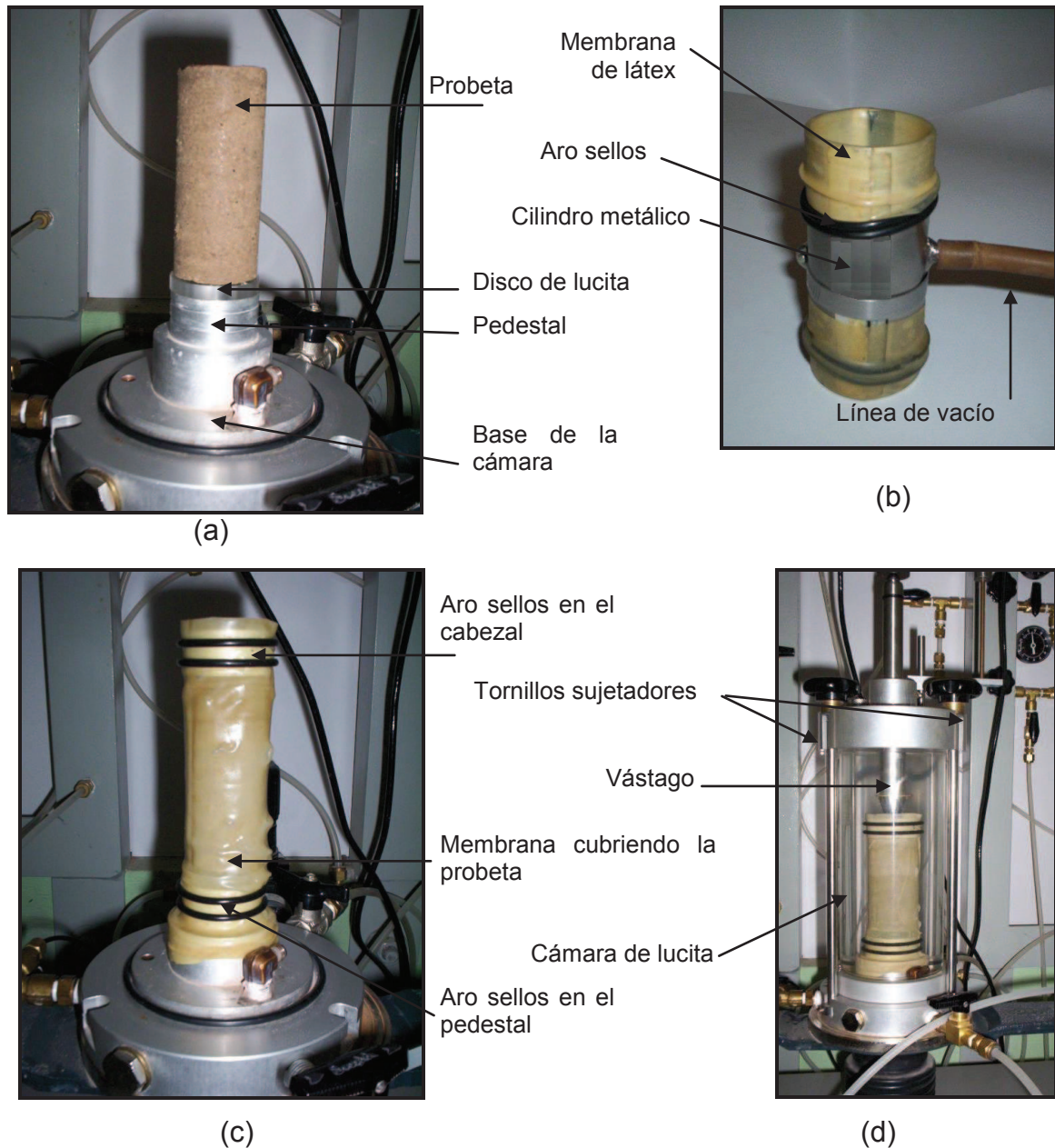


Figura 2-10 Secuencia de montaje de la prueba triaxial UU (no consolidada, no drenada).

2.2.3.3 Falla

Según se describió en los pasos anteriores, la probeta no está conectada a ninguna bureta ni algún sensor que permita medir la presión de poro, entonces, bajo estas condiciones, se aplicó a deformación controlada (aproximadamente 20 mm de deformación lineal en 2 h, es decir 0.15 mm/min) incrementos de esfuerzo axial (q) hasta llevar a la falla a la probeta o en su caso hasta alcanzar aproximadamente el 20% de su deformación axial⁶, sin que en algún momento se registraran las variaciones de la presión de poro que se generaron en la probeta.

Después de presentarse la falla de la probeta, prácticamente se realiza la secuencia inversa de la etapa de montaje, esto es: se detienen los incrementos de la carga axial, se deja de aplicar el esfuerzo de confinamiento y se desaloja el agua del interior de la cámara; entonces, se quitan los tornillos de sujeción y se retira la cámara de lucita; así, se está en condiciones de quitar los arosellos, la membrana de látex y el cabezal al espécimen. Finalmente, se extrae de la cámara la probeta ensayada.

2.3 Cálculo de parámetros⁷

2.3.1 Pruebas UU

El objetivo de la prueba triaxial UU es conocer la relación esfuerzo deformación y las características de resistencia al corte de suelos cohesivos en condiciones no drenadas.

Esta prueba consiste, de forma general, en aplicar una presión de confinamiento constante a la muestra de suelo y, sin permitir el drenaje del agua de poro aplicar, de forma relativamente rápida, incrementos de esfuerzo axial. En esta prueba no es posible conocer los esfuerzos efectivos.

Los esfuerzos aplicados en este ensaye son:

⁶ En la obra *Experimental Soil Mechanics*, pág. 457 de Jean P. Barder, se recomienda cesar el incremento de carga axial una vez alcanzado el 20 – 25% de deformación. Mientras que J. Badillo en *Mecánica de suelos*, tomo 1 Anexo XII-c-6, sugiere detener la carga cuando se sobrepase el 25-30% de deformación axial.

⁷ Según la norma ASTM D2850-87

Fase 1: confinamiento (compresión isotrópica no consolidada). Véase la Figura 2-11.

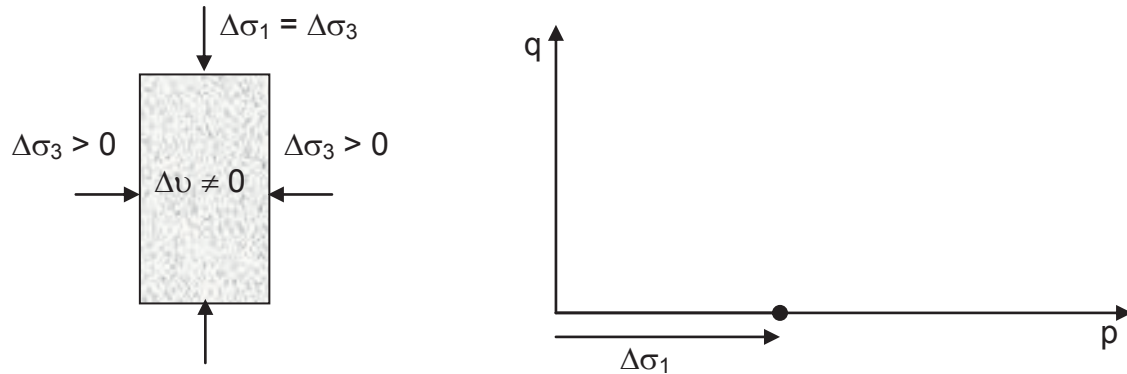


Figura 2-11 Estado de esfuerzos (izquierda) y trayectoria de esfuerzos totales (derecha), en la fase de confinamiento.

$$\Delta p = \frac{\Delta \sigma_1 + 2\Delta \sigma_3}{3}$$

como $\Delta \sigma_1 = \Delta \sigma_3$

entonces:

$$\Delta p = \frac{\Delta \sigma_1 + 2\Delta \sigma_1}{3} = \Delta \sigma_1$$

$$\Delta q = \Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3 = \Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_1$$

es decir, $\Delta q = 0$

por lo que: $\Delta q / \Delta p = 0 / \Delta \sigma_1 = 0$

donde:

$\Delta \sigma_1$ = incremento del esfuerzo principal mayor, que en esta fase es igual al esfuerzo confinante.

$\Delta \sigma_3$ = incremento del esfuerzo principal menor; es decir, es el esfuerzo de confinamiento.

Δu = incremento de la presión de poro generada en el espécimen de prueba.

Δq = variación del esfuerzo desviador, en términos de esfuerzos totales.

Fase 2: falla (no consolidada). Véase la Figura 2-12.

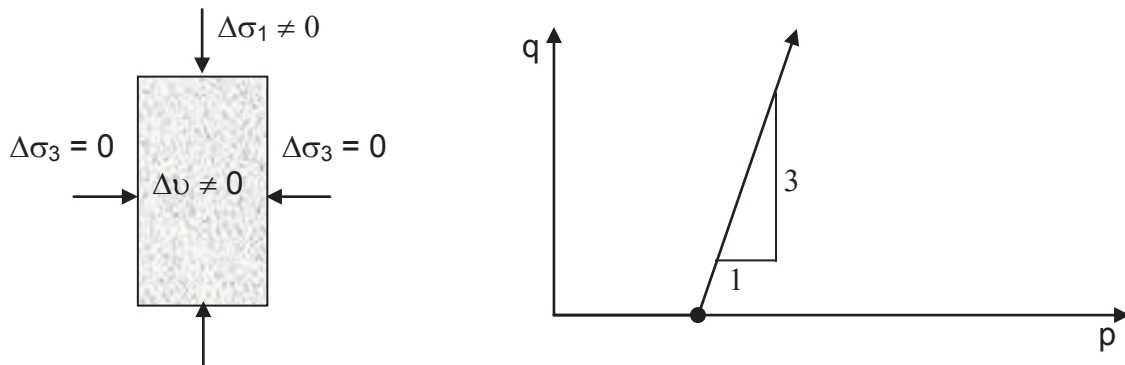


Figura 2-12 Estado de esfuerzos (izquierda) y trayectoria de esfuerzos totales (derecha), en la fase de falla.

$$\Delta p = \frac{\Delta \sigma_1 + 2\Delta \sigma_3}{3}$$

como $\Delta \sigma_3 = 0$

entonces:

$$\Delta p = \frac{\Delta \sigma_1 + 2(0)}{3} = \frac{\Delta \sigma_1}{3}$$

$$\Delta q = \Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3$$

es decir, $\Delta q = \Delta \sigma_1$

$$\text{por lo que: } \Delta q / \Delta p = \Delta \sigma_1 / (\Delta \sigma_1 / 3) = 3\Delta \sigma_1 / \Delta \sigma_1$$

$$\text{o sea } \Delta q / \Delta p = 3$$

donde:

$\Delta \sigma_1 = \Delta q =$ esfuerzo desviador de falla en términos de esfuerzos totales.

$\Delta \sigma_3 =$ incremento del esfuerzo de confinamiento.

$\Delta u =$ incremento de la presión de poro.

En la Figura 2-13 se muestran los esfuerzos aplicados en las diferentes fases de la prueba UU, mientras que en la Figura 2-14 se presenta la trayectoria de esfuerzos desarrollados en el mismo ensaye.

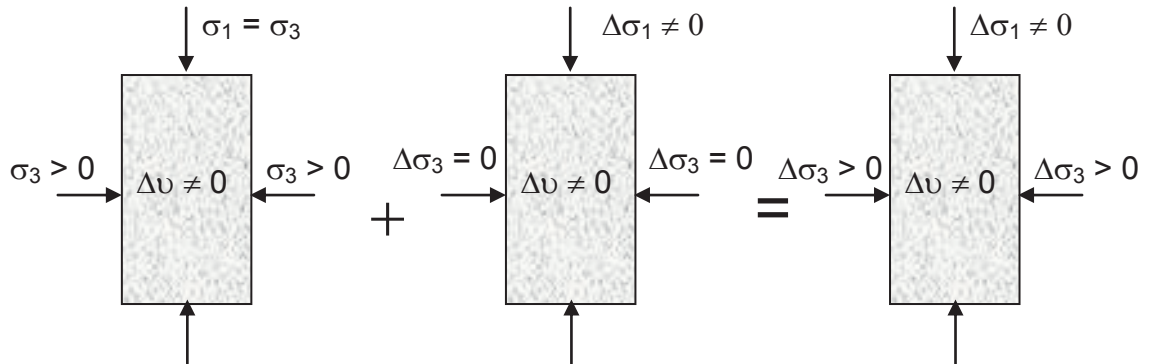


Figura 2-13 Estado de esfuerzos aplicados en la prueba UU.

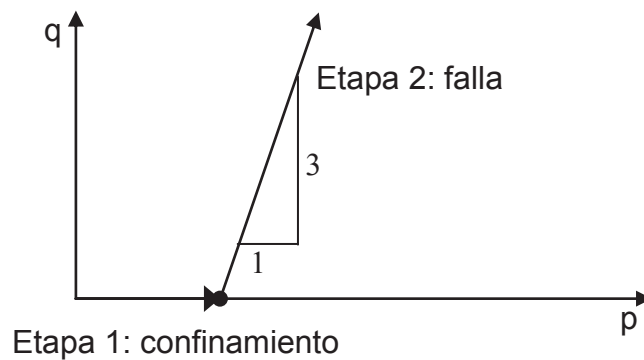


Figura 2-14 Trayectoria de esfuerzos totales de la prueba UU.

Después de presentar los aspectos generales que describen los estados de esfuerzo de una prueba UU, a continuación, se presenta la secuencia de los cálculos realizados para obtener distintos parámetros. Para lo anterior, es necesario contar previamente con la siguiente información.

Datos iniciales de la probeta y de la prueba:

H_0 = altura inicial (cm)

D_0 = diámetro inicial (cm)

A_0 = área inicial (cm²) = $\pi \times D_0^2/4$

σ_3 = esfuerzo de confinamiento (kg/cm²)

Datos registrados durante el ensaye:

P = carga (kg)

δ = desplazamiento lineal (mm)

Parámetros calculados derivados de la prueba:

ε = deformación unitaria axial (mm/mm) = $\delta / (H_0 \times 10)$

A_c = área corregida (cm²) = $A_0 / (1 - \varepsilon)$

q = esfuerzo desviador (kg/cm²) = P / A_c

τ = esfuerzo cortante (kg/cm²) = $q / 2$

σ_1 = esfuerzo principal mayor (kg/cm²) = $\sigma_3 + q$

p = $(\sigma_1 + 2\sigma_3) / 3$ (kg/cm²)

Como las pruebas se realizaron en series de tres probetas, a diferentes esfuerzos de confinamiento cada una, se trazaron los semicírculos de Mohr (en términos de esfuerzos totales) en un mismo gráfico y se obtuvo la envolvente de falla (línea tangente a dichos semicírculos), la cual indica el valor de la cohesión y ángulo de fricción interna aparente del material; mismos que se presentarán en forma resumida más adelante en el capítulo *Programa de ensayes, presentación y análisis de resultados* de este trabajo.

Por otra parte, aunque el cálculo de las relaciones peso – volumen del material no se relaciona directamente con sus propiedades mecánicas, a continuación, se presenta la secuencia del cálculo de dichas relaciones para cada una de las probetas sometidas a ensayes UU.

Datos iniciales de la probeta:

W_m = peso (g)

w = contenido de agua (%)

G_s = densidad relativa de sólidos

H_o = altura inicial (cm)

D_o = diámetro inicial (cm)

γ_w = peso volumétrico, aproximado, del agua = 1 g/ cm³

Cálculo de las relaciones peso – volumen:

V_m = volumen de la muestra (cm³) = $\pi \times D_o^2 \times H_o/4$

γ_m = peso volumétrico húmedo (g/ cm³) = W_m/ V_m

γ_d = peso volumétrico seco (g/ cm³) = $\gamma_m/ (1 + w/100)$

W_s = peso de sólidos (g) = $W_m/ (1 + w/100)$

V_s = volumen de sólidos (cm³) = W_s/ G_s

W_w = peso del agua (g) = $W_m - W_s$

V_w = volumen del agua (cm³) = $\gamma_w \times W_w$

V_v = volumen de vacíos (cm³) = $V_m - V_s$

e = relación de vacios = V_v/ V_s

G_w = grado de saturación (%) = $(V_w/ V_v) \times 100$

3 Descripción del material y procedimiento de ensaye

3.1 Descripción del material

En la realización de este trabajo se utilizaron 4 materiales, los cuales se denominaron: “Azumiatla”, “Aeropuerto”, “70-30MH” y “70-30CH”; en la selección de estos materiales se buscó que el porcentaje de finos fuera semejante entre ellos y que dichas fracciones de los materiales fueran representativas a cada una de las principales zonas definidas en la carta de plasticidad establecidas por el SUCS; es decir: CL, ML, CH y MH.

Para obtener los materiales “Azumiatla” y “Aeropuerto” se obtuvieron muestras de distintos puntos del lugar, mismas que se mezclaron mediante traspaleo para formar un cono trucado y hacer, por último, el correspondiente cuarteo del material¹.

El material “Azumiatla” es un CL–arcilla de baja plasticidad con arena, integrado por el 32.23% de arena y el 67.65% de material fino identificado como arcilla de baja plasticidad; mientras que el material “Aeropuerto” se forma por el 63.30% de arena y el 34.59% de partículas finas correspondientes a un limo de baja plasticidad, por ello, se clasifica como SM–arena limosa.

Por otro lado, los materiales “70–30MH” y “70–30CH” son el producto de una mezcla realizada en laboratorio; para ello, la fracción gruesa de ambos materiales proviene del banco llamado “El Cerro”, perteneciente a la localidad de Cuautlanzingo del estado de Puebla, mientras que la fracción fina del material “70–30MH” es un MH, limo de alta plasticidad, que se obtuvo de la localidad Tenango de las flores, Huauchinango, Puebla; en el caso del material “70–30CH”, la porción de finos se obtuvo de un estrato de arcilla de alta plasticidad, café oscuro, localizado a 0.40 m de profundidad en la zona del estadio de béisbol de Ciudad Universitaria (C.U.) de la Benemérita Universidad Autónoma de Puebla, BUAP. Así, la clasificación dada al material “70-30MH”, conformado por 70% de arena y 30% de finos, fue SM–arena limosa; y para el material “70-30CH” (formado también por 70% de arena y 30% de finos, de ahí sus respectivas denominaciones) fue SC–arena arcillosa.

3.1.1 Granulometría

La granulometría de un material queda definida cuando se conocen los diferentes tamaños de las partículas sólidas que lo integran y la proporción en que éstas se presentan.

Las granulometrías realizadas para este trabajo consistieron en cribar por vía húmeda cada material a través de un arreglo de mallas previamente

¹ Ref. 002 –B, 03 SCT, véase también “Muestreo para agregados” del Manual de prácticas del Laboratorio de tecnología de materiales, FI BUAP.

establecido, y obtener el peso retenido en cada uno de los tamices (ASTM D 422–63); con esos datos se obtiene en forma tabular lo que en estadística es una distribución acumulada de frecuencias, cuya representación gráfica es un polígono abierto denominado *curva granulométrica del material*.

Las curvas granulométricas de cada uno de los materiales se muestran en la Figura 3-1.

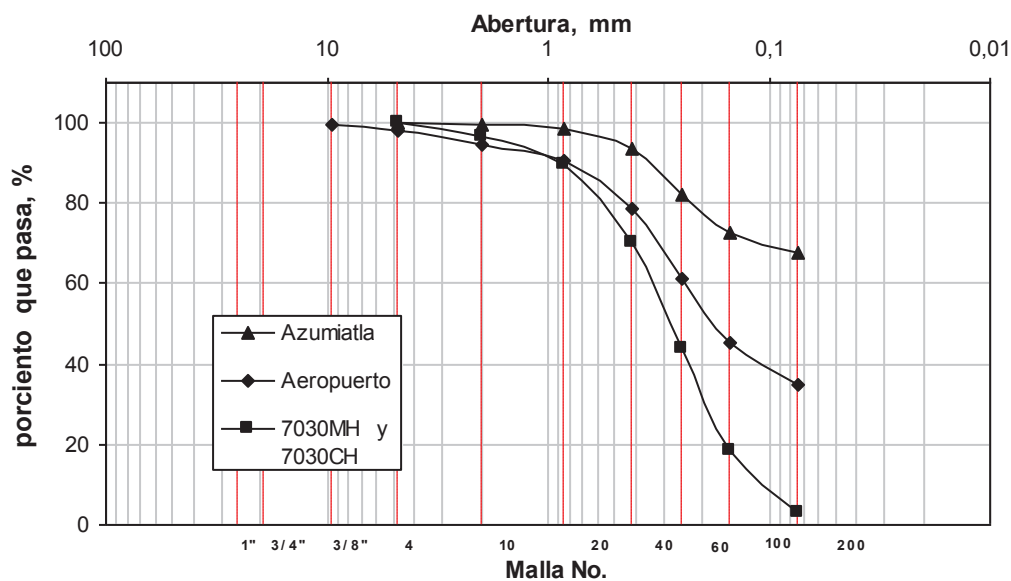


Figura 3-1 Curvas granulométricas de los materiales.

De los análisis granulométricos, los resultados obtenidos, quizá de mayor interés, son el porcentaje de grava (%G), de arena (%S) y de finos (%F) que conforma al material; por lo que esta información se presenta, en resumen, para cada uno de los materiales en la Tabla 3-1.

Tabla 3-1 Granulometría de los materiales.

Material	Gravas (%)	Arenas (%)	Finos (%)	Clasificación de finos
Azumiatla	0.12	32.23	67.65	CL
Aeropuerto	2.11	63.30	34.59	ML
70–30MH	0.00	70.00	30.00	MH
70–30CH	0.00	70.00	30.00	CH

Aunque en este trabajo se buscó el empleo de materiales que cumplieran con ciertas características granulométricas especificadas en trabajos de terracerías, también es posible seguir otro criterio, como el de establecer que la relación del diámetro del molde al tamaño máximo de las partículas no sea menor de siete veces y media.²

3.1.2 Plasticidad de finos

La plasticidad de un material fino está referida a la posición que ocupa dicho material en la carta de plasticidad (ASTM D2487), para lo cual se requiere el valor numérico de los límites de Atterberg (ASTM D4318-93) definidos como sigue:

- Límite líquido (w_L): es el máximo contenido de agua con el cual un material deja de comportarse plásticamente para adquirir las características físicas de un material semilíquido. En este trabajo el límite líquido se determinó con la copa de Casagrande.
- Límite plástico (w_P): es el mínimo contenido de agua con el cual un suelo presenta un comportamiento plástico, a partir de ese punto el material comienza a agrietarse por pérdida de agua.
- Índice de plasticidad (PI): es el contenido de agua con el cual un material presenta un comportamiento plástico. Matemáticamente se define como $PI = w_L - w_P$.

Los límites de consistencia y otras propiedades índice de los materiales se determinaron con la fracción que pasó la malla No. 40, y sus valores se presentan resumidamente en la Tabla 3-2, y en la Figura 3-2 se muestra la ubicación de cada material dentro de la carta de plasticidad.

Tabla 3-2 Resumen de pruebas índice.

Material	w_L %	w_P %	IP %	w %	G_s	Clasificación SUCS
Azumiatla	36.12	18.36	17.76	6.28	2.58	CL–arcilla de baja plasticidad
Aeropuerto	35.71	30.04	5.67	16.46	2.63	SM–arena limosa
70–30MH	98.30	57.32	40.98	20.98	2.69	SM–arena limosa
70–30CH	65.20	29.52	35.68	23.34	2.87	SM–arena arcillosa

² Este criterio fue adoptado por Mendoza M, 1982, en su trabajo *Características esfuerzo-deformación de suelos cohesivos compactados: efectos estructurales*.

3.1.3 Densidad relativa de sólidos (G_s)

Es la relación del peso volumétrico de la fase sólida del material con el peso volumétrico del agua. Su determinación se hace según el procedimiento descrito en la norma ASTM D 854–92. La densidad de sólidos se utiliza para el cálculo de las curvas teóricas de saturación construidas en las curvas de compactación y en el cálculo de las relaciones peso–volumen, mencionadas en el capítulo anterior. Los valores numéricos de la densidad de sólidos y del contenido de humedad de los materiales se presentan en la Tabla 3-2.

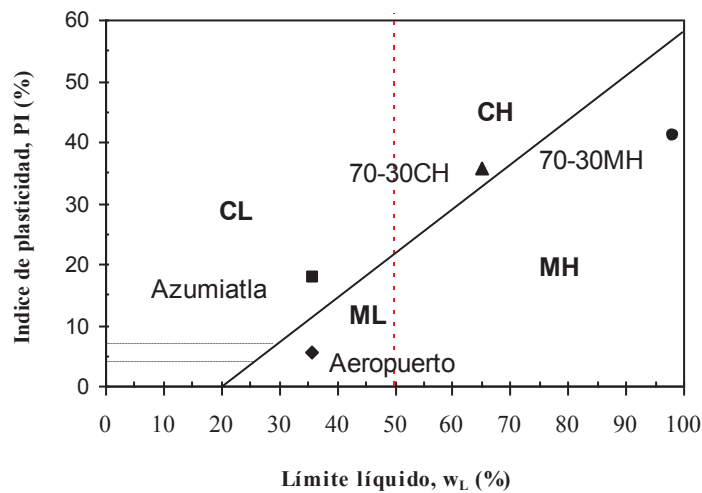


Figura 3-2 Ubicación en la carta de plasticidad de la fracción fina de cada material.

3.2 Compactación del suelo

La compactación de los materiales utilizados en este trabajo fue por el método de impactos; primero se realizó la prueba Proctor estándar y después se trataron de reproducir los resultados obtenidos de ésta mediante la compactación de suelo con un molde miniatura. A continuación se describe con más detalles dichos ensayos de compactación.

3.2.1 Procedimiento de compactación

Antes de ser compactadas, las muestras obtenidas de cada uno de los materiales (Azumiatla, Aeropuerto, 70–30MH y 70–30CH) se prepararon de la siguiente manera:

- durante 24 hrs se extendió el material, sobre una superficie plana y limpia, para que fuera secado al aire.
- después se disgregaron los grumos del material seco mediante un pisón de madera forrado de hule, teniendo cuidado de no romper las partículas sólidas del suelo.
- una vez secado y disgregado el material se cribó por la malla No. 4 (4.75 mm) hasta obtener 12 kg, aproximadamente, de suelo.
- este material se deposita dentro de una charola y, en porciones, se le agrega agua. Con la ayuda de una espátula de abanico se mezcla el material para que la humedad en él se distribuya de modo uniforme.
- el material así preparado se guarda (en un lapso de 24 hrs) en bolsas de plástico dentro de un recipiente húmedo, para aislarlo de la humedad ambiente y evitar pérdidas de contenido de agua. A esto se le llama curado del material.

Para cada uno de los materiales, ya preparados, se realizó la prueba Proctor estándar, método A, según se indica en la norma ASTM D698–91. De la curva de compactación resultante se eligieron siete puntos³: tres en la rama seca, tres en la húmeda y el correspondiente al óptimo; así, se definieron siete contenidos de agua y siete pesos específicos secos para reproducirlos después, también por impactos, en un molde miniatura metálico de 36 mm de diámetro y 90 mm de altura, con un pisón de 200 g de masa y 25 cm de altura de caída⁴. En la Figura 3-3 se presenta la ejecución de la prueba Proctor estándar y de la compactación con el molde triaxial miniatura.

Las compactaciones que se intentaron reproducir, con el molde miniatura, se llevaron a cabo con material preparado de la misma manera que el utilizado para las pruebas Proctor estándar; es decir, también fue secado al aire, disgregado, cribado por la malla No. 4 y curado durante 24 hrs.

Con el propósito de reproducir para cada uno de los materiales la curva de compactación Proctor, por medio de iteraciones, variando el número, peso y golpes de cada capa, se obtuvo, de forma aproximada, el peso específico seco máximo ($\gamma_{dm\acute{a}x}$) de la Proctor estándar con su respectivo contenido óptimo de humedad (w_{opt}). Después, con los diferentes contenidos de agua tomados de la curva de compactación Proctor estándar (y con el mismo número, peso e impactos de cada capa con el que se alcanzó el $\gamma_{dm\acute{a}x}$) se formaron las curvas de compactación con el molde triaxial.

³ Véase Flores, O. *et. al. Influencia del grado de saturación en el comportamiento esfuerzo-deformación de suelos compactados*, 2004.

⁴ Una explicación más amplia del equipo de compactación miniatura se da en el capítulo *Descripción del equipo y procedimiento de ensaye* de este trabajo.



Figura 3-3 Ejecución de las pruebas de compactación: Proctor estándar (izquierda) y molde miniatura (derecha)

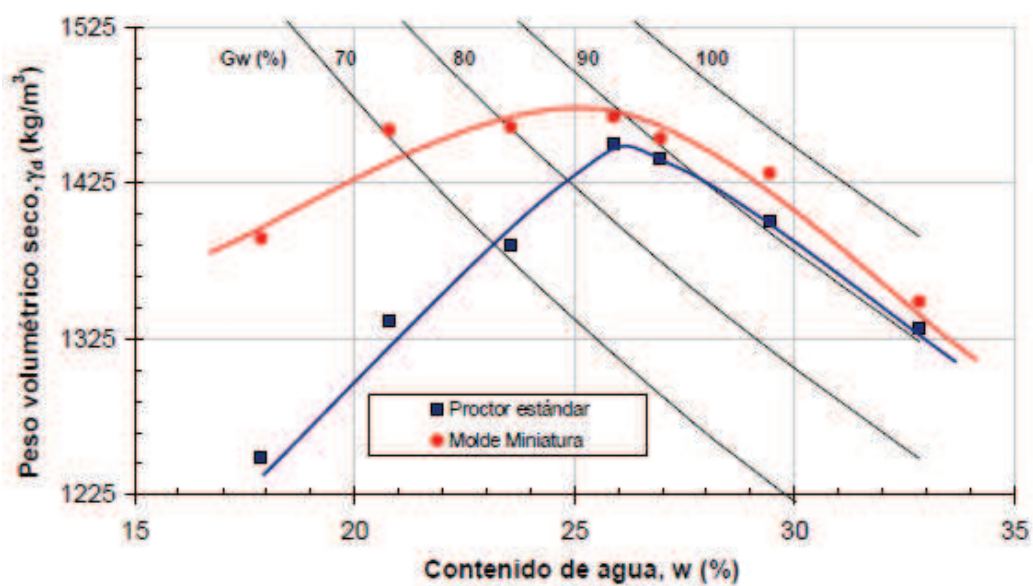
3.2.2 Resultados de compactación y energía equivalente a la Proctor

En este trabajo se buscó obtener mediante un molde miniatura de compactación pesos volumétricos secos máximos muy próximos, o incluso iguales a los logrados mediante la prueba de compactación Proctor estándar; sin embargo, se debe señalar que en dicha búsqueda se dejó de lado conservar la misma energía de compactación en ambos procedimientos. Por lo anterior, a la energía empleada en las compactaciones con el molde miniatura se le llamará, en este trabajo, energía equivalente.

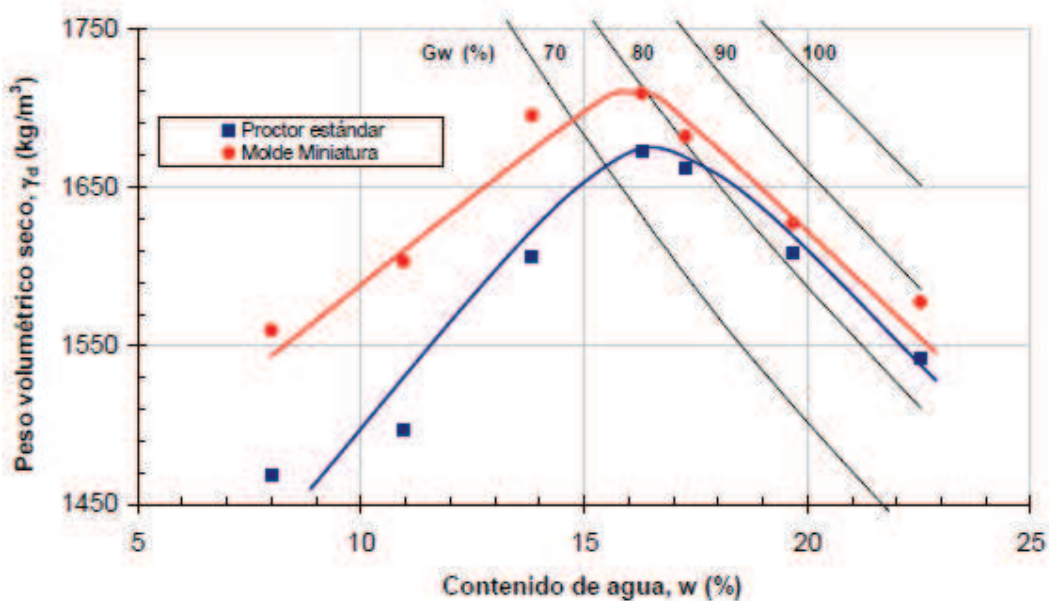
Una vez indicado lo anterior, se procede a la descripción de lo observado en los resultados de las pruebas de compactación realizadas en esta investigación. Así, básicamente se observan los siguientes aspectos:

La Figura 3-4 presenta para cada material las curvas de compactación obtenidas con el molde Proctor estándar y con el molde miniatura, en ellas se observa que el peso volumétrico seco máximo, correspondiente al contenido de agua óptimo, se presenta para todos los materiales, después de que se ha llegado al 80% del grado de saturación; además, en todos los casos se obtuvieron mayores densificaciones con el molde miniatura en comparación con el molde estándar; lo anterior puede obedecer a que el área del molde miniatura es mucho menor que la del molde Proctor y con ello el área de compactación es más reducida; por lo que en el momento de la compactación se restringe el desplazamiento que pudieran tener las partículas sólidas del material, aportando así un mayor grado de acomodo estructural interno y con ello un mayor peso volumétrico.

Así también, en la Figura 3-4 c) y d) para los materiales 70-30MH y 70-30CH, respectivamente, las curvas de compactación con ambos moldes presentan una franca similitud geométrica entre sí, mientras que para los materiales Azumiatla y Aeropuerto, Figura 3-4 a) y b), esta correspondencia gráfica disminuye, e incluso se aleja claramente en las ramas secas de las curvas de compactación. Al respecto, se puede considerar lo reportado por Marsal, R. (1985) y Mendoza, M. (1992), en dichas investigaciones se apunta la influencia de la granulometría y de la plasticidad en el proceso de la compactación; así, para un mismo material puede haber una diferencia en el peso volumétrico seco en la zona ascendente de la curva de compactación, pero dicha diferencia se disminuye en la rama húmeda debido a que en la rama ascendente de la curva parte de la energía se emplea en disgregar los grumos, y que en el caso de los suelos de alta plasticidad, estos grumos son todavía más difíciles de romper que en los materiales de baja plasticidad. Esto corresponde a lo observado en esta investigación ya que en los materiales Azumiatla y Aeropuerto, al ser su fracción fina de baja plasticidad, la energía empleada en la rama seca resultó ser más eficaz, produciendo así mayores densificaciones, respecto a los otros materiales, lo cual se evidencia con una mayor separación de las curvas de compactación en contenidos de agua menores al óptimo.

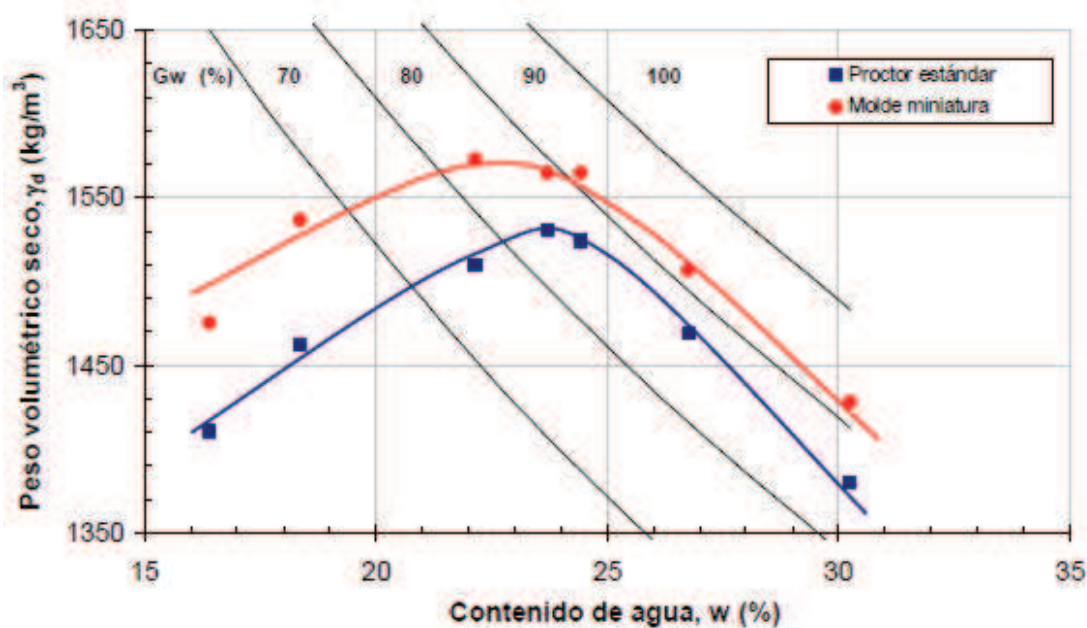


a) Azumiatla

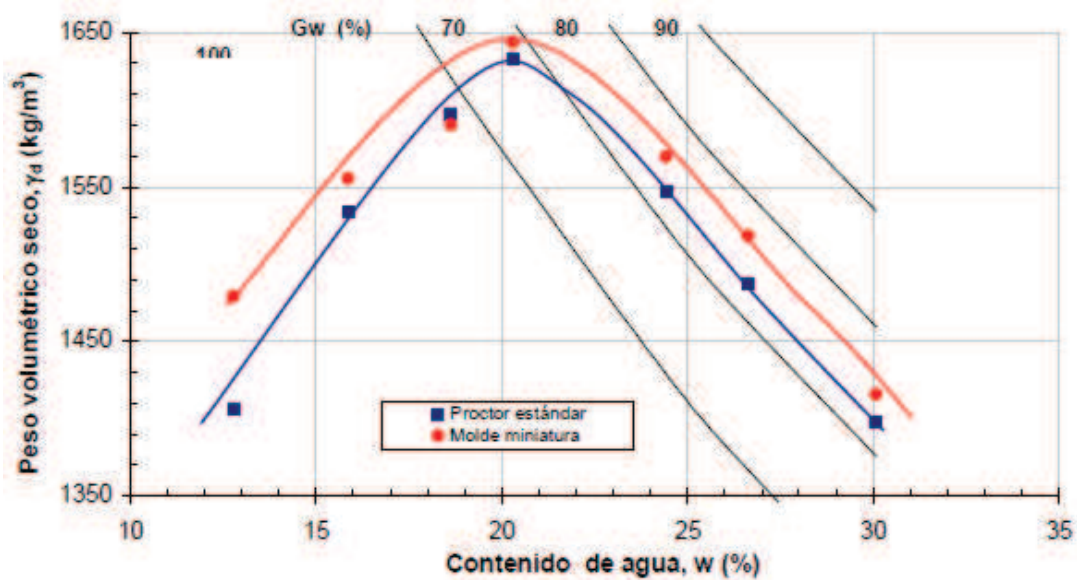


b) Aeropuerto

Figura 3-4 Curvas de comparación en prueba Proctor y molde miniatura



c) 70-30MH



d) 70-30CH

Figura 3-4 Curvas de comparación en prueba Proctor y molde miniatura (cont.)

Por otra parte, el hecho de que una vez alcanzados los pesos volumétricos secos máximos (esto es, que a partir del contenido óptimo de humedad o valores mayores a éste) el alejamiento o separación de las ramas en la curva de compactación es mínimo puede obedecer al efecto llamado rebote elástico, Linares, O. (2006), el cual, con base en el principio de la Ley de la conservación de la energía y la Ley de la conservación de la cantidad de movimiento, explica que con humedades menores a la óptima el suelo compactado tiene un comportamiento de material rígido y cada vez que se aplican impactos con el pisón, éste vuelve a elevarse y a caer, aplicando una energía adicional (rebote elástico), por lo que el proceso de compactación en este estado resulta más eficiente; sin embargo, cuando el material se compacta en contenidos de agua mayores al óptimo, el suelo experimenta distorsiones de tal magnitud que cada vez que se aplican impactos con el pisón, éste se queda parcialmente incrustado dentro del suelo, rodeado con las partículas sólidas, impedido para volver a elevarse y aplicar una energía adicional de compactación, por lo que la densificación del material resulta menos eficaz en la rama húmeda.

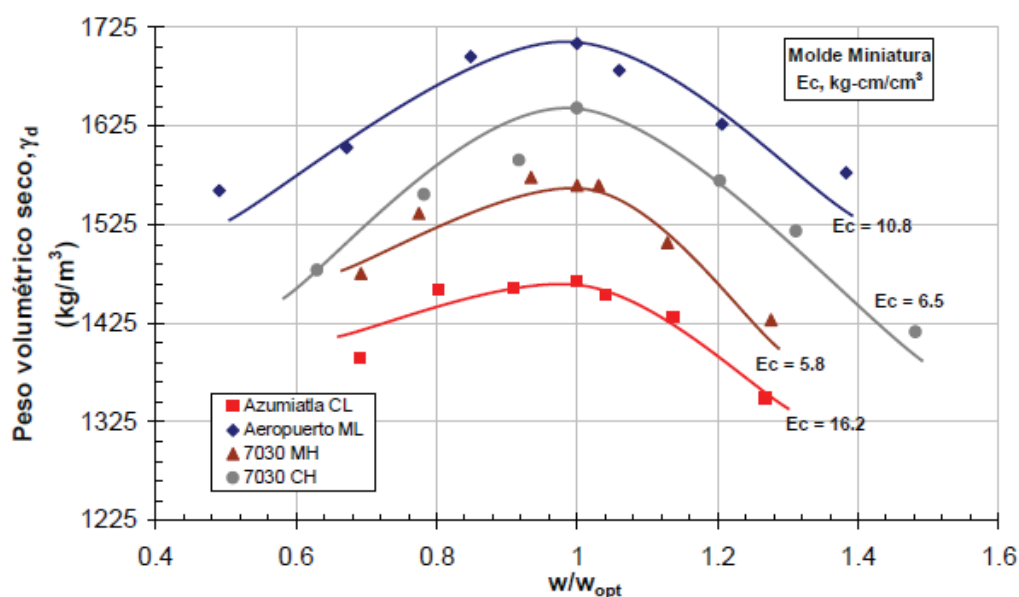


Figura 3-5 Curvas de comparación en prueba Proctor y molde miniatura, Linares, O. (2006)

Además de lo ya comentado, en la Figura 3-5 se observa que el material Azumiatla es el que alcanzó menores pesos volumétricos secos y el que al mismo tiempo requirió mayor energía de compactación, mientras que, por otra parte, el material Aeropuerto fue el que alcanzó mayor densificación con menor contenido de humedad, manifestando así un empleo más eficaz de la energía de compactación. Así también en la Figura 3-5 se verifica que, en general, a mayor energía de compactación se obtienen pesos volumétricos secos también mayores, con excepción del material Azumiatla. Lo expuesto en este párrafo sugiere que los materiales que presentan en su fracción fina mayor plasticidad (70-30MH) y que, en su caso, los materiales que presentan mayor porcentaje de finos en su composición granulométrica (por ejemplo el material Azumiatla) requerirán mayor energía de compactación para alcanzar densidades más altas, véase Figura 3-6. Esto coincide con normas en procesos de control de calidad en las que establecen fracciones de finos menores a 40%.

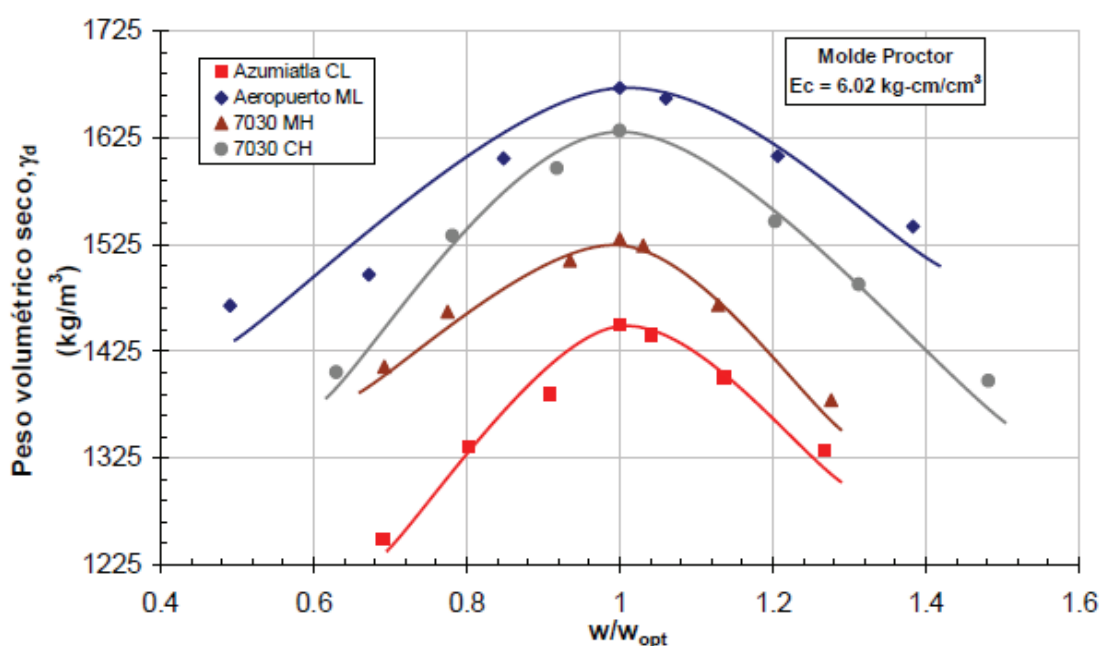


Figura 3-6 Variación de la densificación del material, para una energía de compactación constante. Linares, O. (2006)

3.3 Programa de ensayos de compresión triaxial UU

Para cada material, de cada uno de los 7 puntos seleccionados en la curva de compactación (formada con resultados de pruebas hechas con el molde triaxial) se formaron tres probetas similares entre si y se ensayaron en el equipo triaxial estático en condiciones no consolidadas, no drenadas (tipo UU) a esfuerzos de confinamiento de 0.5, 1.0 y 1.5 kg/cm², con una velocidad de 0.15 mm/min, hasta llegar a la resistencia residual del material.⁵

En total, se efectuaron 81 ensayos, en un promedio de 20 pruebas por material estudiado, cuyo grado de saturación se presentó de 23 hasta 94%. En la Tabla 3-3 se muestran los niveles de esfuerzo confinante, contenidos de agua, relaciones de vacíos y los grados de saturación inicial⁶ de cada uno de los ensayos realizados con cada uno de los materiales considerados en este trabajo.

Tabla 3-3 Programa de ensayos.

Azumiatla					Aeropuerto				
Prueba No.	Esfuerzo de confinamiento σ_c kg/cm ²	Contenido de agua w %	Relación de vacíos e	Grado de saturación Gw %	Prueba No.	Esfuerzo de confinamiento σ_c kg/cm ²	Contenido de agua w %	Relación de vacíos e	Grado de saturación Gw %
1	0,500	16,80	0,839	51,286	22	0,500	7,35	0,680	28,444
2	1,000	16,70	0,847	50,459	23	1,000	7,35	0,678	28,531
3	1,500	16,90	0,842	51,375	24	1,500	7,35	0,702	27,527
4	0,500	18,89	0,732	66,105	25	0,500	10,81	0,681	41,768
5	1,000	19,59	0,778	64,500	26	1,000	10,81	0,626	45,407
6	1,500	18,89	0,755	64,023	27	1,500	10,81	0,616	46,118
7	0,500	22,40	0,690	83,133	28	0,500	13,32	0,557	62,881
8	1,000	22,50	0,792	72,765	29	1,000	13,32	0,547	64,068
9	1,500	22,20	0,779	72,920	30	1,500	13,32	0,551	63,629
10	0,500	24,92	0,737	86,516	31	0,500	15,91	0,537	77,928
11	1,000	24,94	0,748	85,344	32	1,000	15,91	0,540	77,488
12	1,500	24,92	0,748	85,236	33	1,500	15,91	0,540	77,500
13	0,500	26,49	0,772	87,810	34	0,500	17,89	0,560	83,951
14	1,000	26,53	0,755	89,949	35	1,000	17,89	0,568	82,894
15	1,500	26,43	0,756	89,548	36	0,500	19,90	0,619	84,577
16	0,500	28,70	0,807	90,992	37	1,000	19,90	0,614	85,275
17	1,000	28,60	0,776	94,327	38	1,500	19,90	0,616	84,901
18	1,500	28,46	0,783	93,008	39	0,500	22,05	0,668	86,859
19	0,500	33,14	0,906	93,666	40	1,000	22,05	0,670	86,589
20	1,000	33,00	0,894	94,532	41	1,500	22,05	0,665	87,242
21	1,500	33,00	0,895	94,433					

⁵ Para una explicación más amplia sobre la ejecución de este tipo de ensayos véase *Pruebas UU*, del capítulo 2 de este trabajo.

⁶ El cálculo de la relación de vacíos y el grado de saturación inicial de las probetas se presenta en *Cálculo de parámetros*, del capítulo 2 de este trabajo.

Tabla 3-3 (continuación)

70-30MH					70-30CH				
Prueba No.	Esfuerzo de confinamiento σ_c kg/cm ²	Contenido de agua w %	Relación de vacíos e	Grado de saturación Gw %	Prueba No.	Esfuerzo de confinamiento σ_c kg/cm ²	Contenido de agua w %	Relación de vacíos e	Grado de saturación Gw %
42	0,500	16,40	0,806	54,767	61	0,500	12,78	0,948	38,708
43	1,000	16,40	0,814	54,191	62	1,000	12,78	0,940	39,007
44	1,500	16,40	0,851	51,843	63	1,500	12,78	0,933	39,292
45	0,500	18,36	0,751	65,787	64	0,500	15,87	0,853	53,400
46	1,000	18,36	0,751	65,787	65	1,000	15,87	0,840	54,247
47	1,500	18,36	0,751	65,787	66	1,500	15,87	0,843	54,003
48	0,500	22,15	0,716	83,189	67	0,500	18,63	0,805	66,457
49	1,000	22,15	0,709	84,093	68	1,000	18,63	0,804	66,535
50	1,500	22,15	0,705	84,474	69	1,500	18,63	0,807	66,268
51	0,500	23,7	0,721	88,406	70	0,500	20,3	0,748	77,885
52	1,000	23,7	0,717	88,908	71	1,000	20,3	0,742	78,512
53	0,500	24,43	0,722	91,041	72	1,500	20,3	0,749	77,775
54	1,000	24,43	0,717	91,611	73	0,500	24,43	0,844	83,041
55	1,500	24,43	0,718	91,499	74	1,000	24,43	0,842	83,266
56	0,500	26,75	0,785	91,635	75	1,500	24,43	0,840	83,430
57	1,000	26,75	0,785	91,671	76	0,500	26,64	0,911	83,893
58	1,500	26,75	0,786	91,503	77	1,000	26,64	0,911	83,893
59	0,500	30,25	0,884	92,074	78	1,500	26,64	0,911	83,893
60	1,000	30,25	0,883	92,144	79	0,500	30,08	1,016	84,982
					80	1,000	30,08	1,017	84,911
					81	1,500	30,08	1,015	85,063

Fuente: Flores, O, et. al. (2004). *Influencia del grado de saturación en el comportamiento esfuerzo-deformación de suelos compactados.*

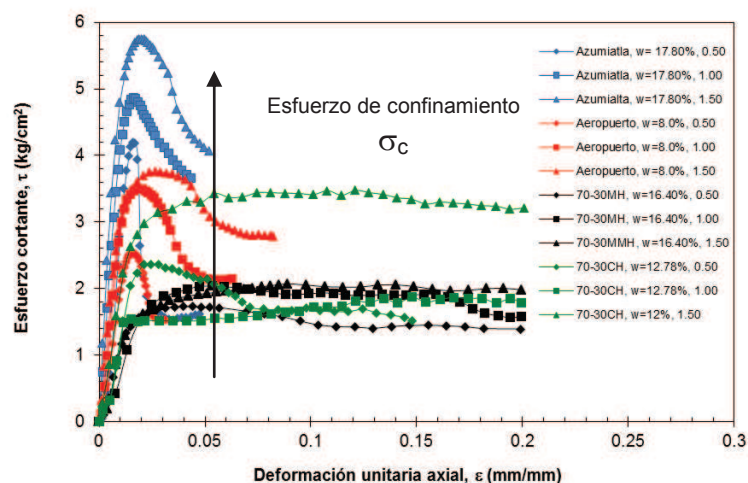
3.4 Resumen de resultados

A partir de los resultados de ensayos triaxiales UU, se obtuvieron una serie de relaciones de los factores más importantes que intervienen en el comportamiento mecánico de los suelos compactados; a partir de lo anterior, se realizó un análisis del esfuerzo cortante pico con su deformación unitaria máxima, la relación de los esfuerzos normales con los esfuerzos cortantes a través del criterio de falla Mohr-Coulomb; que tanto influye el contenido de humedad, la plasticidad de los finos y el esfuerzo de confinamiento sobre la deformabilidad; relaciones gráficas donde se describe la influencia del grado de saturación en algunas variables importantes que condicionan la respuesta mecánica de los suelos compactados en condiciones estáticas; el ángulo de fricción aparente, ϕ y la cohesión, c , no drenada. De todo ello en el siguiente capítulo se abordará de manera más amplia.

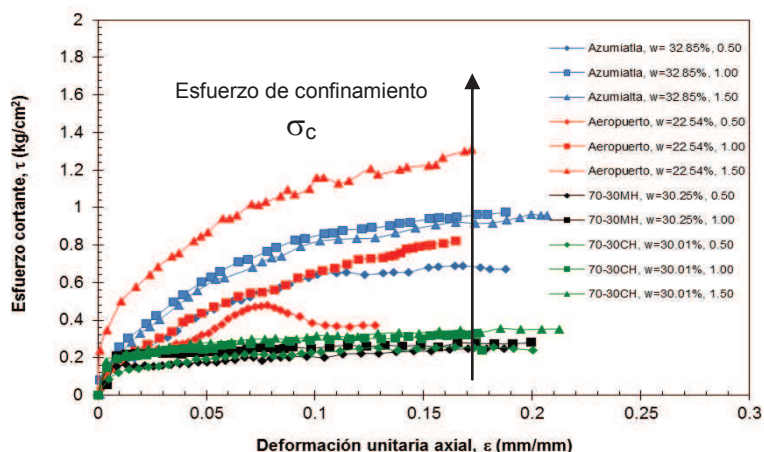
4 Presentación y Análisis de resultados

4.1 Relación del esfuerzo cortante (τ) con la deformación axial unitaria (ϵ)

En la Figura 4-1 se observa que cuando aumenta el esfuerzo de confinamiento se presenta un incremento en el esfuerzo cortante, lo cual ocurre tanto a bajos contenidos de humedad, en el proceso de compactación, como a contenidos de agua mayores al óptimo; lo que implica grados de saturación del material mayores al 85%. Sin embargo, en el primer caso, la relación esfuerzo cortante versus deformación unitaria axial acusa un comportamiento frágil del material, con cortantes pico claramente definidos (materiales Azumiatlá y Aeropuerto), mientras que en la zona descendente de la curva de compactación el comportamiento del suelo es francamente plástico en todos los materiales.



a) Materiales compactados con bajos contenidos de agua (comienzo de rama seca)



b) Materiales compactados con altos contenidos de agua (final de rama húmeda)

Figura 4-1 Curva Esfuerzo cortante máximo versus Deformación unitaria máxima.

Es importante señalar que el incremento del esfuerzo de confinamiento tiene mayor influencia en los materiales Azumiatla y Aeropuerto, pues los esfuerzos cortantes tienen un aumento notorio para estos suelos; por otra parte, el aumento del confinamiento, en los materiales 70-30MH y 70-30CH (cuya fracción fina es de alta plasticidad) tiene un efecto prácticamente despreciable, principalmente cuando se tienen contenidos de humedad mayores al óptimo.

4.1.1 Curvas esfuerzo cortante máximo (τ_{pico}) versus deformación unitaria máxima (ϵ_{pico})

Se observa en la Figura 4-2 que a deformaciones unitarias menores del 5% corresponde una disminución del esfuerzo cortante máximo, el cual decreciente en una suave razón de cambio hasta que disminuye súbitamente cuando la deformación pico alcanza valores entre el 18 y 20%; el hecho de que se presente un intervalo en el que las deformaciones unitarias aumenten sin que el esfuerzo pico varíe significativamente confiere al material un comportamiento de tipo plástico. Esta relación se manifiesta casi de manera general para los cuatro tipos de materiales estudiados en este trabajo, lo que sugiere que la plasticidad del material fino no tiene efecto en esta relación.

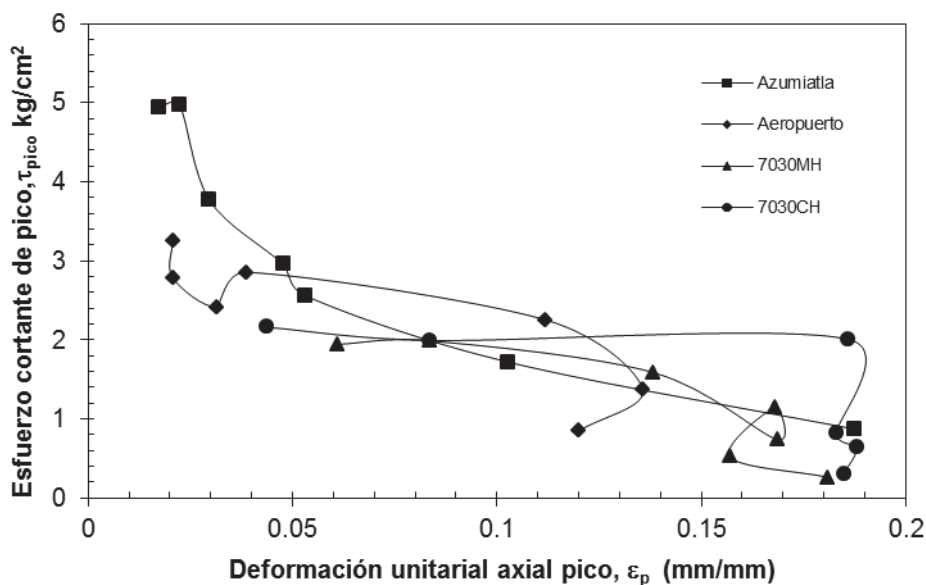


Figura 4-2 Curva Esfuerzo cortante máximo versus Deformación unitaria máxima.

4.1.2 Relación del esfuerzo normal (σ) con el esfuerzo cortante (τ)

Las figuras 4-3 y 4-4 muestran la variación del esfuerzo normal con el esfuerzo cortante en la falla a través del criterio Mohr Coulomb. Los gráficos corresponden a los resultados de ensayos triaxiales de cada uno de los tipos de materiales con grados de saturación muy cercanos a los alcanzados con el contenido óptimo de agua, es decir, G_w entre 75 y 85%. Se aprecia que la intensidad de variación del esfuerzo cortante, respecto al esfuerzo normal, es mucho mayor para el material Aeropuerto, con un ángulo de fricción de 46° , mientras que dicha relación es más tenue en el material 70-30CH, con apenas 17.05° ; lo cual posiblemente pudiera deberse a la diferencia de plasticidad de la fracción fina. Por otra parte, esta relación guarda mucha similitud entre los materiales Azumiatla y 70-30MH, con una envolvente de falla cuya inclinación es suave ($\phi = 30^\circ$, aproximadamente). En el Anexo A se presentan todas las gráficas correspondientes a cada uno de los materiales analizados.

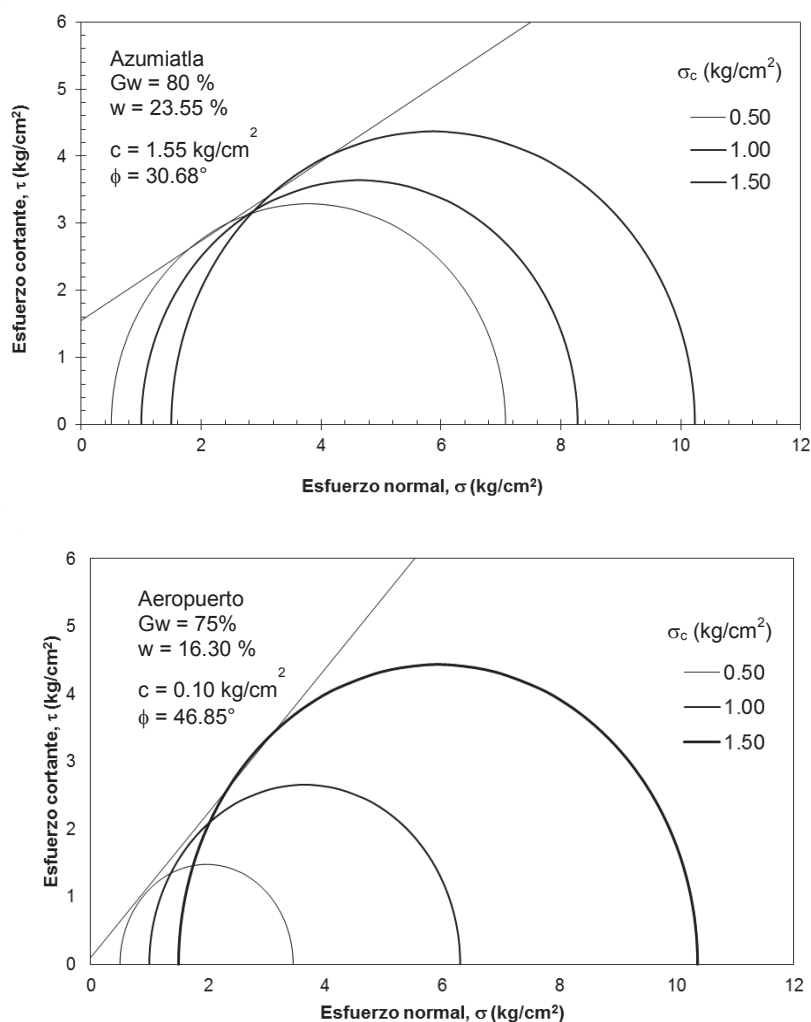


Figura 4-3 Curva Esfuerzo normal *versus* Esfuerzo cortante con grados de saturación cercanos al óptimo, variando el esfuerzo de confinamiento.

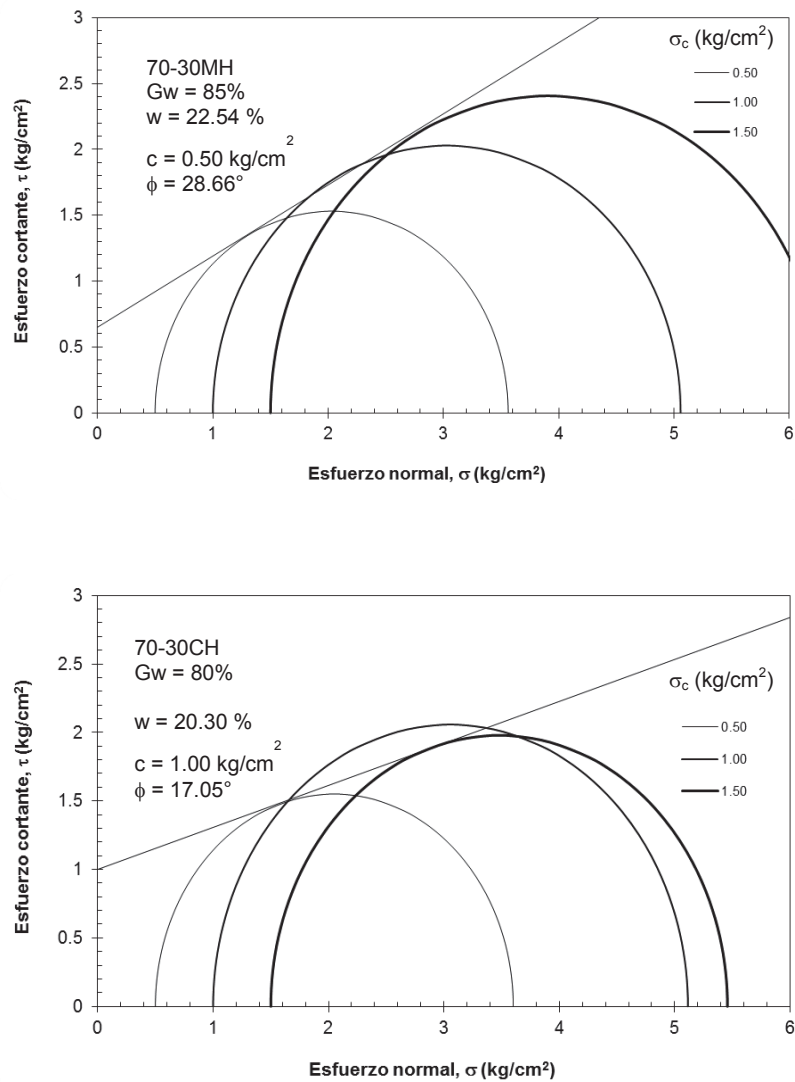


Figura 4-4 Curva Esfuerzo normal versus Esfuerzo cortante con grados de saturación cercanos al óptimo, variando el esfuerzo de confinamiento.

Debido a que el material de ensayo fue parcialmente saturado, así como la estructura adoptada por el proceso de compactación, la resistencia máxima aumenta proporcionalmente con el esfuerzo de confinamiento, por lo que los valores del ángulo de fricción aparente son diferentes de cero, Flores, O. (2004).

4.1.3 Relación del Grado de saturación (Gw) con el contenido de agua (w)

En la Figura 4-5 se observa la relación que se establece entre el grado de saturación, de los cuatro materiales analizados, con el contenido de agua; así se observa un aumento (casi lineal) del grado de saturación con un correspondiente aumento en el contenido de humedad; sin embargo, esta tendencia disminuye cuando se alcanza el contenido óptimo de agua hasta que el grado de saturación prácticamente se mantiene constante con mayores contenidos de humedad. En este trabajo, el contenido óptimo de humedad de los materiales se determinó entre el 16 y 25% y el grado de saturación correspondiente se ubicó entre el 80 y 85%.

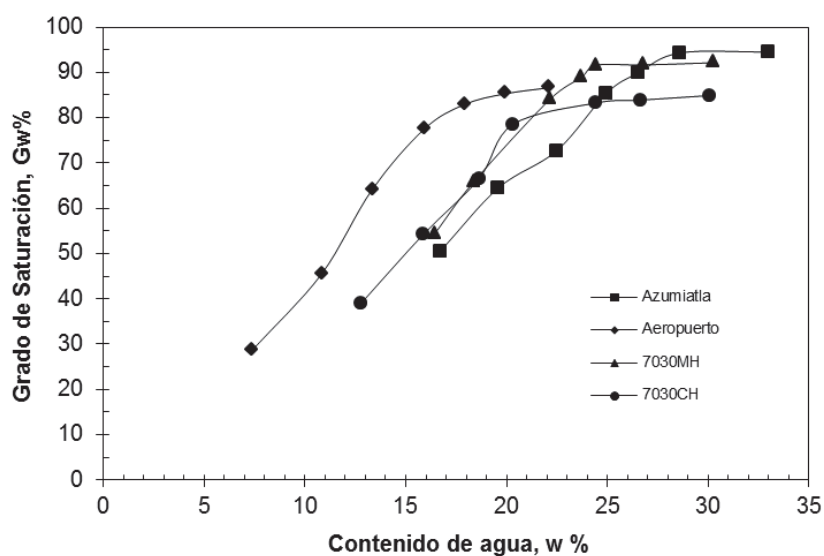


Figura 4-5 Curva Grado de saturación versus contenido de agua

4.2 Influencia del Grado de saturación en el comportamiento mecánico del suelo compactado

4.2.1 Influencia de Gw en la relación τ versus ε

En los gráficos que integran las Figuras 4-6 y 4-7 se aprecia, en general, que el esfuerzo cortante máximo disminuye con el incremento del grado de saturación, mientras que la deformación unitaria axial, correspondiente al cortante de pico va aumentando, de tal modo que se observa un cambio en el comportamiento del material pasando de frágil a un comportamiento más bien plástico. Lo anterior es más notorio en los materiales Azumiatla y Aeropuerto; en cambio; en los materiales 70-30MH y 70-30CH (los cuales presentan un mayor índice plástico que los primeros) pareciera que el aumento del grado de saturación no influye en el cambio de dicho comportamiento mecánico del material, ya que no se definen claramente los cortantes ni deformaciones pico, aunque sí se presenta un abatimiento del esfuerzo máximo ante el aumento del grado de saturación.

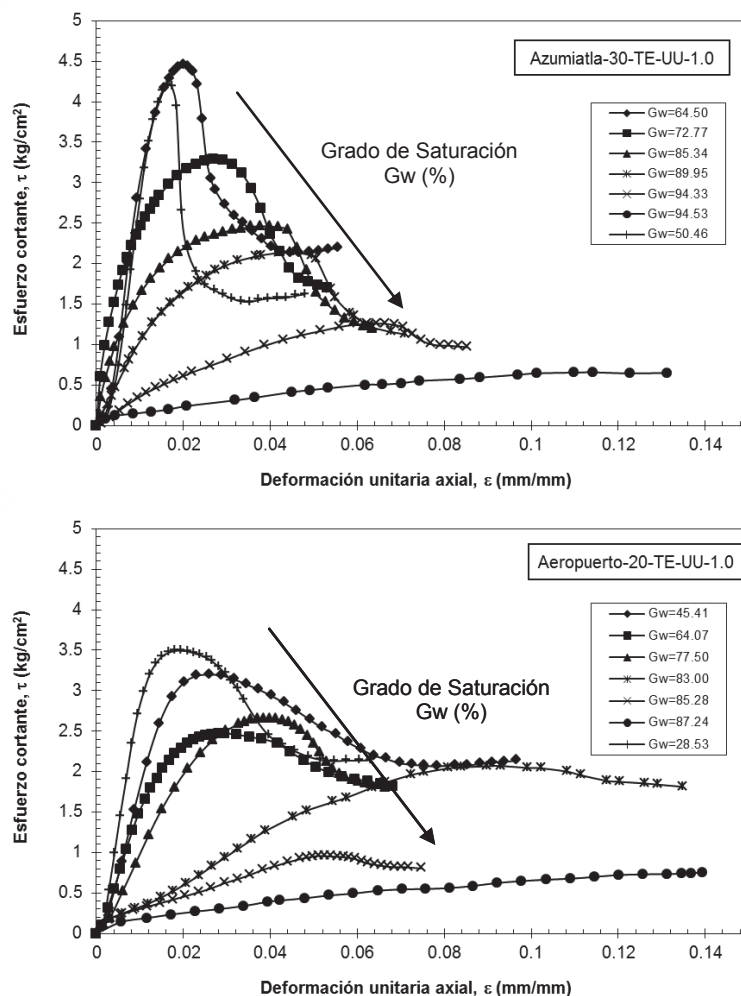


Figura 4-6 Influencia del Grado de saturación en la relación τ y ε

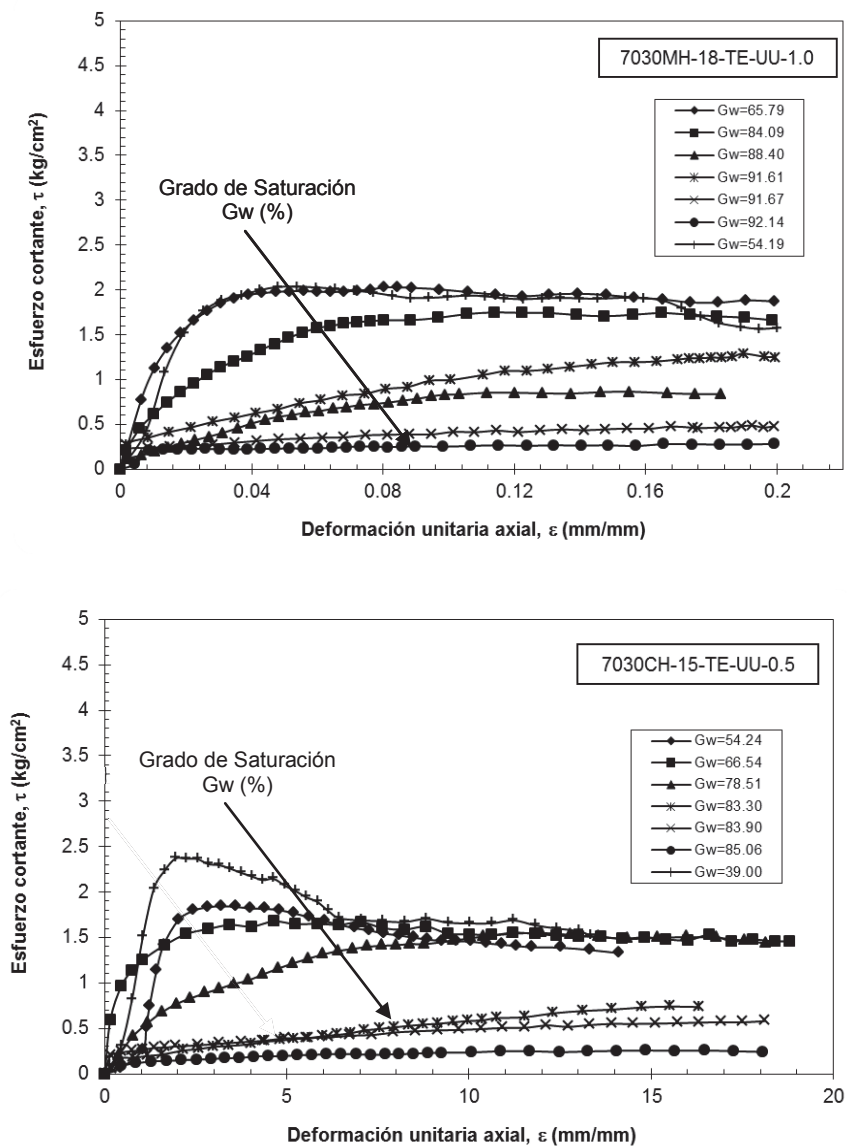


Figura 4-7 Influencia del Grado de saturación en la relación τ y ϵ (Cont.)

4.2.2 Influencia de G_w en τ_{pico}

En la Figura 4-8 se observa como la relación del grado de saturación con el esfuerzo cortante máximo o de pico define una clara disminución de la resistencia al corte cuando el grado de saturación incrementa; sin embargo, esta tendencia es más notoria cuando se rebasan grados de saturación mayores o los correspondientes al contenido óptimo de humedad; este hecho es más evidente en el material Azumiatla y más tenue en el 70-30CH. Lo anterior sugiere, que además de altos contenido de agua, el grado de saturación es una variable importante en el comportamiento mecánico de los materiales compactados, cuando se trata de resistencia.

Se aprecia, en el material Azumiatla, que el cortante máximo para al grado de saturación más alto puede disminuir en un 80% de la correspondiente al grado de saturación mínimo.

Por otra parte, ya que el material se encuentra parcialmente saturado, al aumentar el esfuerzo de confinamiento, para un mismo grado de saturación, existe un aumento en la resistencia máxima, independientemente del material que se trate, lo que corrobora lo presentado por Flores, O. (2004).

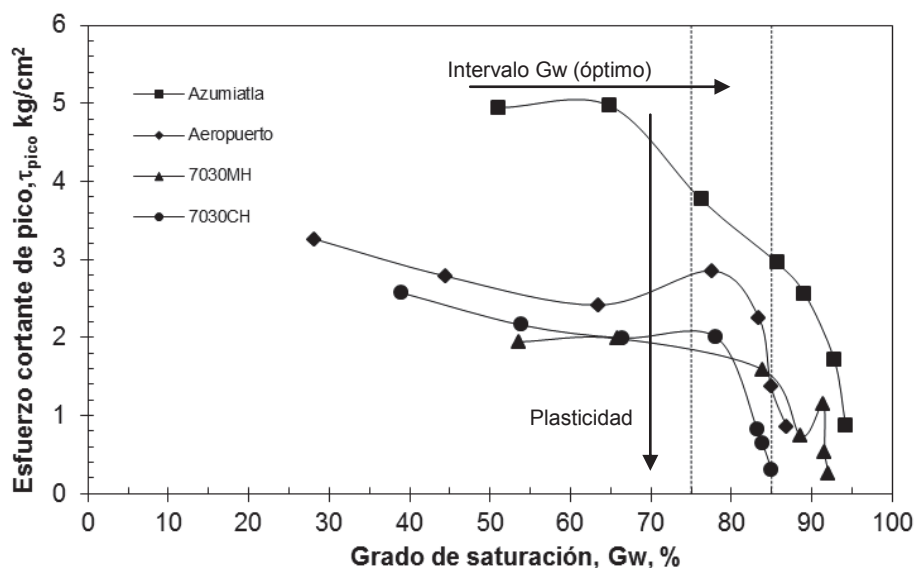


Figura 4-8 Influencia del Grado de saturación en el esfuerzo cortante máximo.

4.2.3 Influencia de Gw en ϵ_{pico}

Las gráficas de la Figura 4-9 muestran que la deformación unitaria axial de pico incrementa con un correspondiente aumento del grado de saturación para todos los materiales; pero esta relación aumenta drásticamente cuando se alcanzan y exceden grados de saturación correspondientes a los contenidos de humedad óptimo; lo cual significa que altos grados de saturación generan suelos compactados altamente deformables. Este comportamiento se aprecia claramente en los materiales Azumiatla y Aeropuerto, aunque sus deformaciones unitarias son menores que las de los materiales 70-30MH y 70-30CH, en grados de saturación comprendidos entre 50 y 70%. Lo anterior probablemente se deba a la alta plasticidad de dichos materiales. Finalmente, sin alcanzar grados de saturación del 100%, las curvas se vuelven asintóticas y el nivel de deformaciones unitarias llega a ser aproximadamente igual para todos los materiales ensayados, es decir 18%.

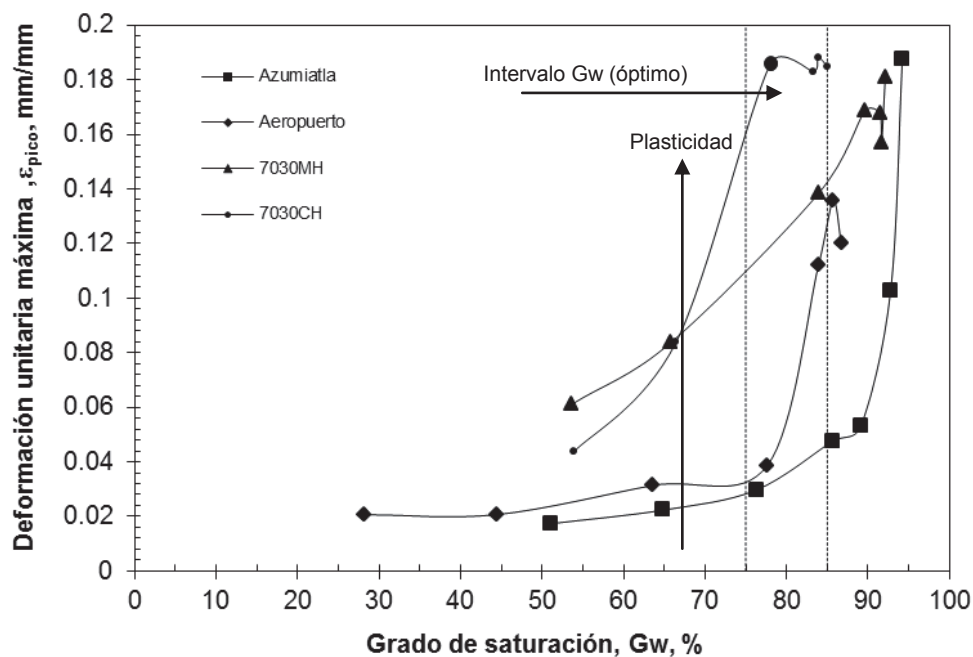


Figura 4-9 Influencia del Grado de saturación en la deformación unitaria máxima.

4.2.4 Influencia de Gw en S_u

La figura 4-10 presenta un esfuerzo residual que tiende a mantenerse constante respecto al grado de saturación, a partir de un nivel de deformaciones unitarias del 12%, para un esfuerzo de confinamiento dado; sin embargo, cuando el grado de saturación alcanza valores correspondientes a los contenidos óptimos de agua, el cortante residual puede abatirse de modo drástico hasta en un 50 %. Se observa que el esfuerzo residual se mantiene prácticamente invariable para todos los materiales, con un grado de saturación entre el 30 y 75%, $\tau_{\text{residual}} = 2.0 \text{ kg/cm}^2$, aproximadamente, pero puede llegar a ser nulo en materiales que poseen alta plasticidad, como el 70-30CH. También es posible observar, para todos los materiales, que en la zona del Gw (óptimo) el esfuerzo residual presenta un pequeño incremento antes de que disminuya severamente, lo cual posiblemente se deba a las condiciones de que los suelos están parcialmente saturados.

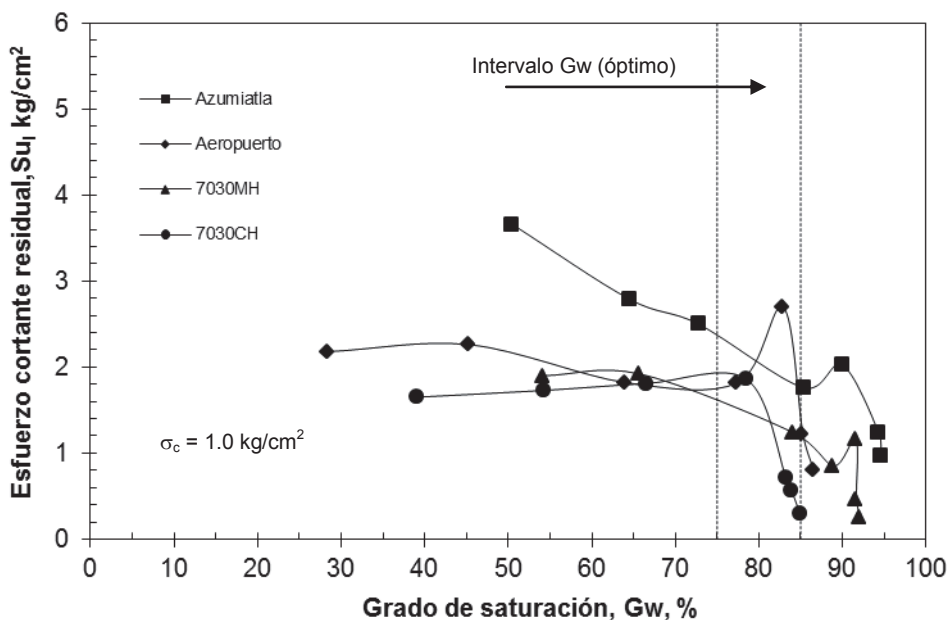


Figura 4-10 Influencia del Grado de saturación en el Esfuerzo cortante residual.

4.2.5 Influencia de Gw en $\epsilon_{\text{residual}}$

A diferencia de la relación del grado de saturación con las deformaciones pico, en la Figura 4-11 se observa que sólo en los materiales Azumiatla y Aeropuerto el aumento de la deformación residual corresponde a un aumento en el grado de saturación, siendo esto nuevamente más evidente en Gw mayores a los correspondientes contenidos óptimos de humedad; mientras que en los materiales cuya fracción fina es de alta plasticidad (70-30MH y 70-30CH), en general no hay una apreciable variación en la deformación residual manteniendo una tendencia constante desde bajos grados de saturación. Lo anterior es congruente con la relación esfuerzo *versus* deformación descrita en párrafos anteriores, donde se apunta un comportamiento plástico del material MH y CH, con deformaciones sostenidas ante el incremento del esfuerzo cortante. No obstante en la Figura 4-11 se observa que también los niveles de deformación tienden a ser los mismos para todos los materiales una vez que se rebasan los contenidos óptimos de humedad.

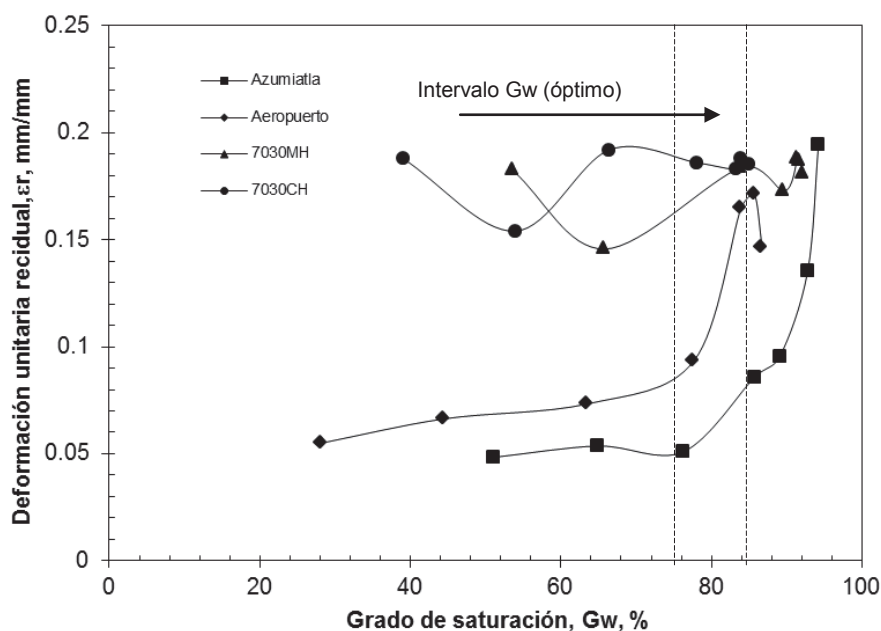


Figura 4-11 Influencia del Grado de saturación en la deformación unitaria residual.

4.2.6 Influencia de Gw en ϕ

La Figura 4-12 indica que si bien el ángulo de fricción interna tiene pequeñas variaciones, en un intervalo de grados de saturación entre 20 y 75%, dicho ángulo se mantiene prácticamente constante hasta que disminuye sustancialmente cuando alcanza grados de saturación correspondientes al óptimo; a partir de este intervalo, el ángulo de fricción tiene una pendiente casi vertical en la curva que describe esta relación.

Por otra parte se observa que el material Aeropuerto es el que manifiesta valores más altos, en comparación con los otros suelos, de ángulo de fricción, aun para un mismo grado de saturación; mientras que el material cuya fracción fina es más plástico (70-30CH) es el que acusa valores más bajos de ángulo de rozamiento; lo anterior indica que conforme incrementa la plasticidad de los finos, el material en condiciones confinadas es menos resistente. Así, los materiales Azumiatla y 70-30MH presentan valores similares entre sí de este parámetro mecánico, al menos en la zona del grado de saturación correspondiente al óptimo.

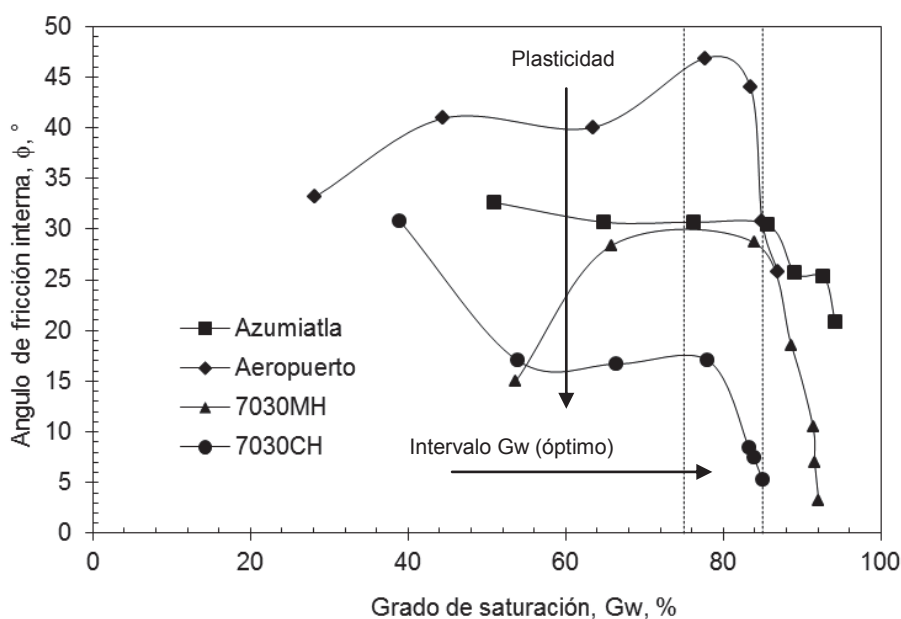


Figura 4-12 Influencia del Grado de saturación en el ángulo de fricción interna.

4.2.7 Influencia de Gw en c

Se observa en la Figura 4-13 que el aumento del grado de saturación en los suelos compactados trae consigo una disminución notoria en el valor de la cohesión aparente, este hecho se manifiesta para todos los tipos de materiales aquí considerados, por lo que se aprecia que dicha relación es prácticamente lineal independientemente de la plasticidad de la fracción fina; aunque, como es de esperarse, los suelos cuyos valores mayores de la cohesión son Azumiatta y 70-30CH los cuales poseen minerales arcillosos en su fracción fina, lo que confirma que los materiales arcillosos aportan más cohesión que los limos. En esta figura se aprecia que esta disminución de la cohesión es de forma constante y gradual, por lo que ahora el Grado de saturación correspondiente al óptimo no tiene influencia sustancial en el ya mencionado decremento de la cohesión.

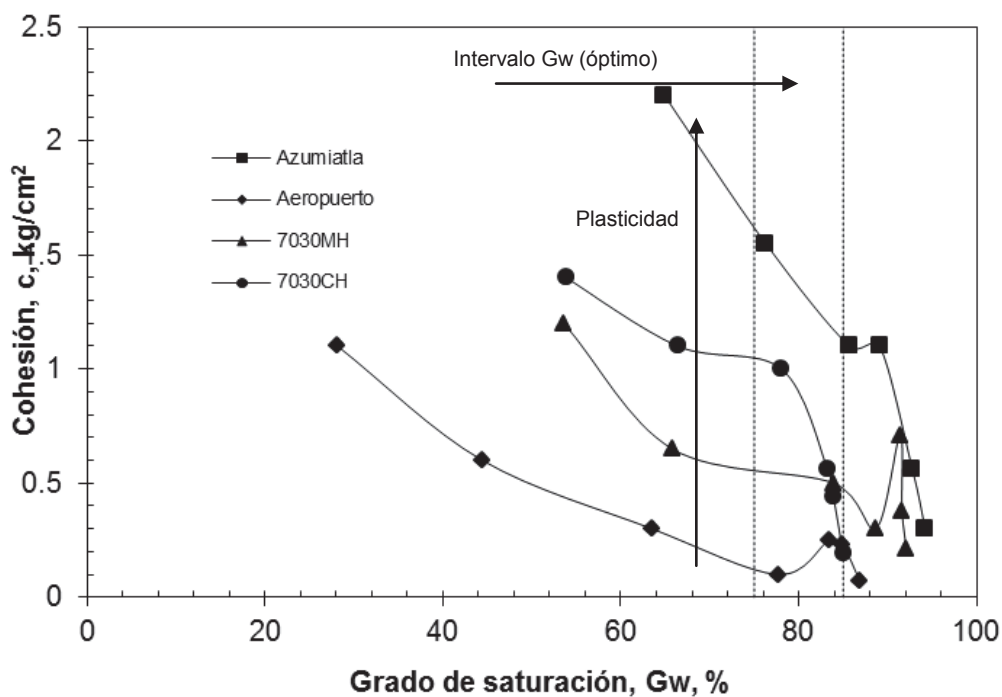


Figura 4-13 Influencia del Grado de saturación en la cohesión.

Conclusiones

La compactación de los suelos es un método mecánico que ha resultado ser muy eficaz, y ampliamente usado, cuando se busca mejorar las características de resistencia y deformabilidad, principalmente, de los materiales térreos.

Los resultados que se obtengan de trabajos de compactación dependerán de algunas condicionantes como el tipo de suelo, tipo de compactación, energía empleada en el proceso y el contenido de agua del material, las cuales incidirán en el peso volumétrico o relación de vacíos, grado de saturación y el grado de orientación de las partículas sólidas del material, estas son las variables de estado o explicativas, Mendoza, M. (1992) que gobiernan el comportamiento mecánico de los suelos compactados a través de la resistencia al esfuerzo cortante, la compresibilidad y la permeabilidad de éstos.

A continuación se presentan algunas conclusiones que se desprenden de este trabajo. Estas conclusiones se derivan de resultados obtenidos de materiales ensayados en condiciones parcialmente saturadas.

Al superponer las curvas de compactación correspondientes a la prueba Proctor estándar y molde miniatura, observamos que hacia los extremos de la curva de compactación los valores de peso volumétrico tiende a tomar valores mayores a los del estándar; y si bien la energía de compactación es la misma para todas las pruebas Proctor estándar, dicha energía de compactación no es la misma en las pruebas realizadas en los moldes miniatura (esto debido a la forma de elaborar dichos especímenes para la investigación y a las características intrínsecas del equipo, por ejemplo, la reducida área de compactación y la alta rigidez de las paredes del molde); por lo que al momento de interpretar los resultados habrá que tener en consideración estas circunstancias. Por lo anterior, es deseable investigar el comportamiento mecánico de los suelos con métodos experimentales alternativos que reproduzcan de manera más fiel las condiciones de compactación tanto con la prueba de comparación (Proctor estándar) como con los métodos empleados en campo.

Por otra parte, la no correspondencia geométrica entre las curvas de compactación, ya señaladas, también pudieron deberse a que no se vigiló de manera más estricta el procedimiento y metodología experimental seguida para formar los especímenes y ensayarlos, por lo que pudiera ser que ajustando la cantidad de material y número de capas para formar las probetas logren reproducirse curvas de compactación más cercanas a las obtenidas con la prueba Proctor estándar.

Si bien el grado de saturación y el contenido de agua son relaciones físicas diferentes conceptualmente entre sí, es evidente que existe una correlación sensiblemente lineal entre ellas, al menos en un intervalo de bajos grados de saturación y de contenidos de agua menores al óptimo; En este trabajo, el contenido óptimo de humedad de los materiales se determinó entre el 16 y 25% y el grado de saturación correspondiente se ubicó entre el 80 y 85%. Lo anterior, de alguna manera, permite considerar para trabajos de compactación en campo el contenido de humedad como un indicativo del grado de saturación del material.

A partir de las curvas esfuerzo cortante *versus* deformación unitaria se observa que el grado de saturación y el contenido de agua son determinantes en el comportamiento mecánico del material, principalmente con fracción fina de baja plasticidad, pues a bajos contenidos de agua se desarrolla un comportamiento frágil, pero con contenidos de humedad mayores al óptimo el suelo compactado adquiere un comportamiento dúctil; por ejemplo, se aprecia en el material Azumiatla que el cortante máximo para al grado de saturación más alto puede disminuir en un 80% del correspondiente al grado de saturación mínimo.

En general, el esfuerzo cortante máximo disminuye con el incremento del grado de saturación, mientras que la deformación unitaria axial, correspondiente al cortante pico va aumentando. Además, independientemente del tipo de material, se corrobora que al incremento en el esfuerzo de confinamiento corresponde también incremento en la resistencia al cortante del suelo; si bien esto último ocurre independientemente del nivel de deformaciones unitarias, es más notorio en materiales menos plásticos. Pareciera que el aumento del grado de saturación no influye en el cambio de comportamiento mecánico del material de alta plasticidad, ya que no se definen claramente los cortantes ni deformaciones pico, aunque sí se presenta un abatimiento del esfuerzo máximo ante el aumento del grado de saturación. Por otra parte, ya que el material se encuentra parcialmente saturado, al aumentar el esfuerzo de confinamiento, para un mismo grado de saturación, existe un aumento en la resistencia máxima, independientemente del material que se trate, lo que confirma lo observado por Flores, O. (2004).

Altos grados de saturación generan suelos compactados altamente deformables. Este comportamiento se aprecia claramente en los materiales Azumiatla y Aeropuerto,

En cuanto a la relación del esfuerzo cortante máximo con sus correspondientes deformaciones unitarias, se aprecia que independientemente del material, éste sufre su principal cedencia con deformaciones menores al 5%, después de este límite, la deformabilidad es tal que el suelo tiene un comportamiento dúctil hasta alcanzar deformaciones pico del orden del 18 al 20%.

Por su parte la influencia del grado de saturación en la relación de esfuerzos cortantes residuales con sus respectivas deformaciones nos indica que en suelos compactados con bajos porcentajes de fracción fina o con baja plasticidad de ésta al aumento del grado de saturación genera un incremento notable en la deformabilidad residual, característico de un comportamiento frágil; pero no sucede lo mismo en materiales notoriamente más plásticos, pues estas deformaciones se incrementan a partir de bajos grados de saturación, manteniéndose constantes durante todo el proceso de compactación. Es importante señalar que una vez excedido el grado de saturación, correspondiente a la humedad óptima, pareciera que todos los suelos aquí analizados adquieren una resistencia al cortante adicional, indicando un posible endurecimiento por deformación.

En cuanto a la influencia del grado de saturación en el ángulo de fricción y la cohesión es evidente que el valor de estos parámetros mecánicos disminuye mientras el grado de saturación aumenta, dando lugar a materiales compactados de baja resistencia; no obstante, el grado de saturación (óptimo) es crítico en la variación del ángulo de rozamiento, pues éste tiende a mantenerse constante en toda la rama seca del proceso de compactación, pero al exceder el grado de saturación (óptimo) decrece drásticamente, pudiendo reducir hasta 5 veces su valor. Este efecto no se presenta en la cohesión, pues el valor de esta propiedad decrece casi linealmente desde los primeros incrementos de agua, por lo que el grado de saturación (óptimo) no influye en el valor de la cohesión, independientemente del tipo de material que se trate.

Se puede concluir que el grado de saturación es una variable importante en el proceso de compactación y que el desempeño mecánico de los suelos compactados parcialmente saturados es más eficaz con grados de saturaciones menores al correspondiente contenido óptimo de humedad, reportando así comportamiento dúctil, mayor resistencia al esfuerzo cortante y menor deformabilidad del suelo. Por otra parte, en este trabajo se determinó que la plasticidad de la fracción fina y el porcentaje de ésta en la conformación del material compactado influye significativamente en la relación resistencia *versus* deformación, así como en la energía de compactación empleada en el proceso; así, a mayor cantidad de finos y a mayor plasticidad de estos se requerirá mayor energía de compactación para alcanzar mayor densificación del suelo.

Es importante darse cuenta que la compactación es un proceso con múltiples objetivos y que por ello muchos de esos objetivos en principio pudieran ser contradictorios entre sí. Por ejemplo, puede alcanzarse un suelo compactado con alta resistencia, pero en cambio poco flexible, susceptible al agrietamiento y con ello a ser más permeable.

Es fundamental considerar que una vez que un suelo ha sido compactado, experimenta cambios en el contenido de agua y condiciones de saturación, así como cambios volumétricos y variación en su estado de esfuerzos internos y que tratar de reproducir estos fenómenos en laboratorio resulta sumamente complicado, incluso obtener información cualitativa.

A pesar de que la compactación goza de un amplio reconocimiento y uso en los trabajos de ingeniería civil y de que si bien es un tema que ha sido abordado por notables investigadores, aún queda mucho camino por recorrer. Por lo que los resultados obtenidos de este trabajo en ningún momento pretenden ser definitivos; por el contrario, quedan abiertos a su cuestionamiento y se sugiere que sirvan solamente de referencia o como una pequeña aportación para profundizar en el conocimiento sistemático del comportamiento de los suelos compactados, pues en esta investigación se deja de lado, por ejemplo, estudiar el comportamiento de los materiales compactados en condiciones de carga dinámica o bien considerar la influencia de la estructura interna del material en la permeabilidad del mismo. Así también, aunque se buscó trabajar con materiales que presenten mayor variedad de propiedades índice (finos ubicados en las 4 zonas de la carta de plasticidad), sería recomendable realizar ensayos con mayor cantidad de materiales, con características similares a los aquí analizados para complementar los resultados obtenidos.

Es necesario continuar con investigaciones cuyos esfuerzos y resultados lleven a proyectistas, constructores y supervisores adoptar nuevos y mejores criterios en control de calidad en vías terrestres y no seguir pensando que solo con alcanzar mayor densificación del material se obtiene un mejor suelo compactado pues es un criterio erróneo y en algunos casos perjudicial. Por el contrario, se sugiere que en cada trabajo de compactación se realicen pruebas mecánicas suficientes para cada uno de los materiales a emplear.

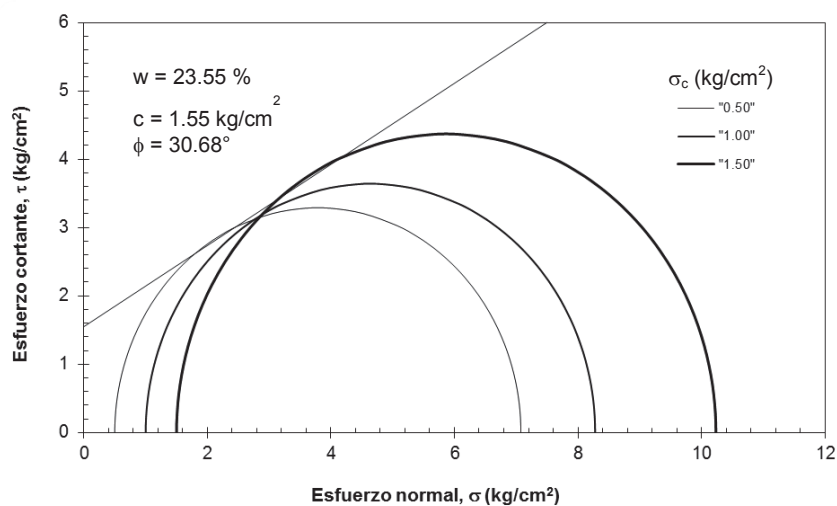
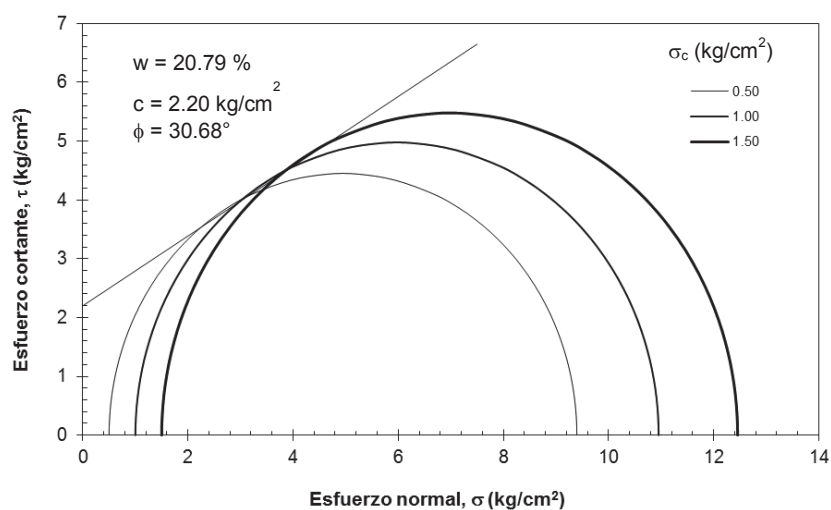
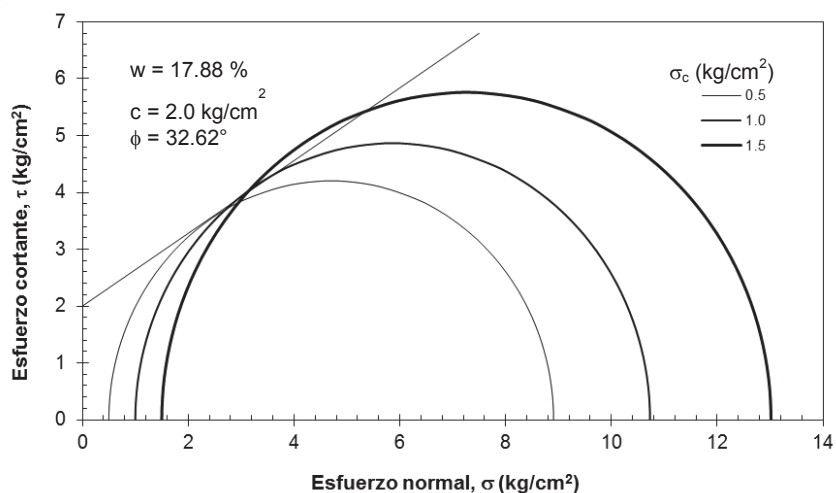


Figura A-1 Relación Esfuerzo normal *versus* Esfuerzo cortante (Azumiatla).

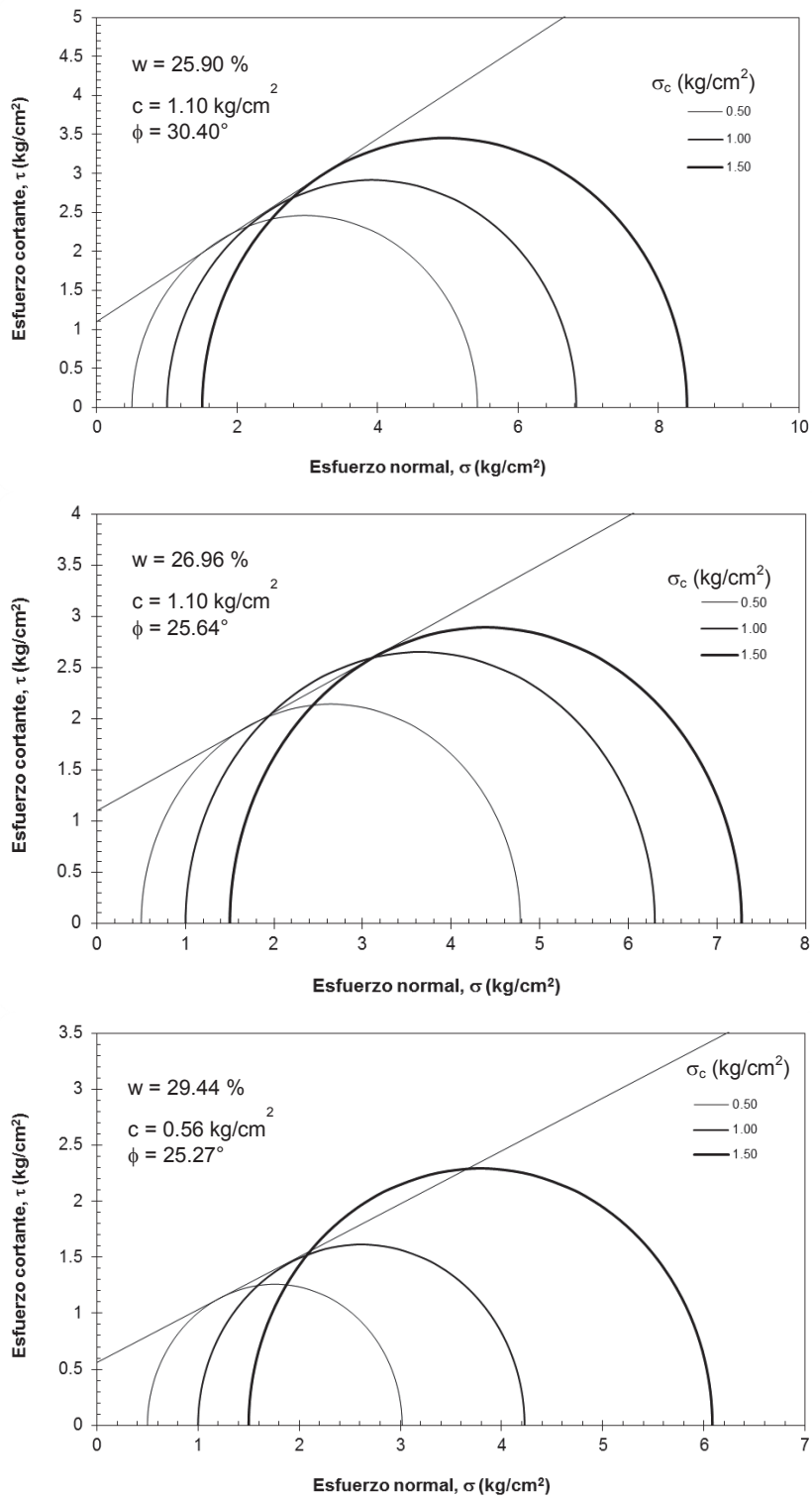


Figura A-1 Relación Esfuerzo normal *versus* Esfuerzo cortante (Azumiatla) (Cont.).

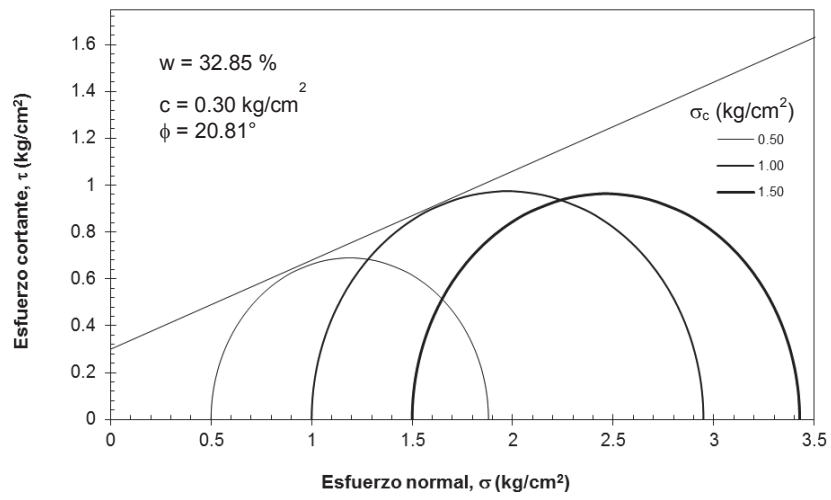


Figura A-1 Relación Esfuerzo normal versus Esfuerzo cortante (Azumiatla) (Cont.).

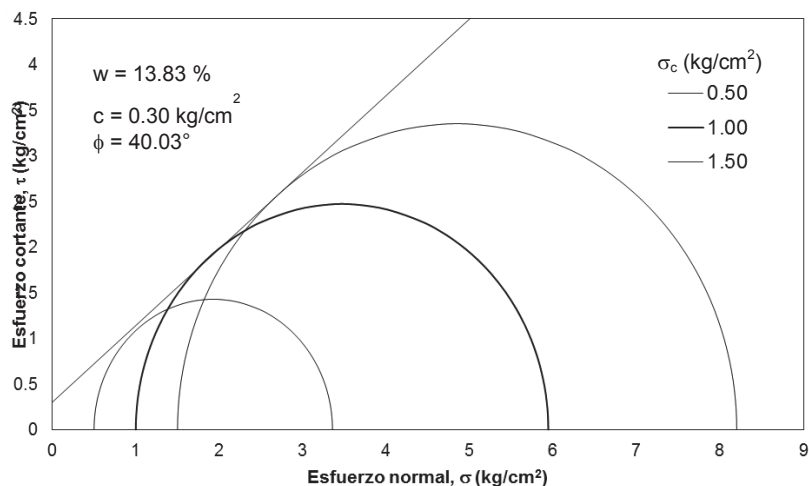
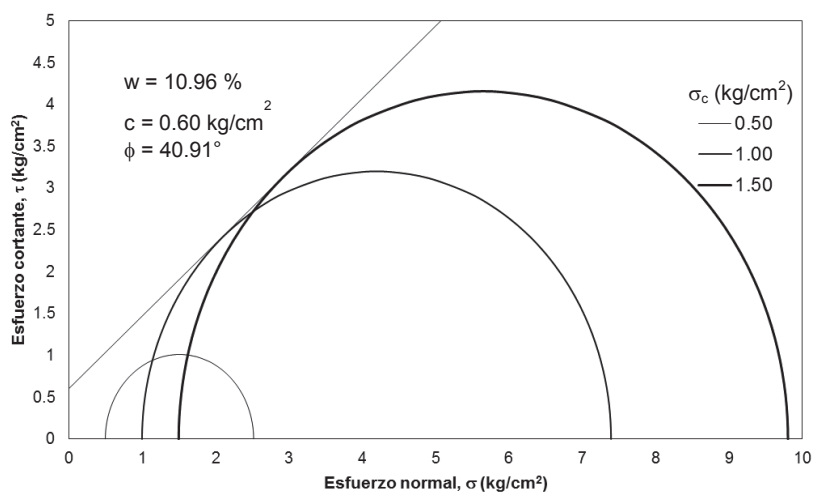
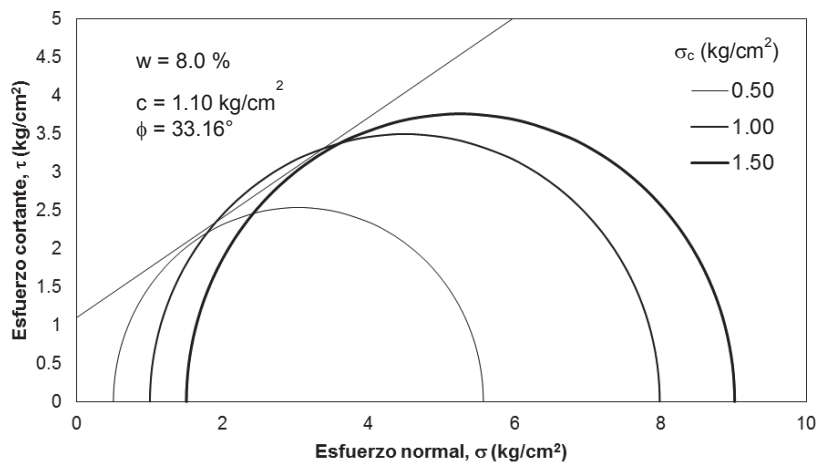


Figura A-2 Relación Esfuerzo normal versus Esfuerzo cortante (Aeropuerto).

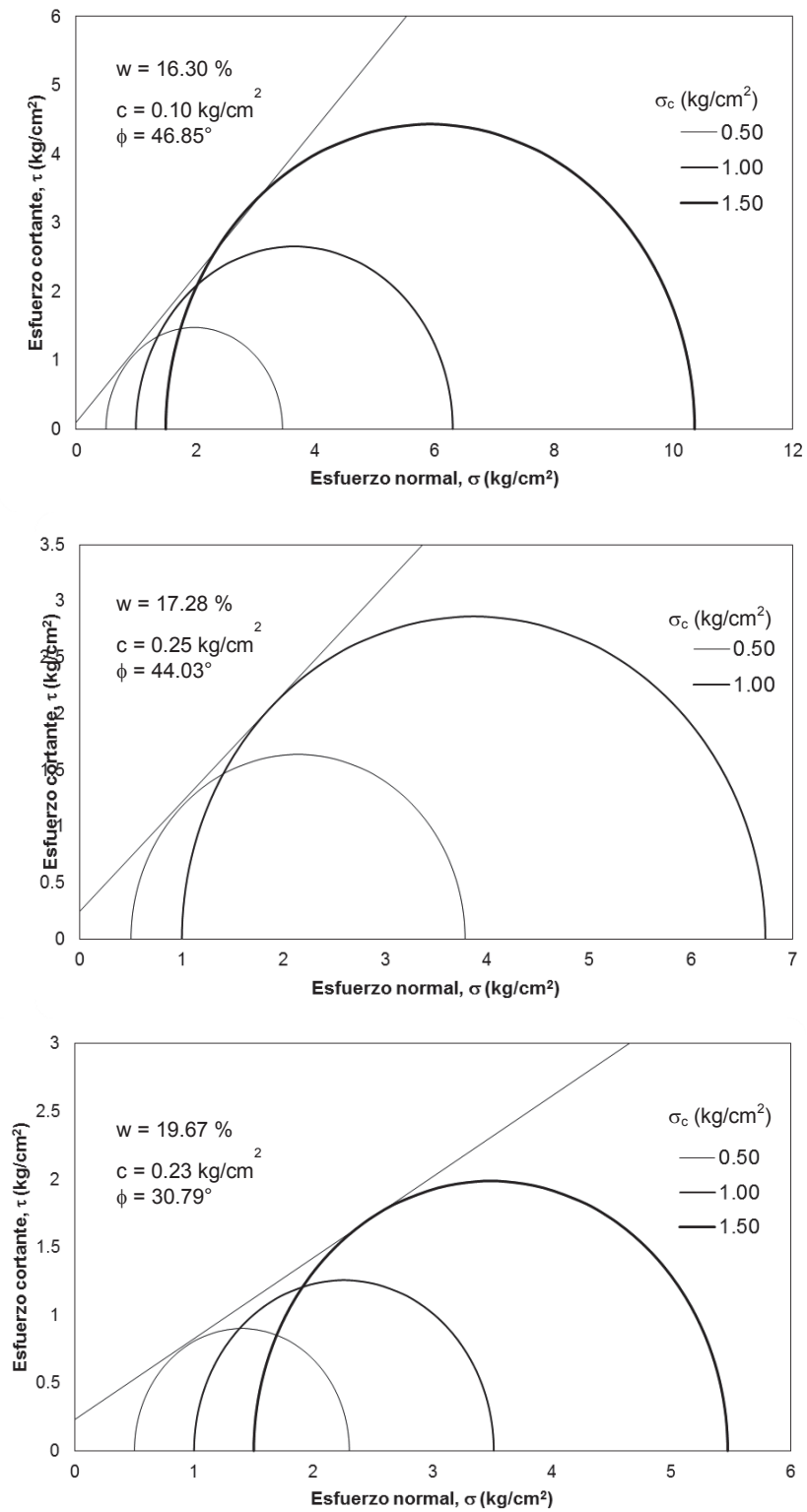


Figura A-2 Relación Esfuerzo normal versus Esfuerzo cortante (Aeropuerto) (Cont.).

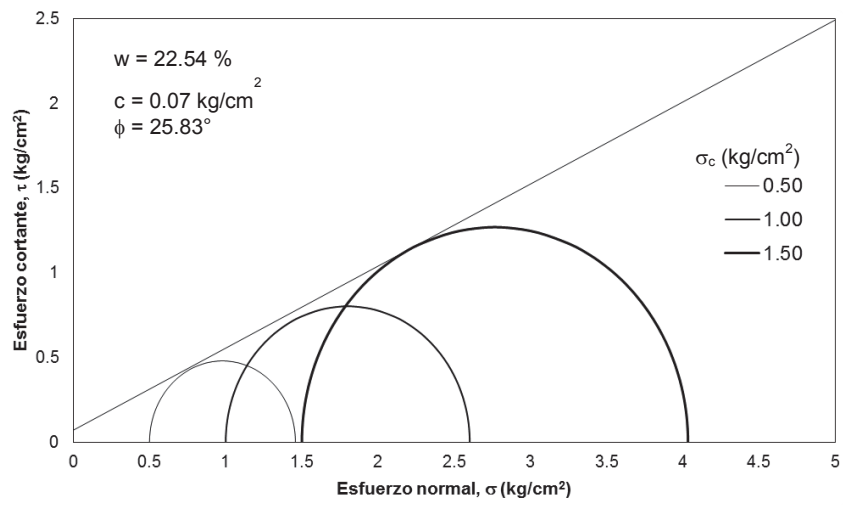


Figura A-2 Relación Esfuerzo normal versus Esfuerzo cortante (Aeropuerto) (Cont.).

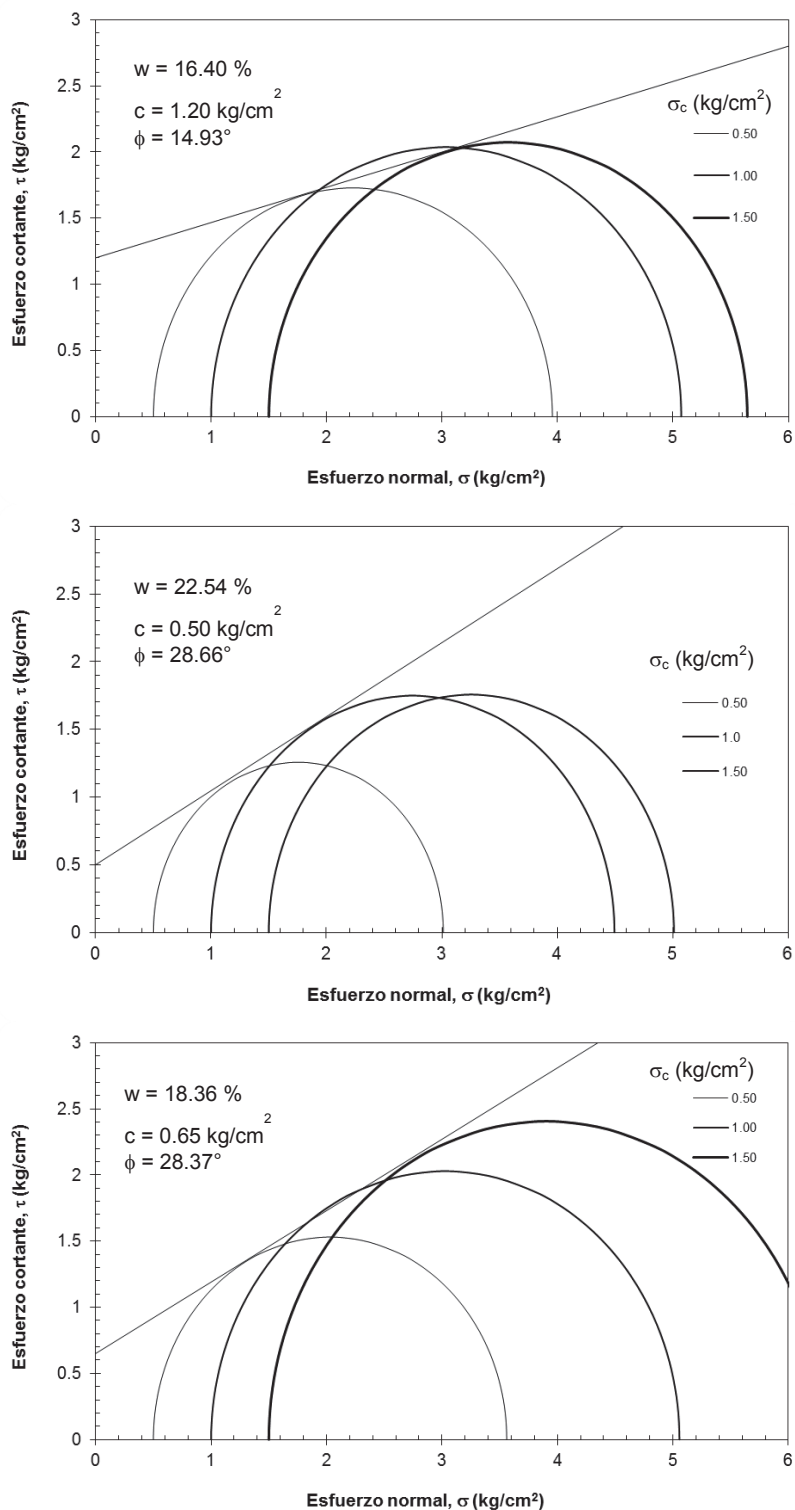


Figura A-3 Relación Esfuerzo normal versus Esfuerzo cortante (70-30MH).

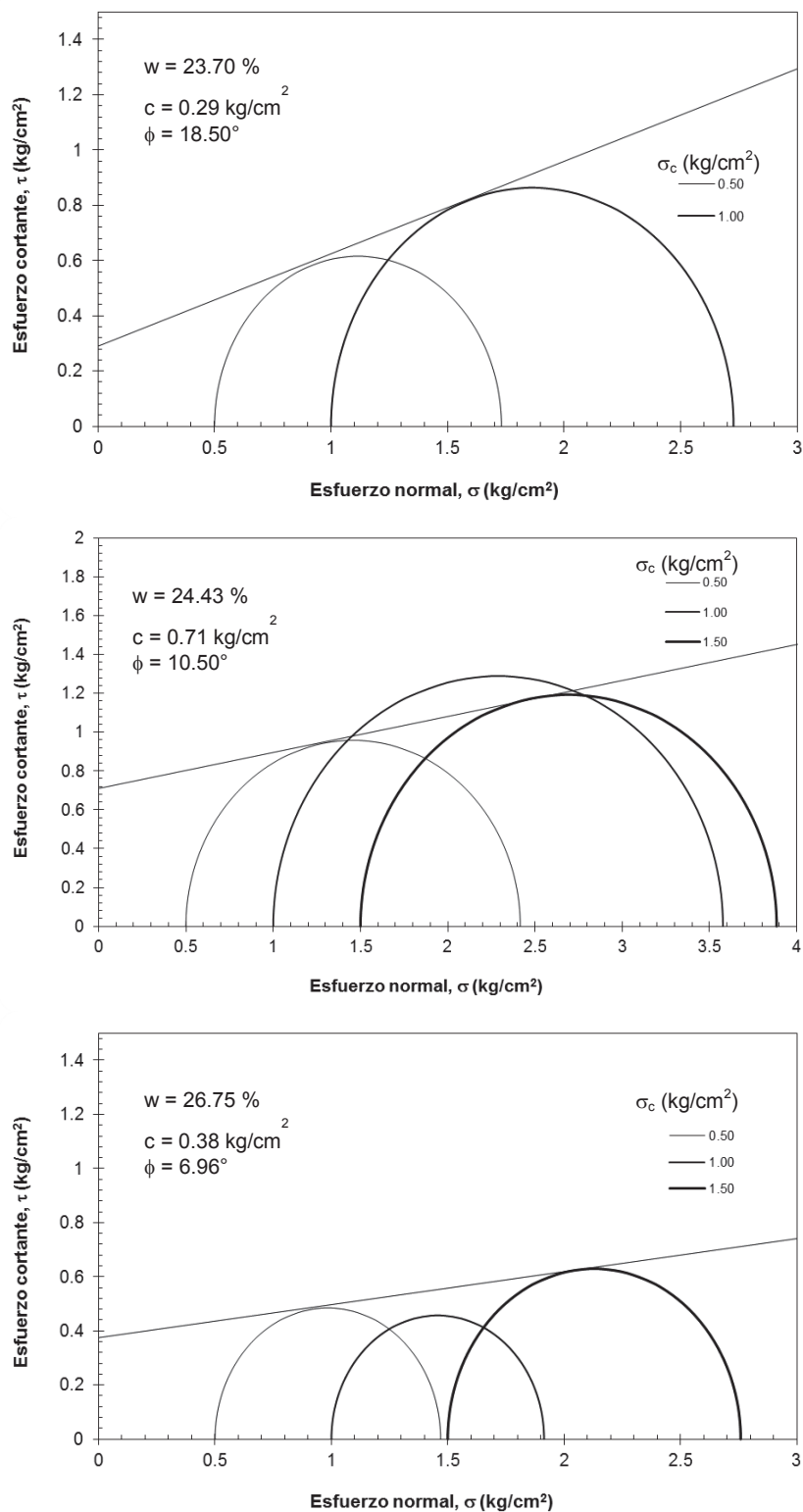


Figura A-3 Relación Esfuerzo normal versus Esfuerzo cortante (70-30MH) (Cont.).

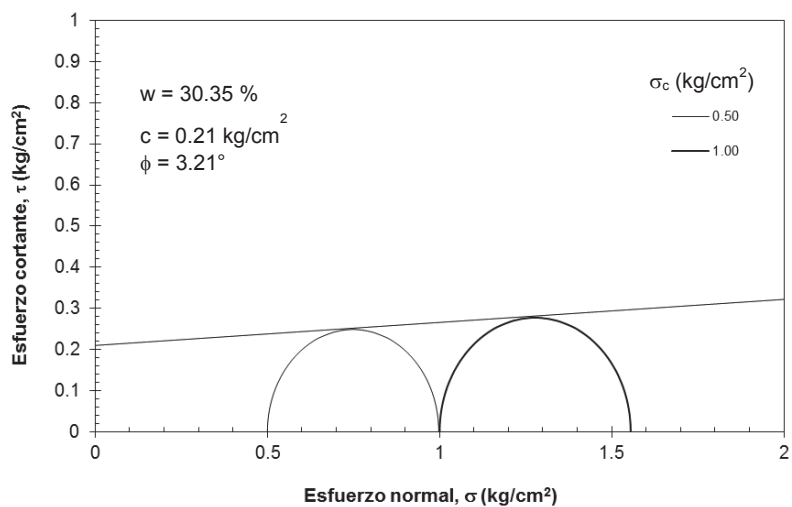


Figura A-3 Relación Esfuerzo normal *versus* Esfuerzo cortante (70-30MH) (Cont.).

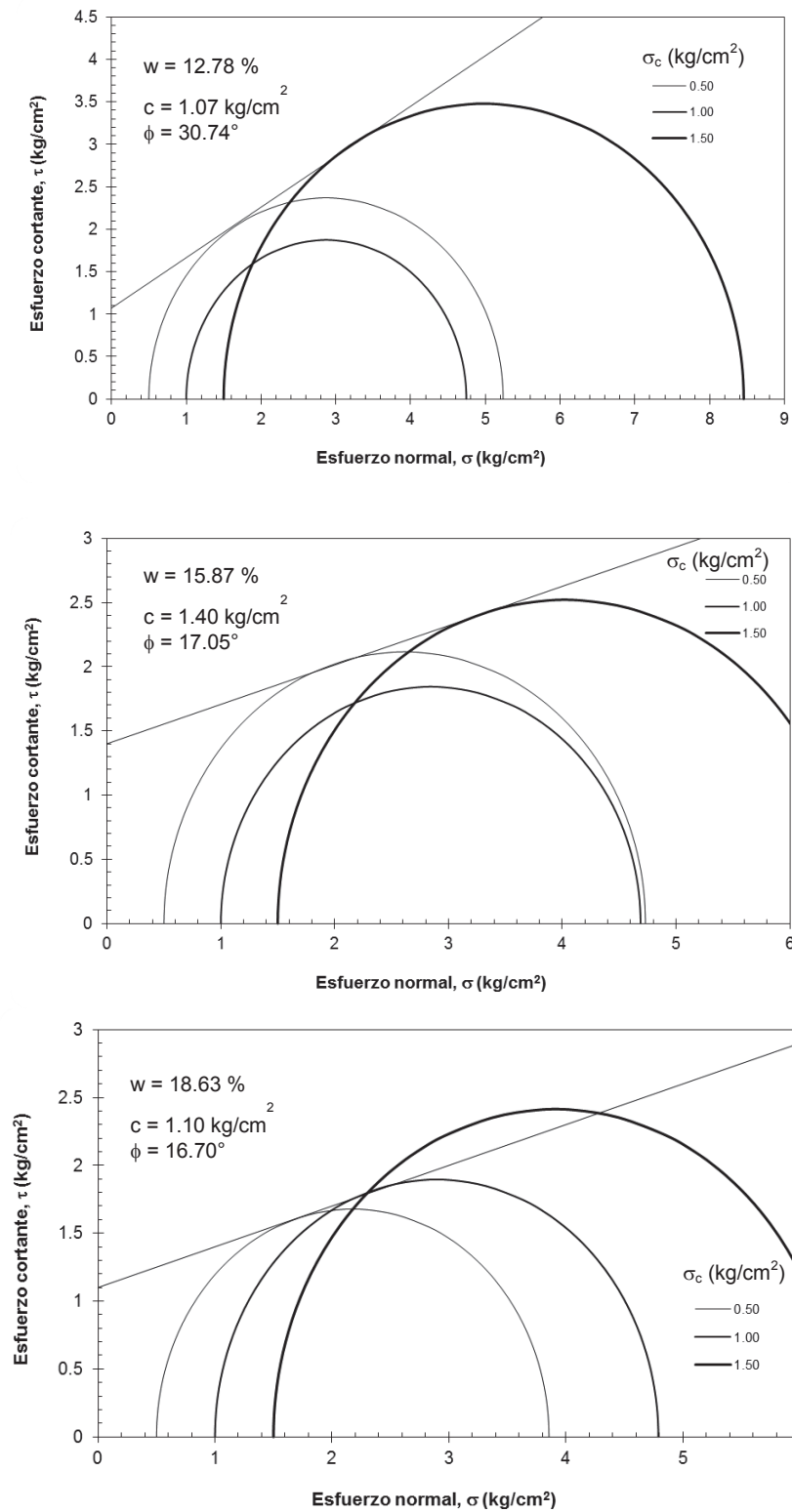


Figura A-4 Relación Esfuerzo normal *versus* Esfuerzo cortante (70-30CH).

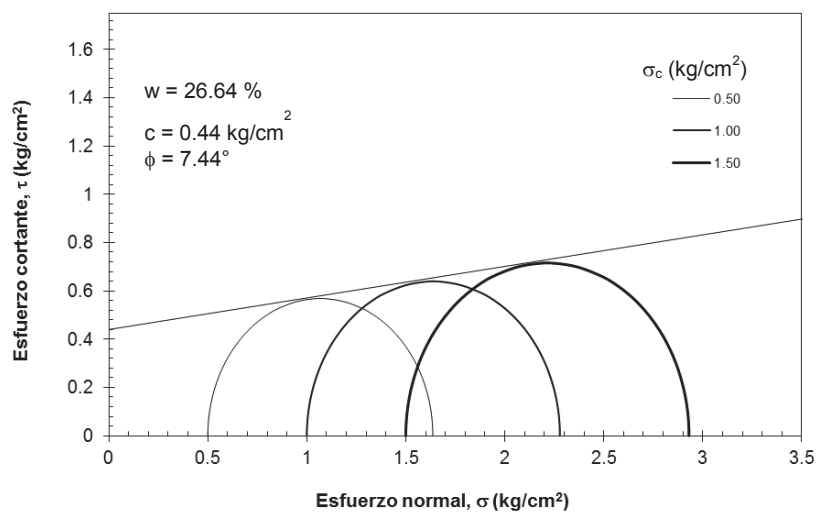
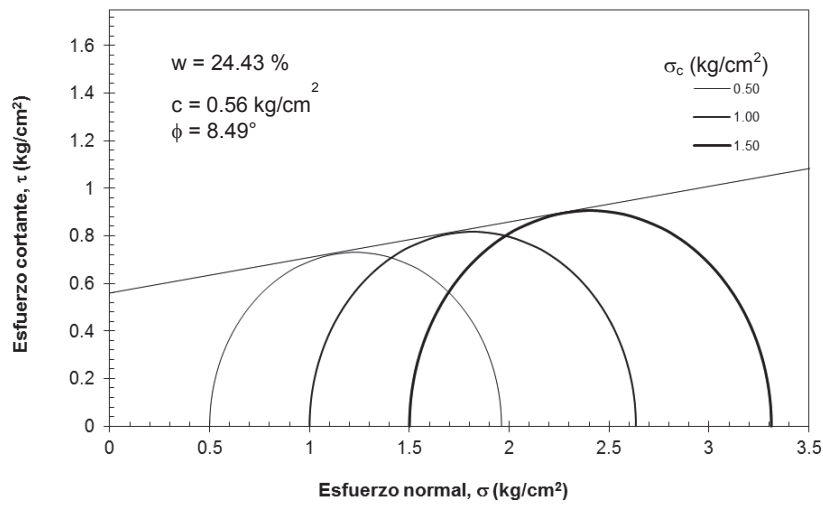
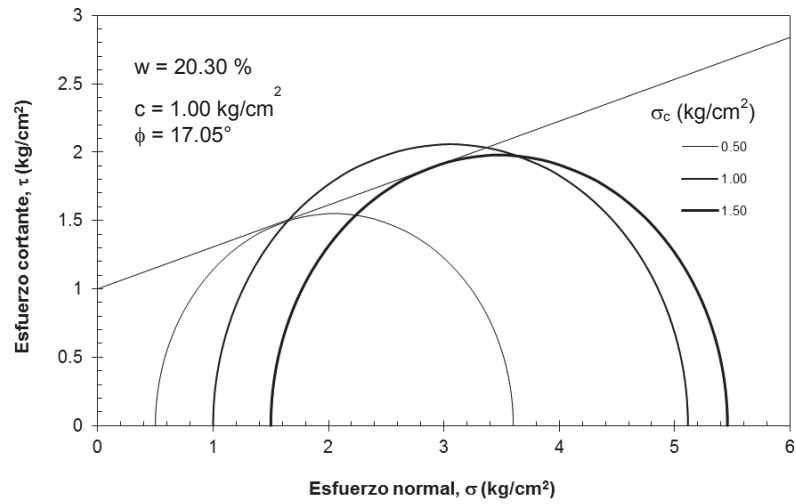


Figura A-4 Relación Esfuerzo normal versus Esfuerzo cortante (70-30CH) (Cont.).

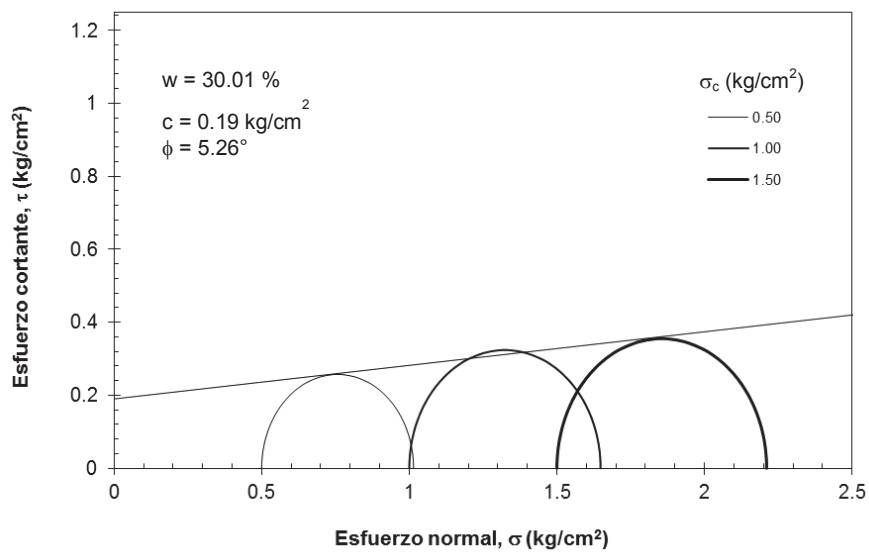


Figura A-4 Relación Esfuerzo normal versus Esfuerzo cortante (70-30CH) (Cont.).

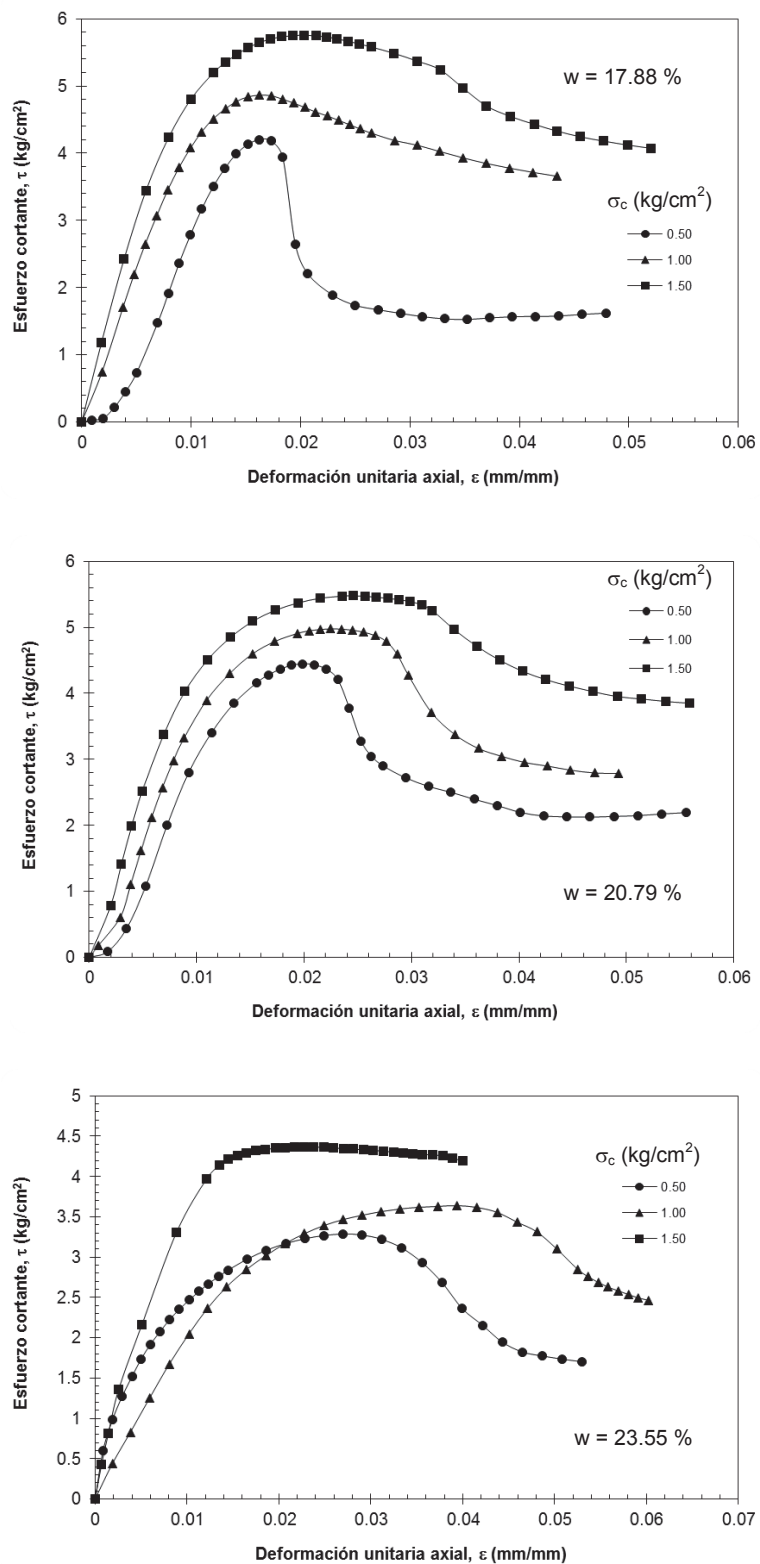


Figura B-1 Relación Esfuerzo cortante versus Deformación unitaria (Azumiatala)

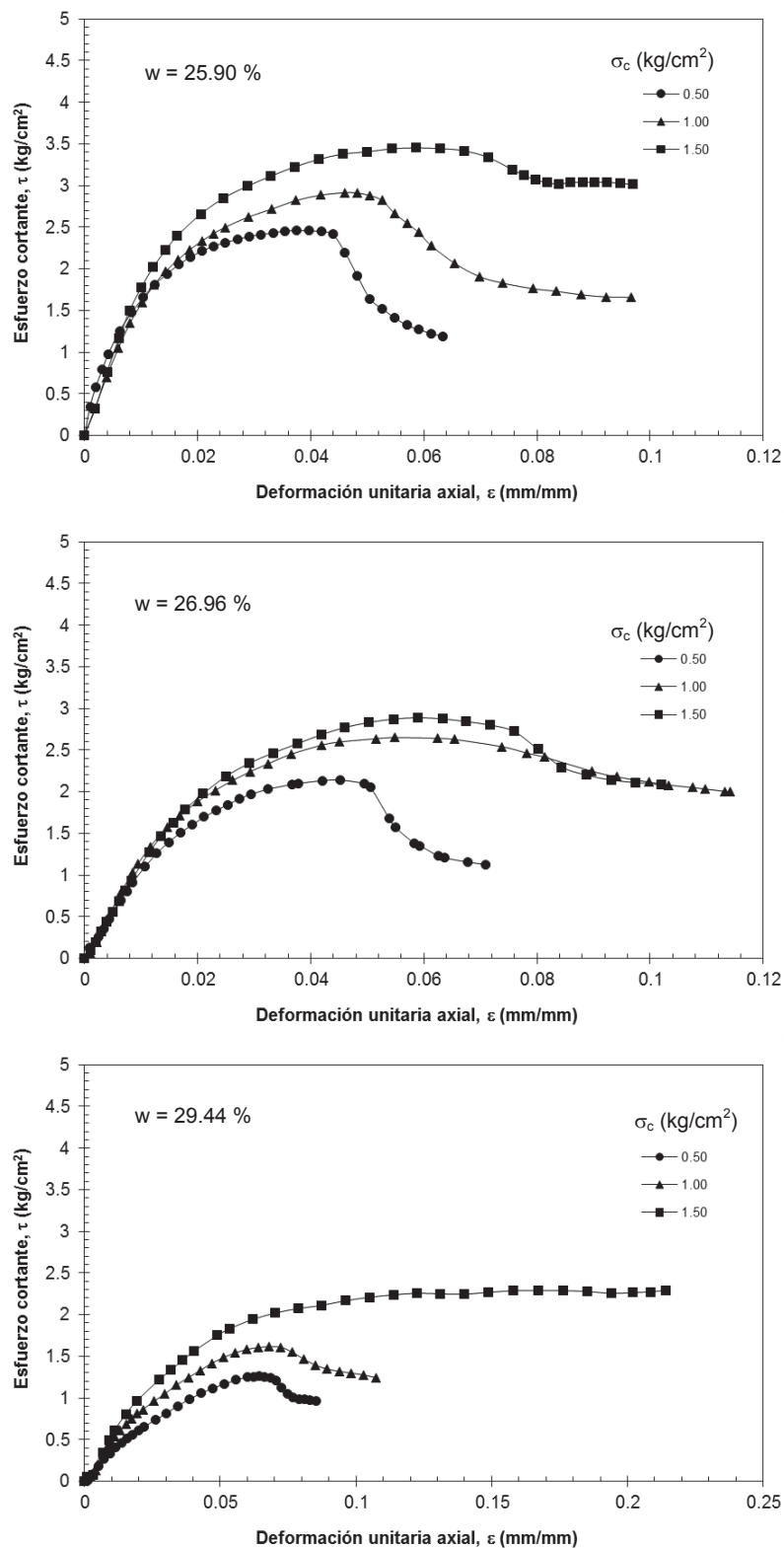


Figura B-1 Relación Esfuerzo cortante versus Deformación unitaria (Azumiatlá) (Cont.).

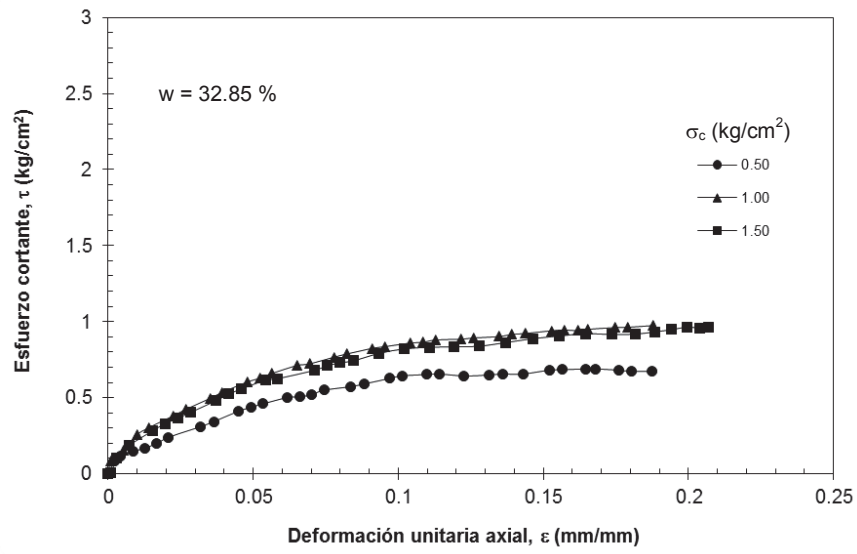


Figura B-1 Relación Esfuerzo cortante *versus* Deformación unitaria (Azumiatla)

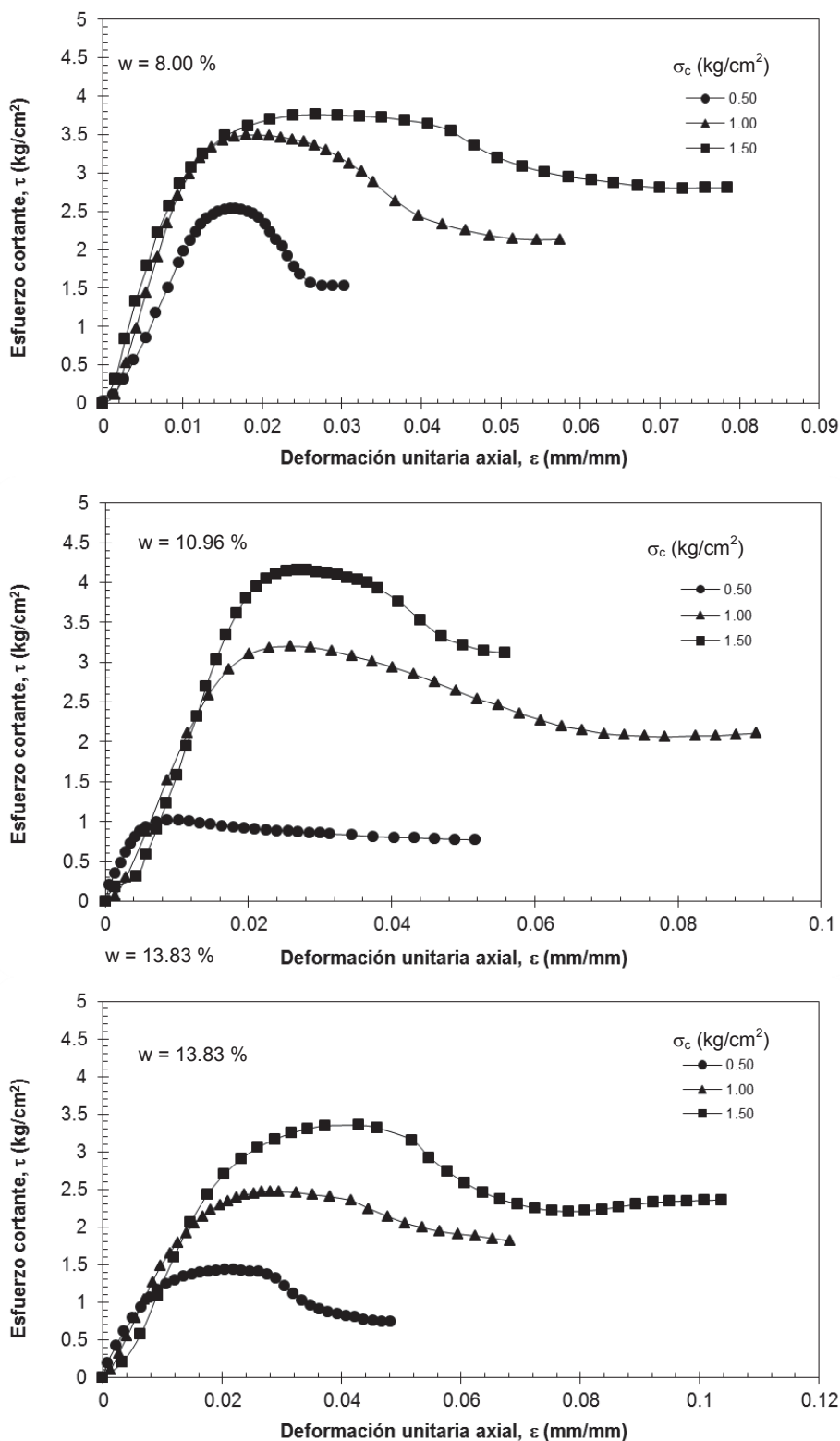


Figura B-2 Relación Esfuerzo cortante versus Deformación unitaria (Aeropuerto)

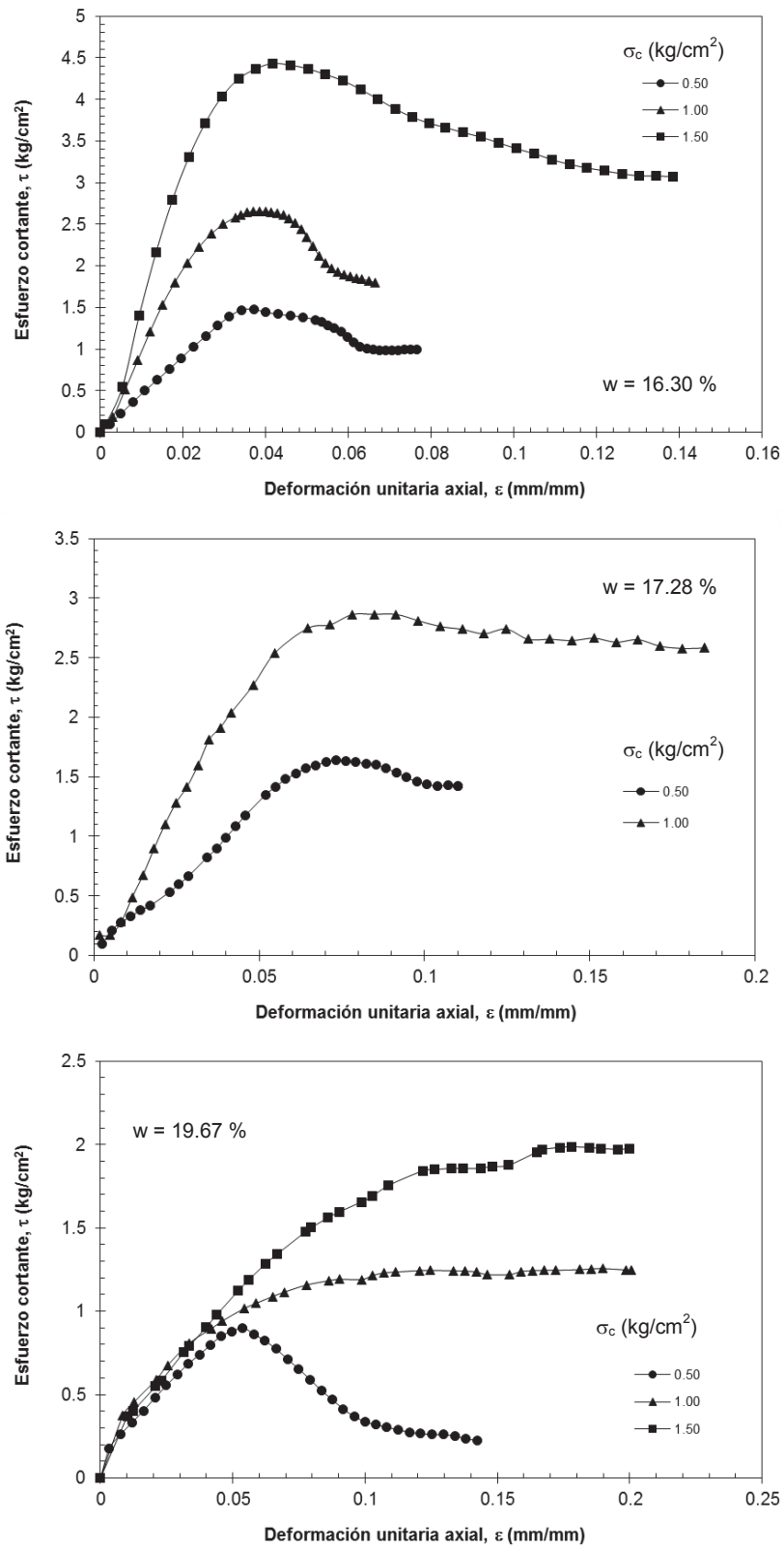


Figura B-2 Relación Esfuerzo cortante versus Deformación unitaria (Aeropuerto) (Cont.)

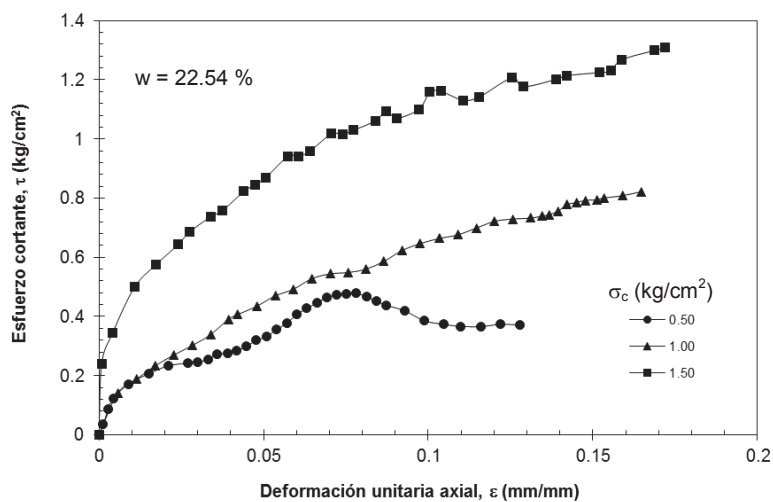


Figura B-2 Relación Esfuerzo cortante *versus* Deformación unitaria (Aeropuerto) (Cont.).

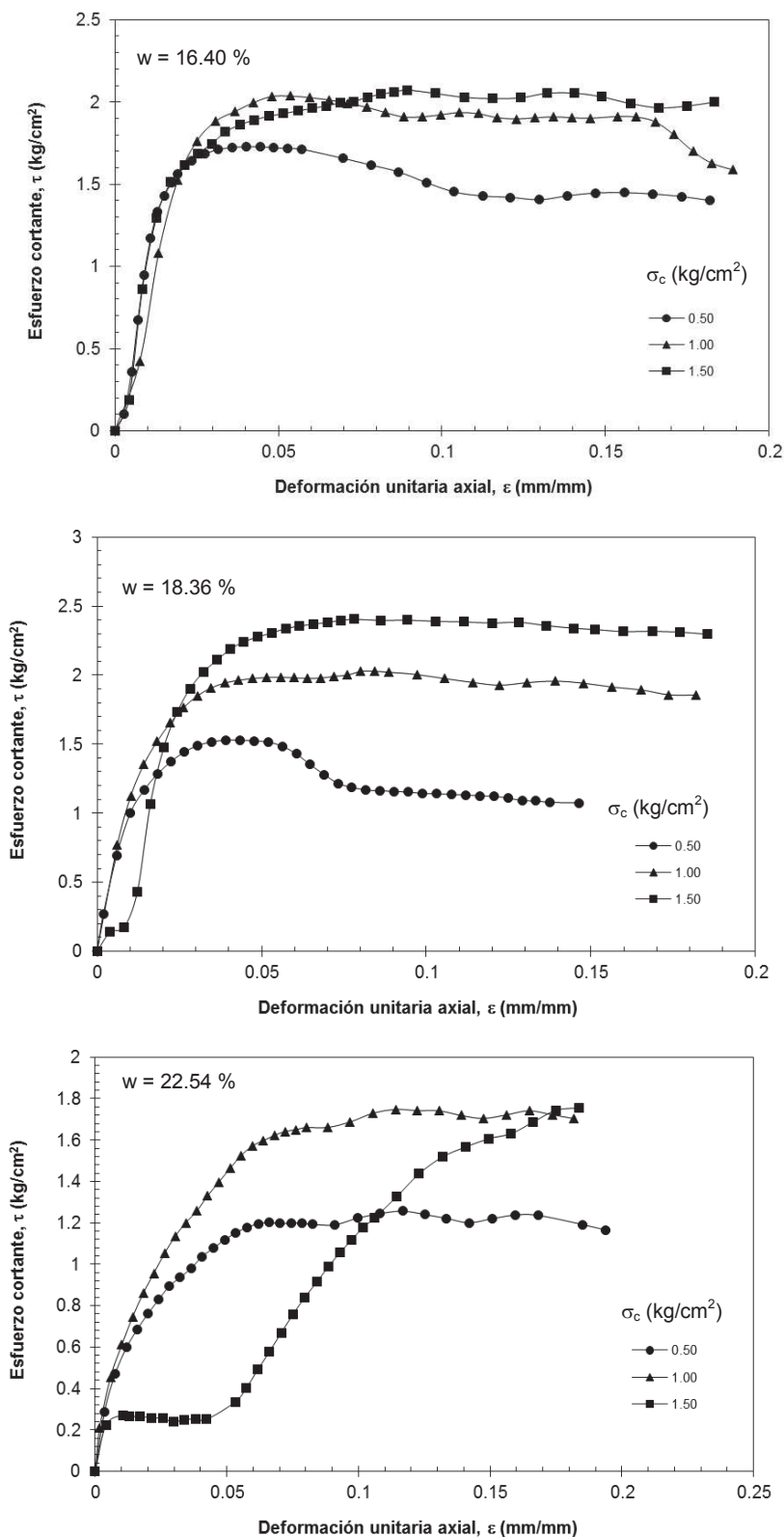


Figura B-3 Relación Esfuerzo cortante versus Deformación unitaria (70-30MH).

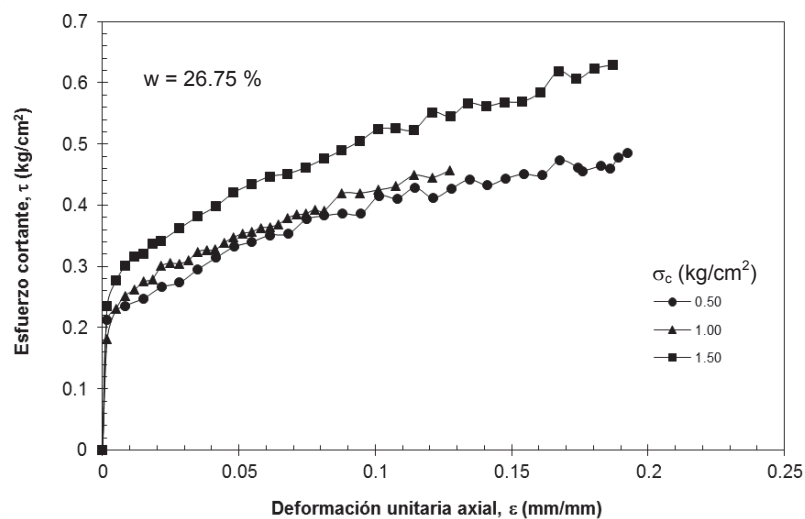
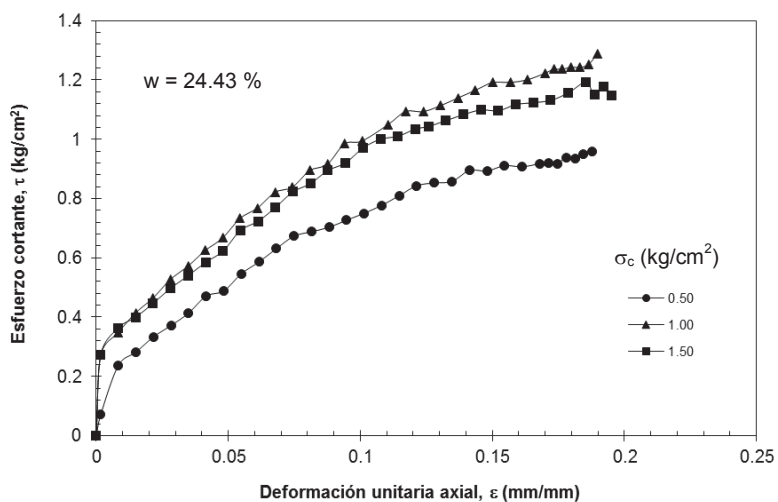
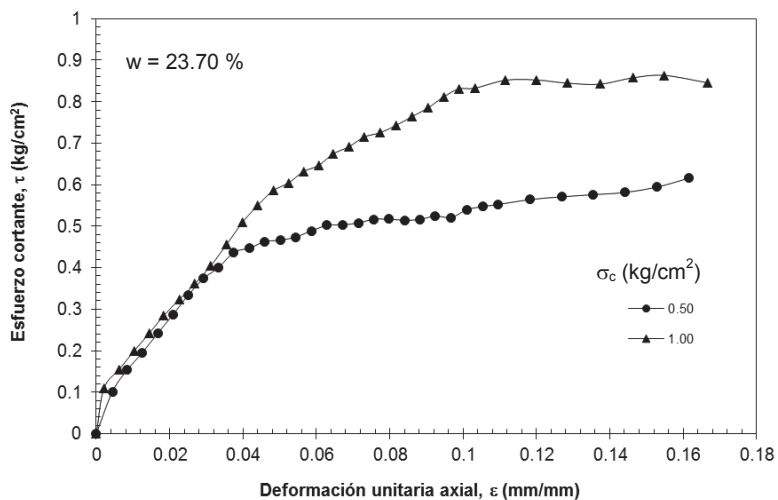


Figura B-3 Relación Esfuerzo cortante versus Deformación unitaria (70-30MH) (Cont.).

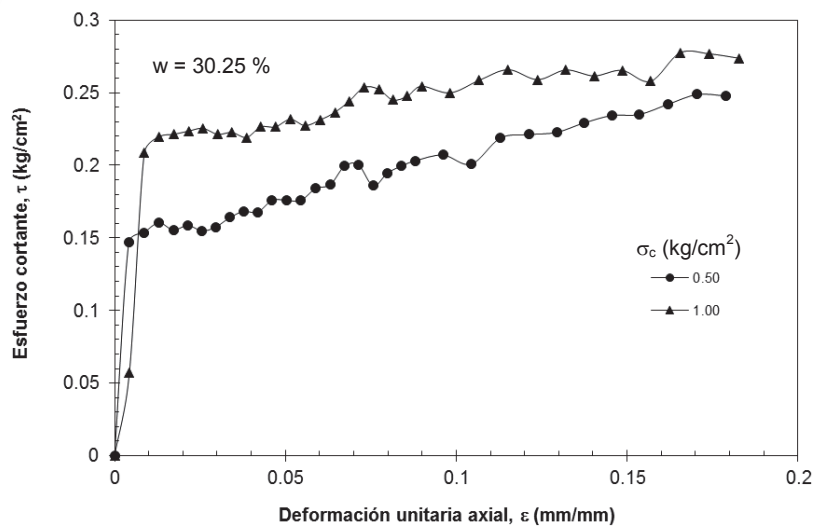


Figura B-3 Relación Esfuerzo cortante versus Deformación unitaria (70-30MH) (Cont.).

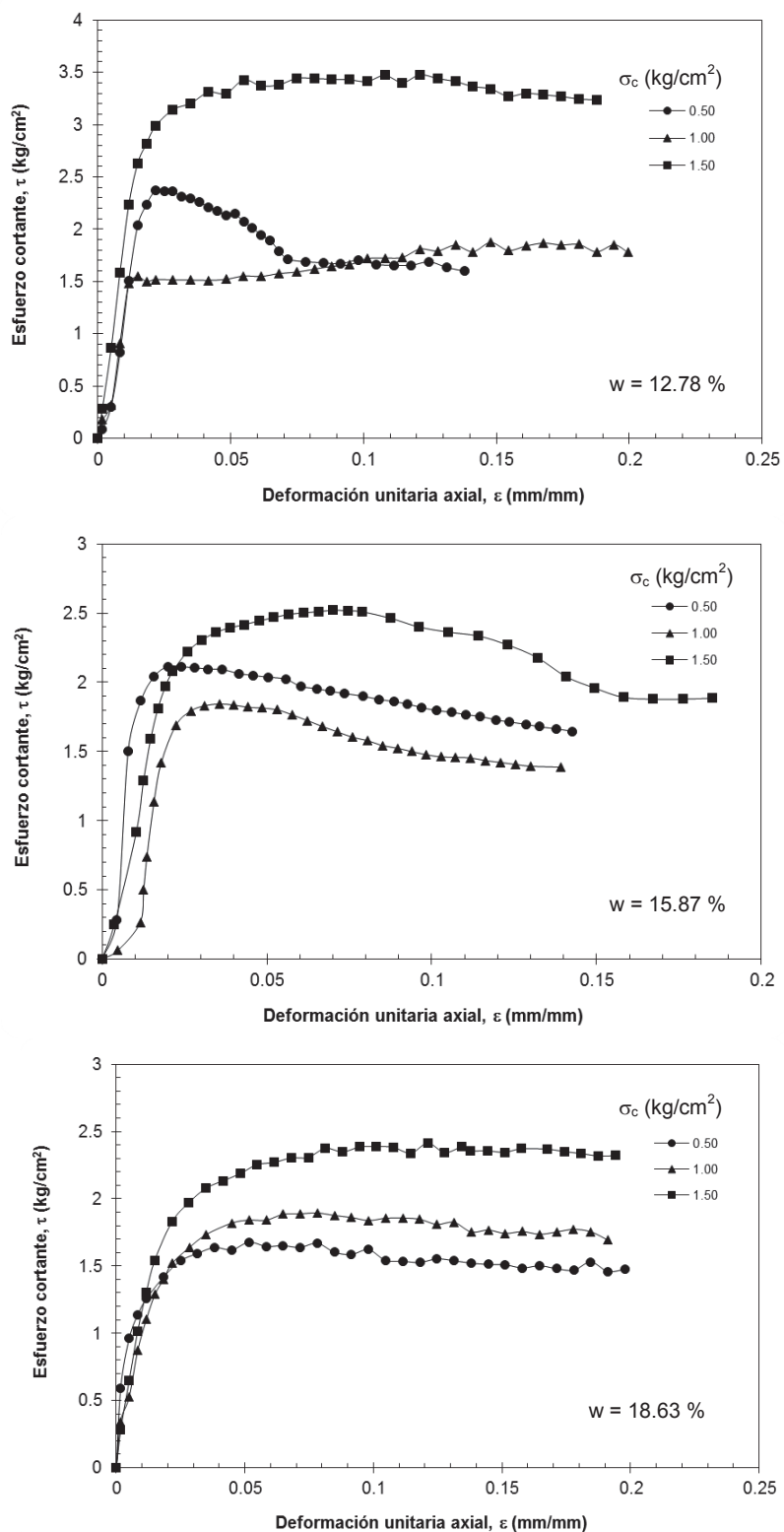


Figura B-4 Relación Esfuerzo cortante versus Deformación unitaria (70-30CH).

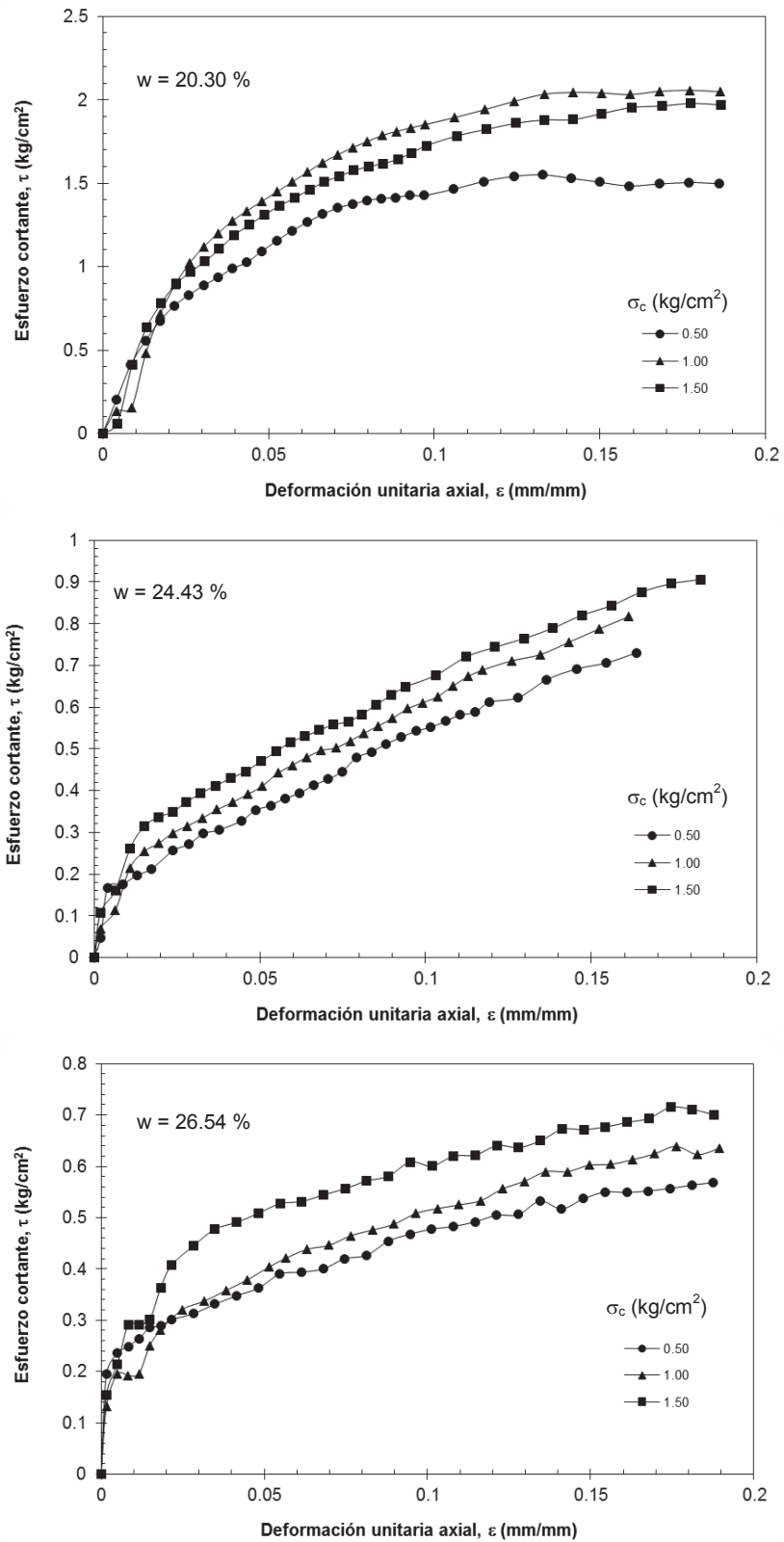


Figura B-4 Relación Esfuerzo cortante versus Deformación unitaria (70-30CH) (Cont.).

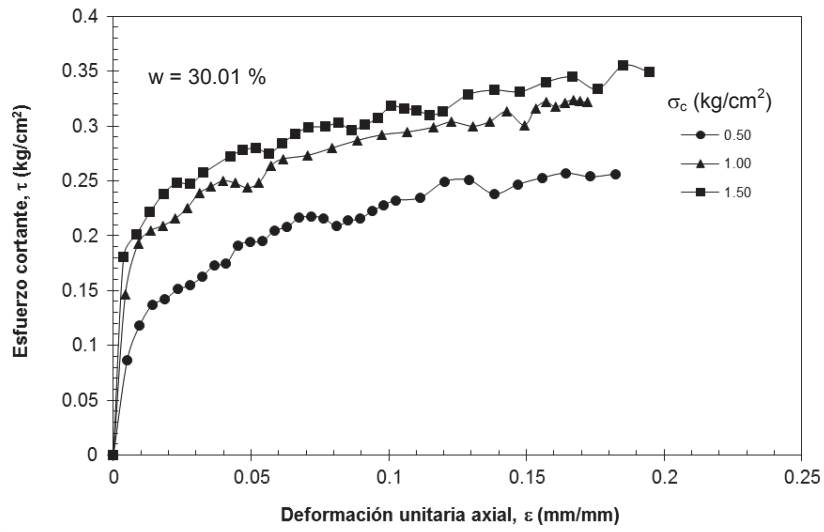


Figura B-4 Relación Esfuerzo cortante versus Deformación unitaria (70-30CH) (Cont.).

Bibliografía

1. Alberro A. Jesús, Hirirart M. Guillermo, Marsal Raúl J., Mendoza Manuel, 1982, *Comportamiento de suelos compactados* (cuarto informe), IIUNAM.
2. Alberro A. Jesús, Hirirart M. Guillermo, Marsal Raúl J., Mendoza Manuel, 1982, *Comportamiento de suelos compactados* (quinto informe), IIUNAM.
3. Delage P. y Suraj de Silva, (1990), Negative pore pressure and compacted soils, (sin más información)
4. Alberro A. Jesús, Hirirart M. Guillermo, Marsal Raúl J., Mendoza Manuel, 1983, *Comportamiento de suelos compactados* (sexto informe), IIUNAM.
5. Basheer, I. A, junio 2000, *Empirical modeling of the compaction curve of cohesive soils*, Artículo Can Geotech. J. V. 38: 29-45.
6. Controls Mexico, Wykeham Farrance. (*Disponible en: <http://www.controls-group.com/eng/soil-testing-equipment/proctor-moulds-and-rammers-nltune.php#.U0hhgfl5NIA>, consultado el 4 de marzo de 2014*).
7. Cruz, Alvaréz Abimael, 2005, *Comportamiento de suelos finos compactados*, Artículo Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos. Número 200:16-24.
8. Domínguez Morales Leobardo, 1995, *Propiedades dinámicas de los suelos compactados a bajas deformaciones: Determinaciones en laboratorio*, Tesis
9. Licenciatura, FIBUAP.
10. F. Carcedo, 1998, *Lenguaje Científico y Técnico*, Ed. UIA, Puebla.
11. Fleureau, Jean-Marie, Jean-Claude Verbrugge, Pedro J. Huergo, António Gomes Correia, and Siba Kheirbek-Saoud, julio 2002, *Aspects of the behavior of compacted clayey soils on drying and wetting paths*, Artículo Can Geotech. J. Vol. 39: 1341-1357.
12. Flores, C. Osvaldo, Romo O. Miguel, 2003, *Propiedades estáticas y dinámicas del material del banco "La Concepción"*, Informe técnico, IIUNAM.
13. Flores, C. Osvaldo, Linares S. Octavio, Romero L. Ixchel, Picazo M. Alejandro, 2004, *Influencia del grado de saturación en el comportamiento esfuerzo deformación de suelos compactados*, Artículo presentado en la Reunión Nacional de la Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, Noviembre de 2004, Guadalajara.
14. Flores Castellón O. et. al. 2005, *Comportamiento estático y dinámico de residuos mineros con 10 y 48 % de finos*.

15. González de Vallejo Luis, 2004, *Ingeniería Geológica*, Ed. Pearson Prentice Hall, España.
16. H. B. Seed, C. K. Chan. 1959, *Structure and strength characteristics of compacted clays*, *Journal of soil mechanics and foundations division*, ASCE., EE.UU
17. Humboldt, Testing Equipment for Construction Materials (*Disponible en: www.humboldtmg.com, consultado el 6 de marzo de 2014*).
18. Jafari, M. K. and A. Shafiee, junio 2004, *Mechanical behavior of compacted composite clays*, *Artículo Can Geotech. J. Vol. 41: 1152-1167*
19. Lucero Arellano M. Rigoberto, 1993, *Comportamiento deformatorio y resistente de suelos cohesivos compactados en condiciones no drenadas*, Tesis de Licenciatura, FI-BUAP
20. Marsal R. J., Reséndiz D., 1968, *Compactación de suelos arcillosos, propiedades mecánicas de suelos arcillosos compactados*, publicación técnica No. 187, IIUNAM.
21. Martínez Rojas Juan Carlos, 2005, *Comportamiento dinámico de los suelos compactados parcialmente saturados*, Tesis maestría, DEP-FI UNAM, México.
22. Mendoza Manuel J., 1982, *Características esfuerzo deformación de suelos cohesivos compactados: Efectos estructurales*, Tesis de Maestría, FIUNAM.
23. Mendoza Manuel J., Alberro J., 1986, *Engineering Properties and Microstructure of Compacted Cohesive Soils*, IIUNAM.
24. Mendoza Manuel J., 1992, *Enfoques recientes en la compactación de suelos*, Publicación técnica No 33, Instituto Mexicano del Transporte.
25. Nishimura, Tomoyoshi, Yasunari Hirabayashi, Delwyn G. Fredlund, and Julian k.-M. Gan, Noviembre 1999, *Influence of stress history on the strength parameters of an unsaturated statically compacted soil*, *Artículo Can Geotech. J. Vol. 36: 251-261*.
26. Muni Budhu, 2000, *Soil Mechanics and Foundations*, Ed. John Wiley and Sons, EUA.
27. Celestino Rampino, Claudio Mancuso, and Filippo Vinale, enero 2000, *Experimental behaviour and modelling of an unsaturated compacted soil*, *Artículo Can Geotech. J. Vol. 37: 748-763*.
28. R. Jumikis Alfreds, 1962, *Soil Mechanics*, Ed. Van Nostrand Company, Inc., EUA.

29. Real Academia Española, 2001, *Diccionario de la Lengua Española*, Ed. Espasa, Madrid.
30. Rico R., Del Castillo, 1999, *La Ingeniería de Suelos en las Vías Terrestres Vol. I*, Ed. LIMUSA, México.
31. Sanchez-Leal Fredy, 2002, *Nuevo enfoque para el control de calidad de la compactación de suelos*, XXI Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, SMMS, Querétaro México.
32. Sánchez-Leal Fredy, Garnica A. Paul, Gómez López J. Antonio, Pérez García Natalia, 2002, *RAMCODES: Metodología racional para el análisis de densificación y resistencia de geomateriales compactados*, Publicación técnica No. 200, Instituto Mexicano del Transporte.
33. Santucci, Filippo de Magistris, Fancesco Silvestri, and Filippo Vinale, agosto 1998, *Physical and mechanical properties of a compacted silty sand with low bentonite fraction*, Artículo Can Geotech. J. Vol. 35: 909-925.
34. Sivakumar y Wheeler, 2000, *Influence of compaction procedure on the mechanical behaviour of an unsaturated compacted clay, Part 1: Wetting and isotropic compression*, Geotechnique 50, No. 4, 359-376.
35. Vega Baez, 2005, *Instalación e instrumentación del laboratorio de Geotecnia (FI-BUAP)*, Tesis Maestría, FI-BUAP, México.
36. Y. Watabe, S. Leroueil, and J. -P. Le Bihan, mayo 2000, *Influence of compaction conditions on pore-size distribution and saturated hydraulic conductivity of a glacial till*, Artículo Can Geotech. J. Vol. 37: 1184-1194
37. Whitlow Roy, 1994, *Fundamentos de Mecánica de Suelos*, Ed. CECSA, tercera reimpresión, México.