



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

Universidad Nacional Autónoma de México

Programa de Maestría y Doctorado en Ingeniería
Facultad de Ingeniería

Comportamiento cíclico de suelos diatomáceos

T E S I S

Que para optar por el grado de:

MAESTRO EN INGENIERÍA

Ingeniería Civil - Geotecnia

P R E S E N T A :

Jorge Antonio López Molina

TUTOR:

Dr. Jorge Abraham Díaz Rodríguez

2009





Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

Jurado asignado:

Presidente: Dr. Joaquín Eduardo Aguayo Camargo

Secretario: Dr. Mário Chávez González

Vocal: Dr. Jorge Abraham Díaz Rodríguez

1^{er} Suplente: Dr. Salvador Marín Cordova

2^{do} Suplente: Ing. Germán López Rincón

Lugar donde se realizó la tesis:

Laboratorio de Dinámica de Suelos de la División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería - UNAM

Tutor de Tesis

Dr. Jorge Abraham Díaz Rodríguez

Resumen

Existe un gran número de depósitos lacustres y marinos en el mundo que presentan microfósiles de origen silíceo o calcáreo en su composición. En particular, los sedimentos que contienen microfósiles diatomáceos se caracterizan por presentar propiedades geotécnicas poco comunes en comparación con la mayoría de los suelos naturales. De acuerdo con algunos estudios en suelos diatomáceos naturales y artificiales, las características geométricas, rugosidad y porosidad de los esqueletos diatomáceos, son la causa de que estos suelos presenten altos contenidos de agua, baja densidad relativa, alta permeabilidad, así como valores de compresibilidad y ángulo de fricción interna inusualmente altos.

La literatura acerca de la caracterización dinámica de suelos diatomáceos naturales es prácticamente nula y, en general, estos trabajos no están orientados a evaluar la influencia de los microfósiles diatomáceos en el comportamiento cíclico del suelo. Con esta finalidad, se presenta el análisis de una serie de ensayos monotónicos pre-cíclicos, cíclicos con esfuerzo senoidal controlado y monotónicos post-cíclicos, en mezclas artificiales caolín-diatomita, bajo condiciones de corte simple a volumen constante. Las proporciones de diatomita empleada fueron de 0%, 20%, 40%, 60% y 100% en peso seco de los especímenes, los cuales se ensayaron bajo condiciones normalmente consolidadas ($OCR=1$) y preconsolidadas ($OCR=2$).

En una primera etapa de ensayos monotónicos pre-cíclicos, se analiza el comportamiento de las mezclas caolín-diatomita y su comparación con trabajos presentados por otros autores. Los resultados de la etapa cíclica se evalúan con procedimientos típicos para ensayos con deformación controlada y, adicionalmente, se presentan propuestas de análisis para identificar la influencia de los microfósiles en el comportamiento cíclico de los especímenes, las cuales se basan en la comparación de isocurvas de deformación angular, la modelación de la degradación del módulo de rigidez al esfuerzo cortante (δ_D) y el análisis del trabajo histerético acumulado (ΣW). Se presenta también el estudio de la degradación de la resistencia y rigidez de las mezclas en una etapa monotónica post-cíclica.

Los resultados indican que el comportamiento cíclico de las mezclas caolín-diatomita son función de: la relación de esfuerzos empleada, el nivel de deformación alcanzado, el OCR y el contenido de diatomita. En base a la respuesta cíclica del suelo y su análisis bajo los criterios expuestos anteriormente, se presenta una hipótesis acerca de los mecanismos microestructurales que definen su comportamiento, así como las condiciones bajo las cuales se moviliza la resistencia cíclica de los microfósiles diatomáceos aumentando la resistencia de las mezclas caolín-diatomita. Por otro lado, se identifican las condiciones que generan un comportamiento desfavorable, desde el punto de vista geotécnico, en la respuesta cíclica y post-cíclica de estos suelos.

Abstract

A great number of lacustrine and marine deposits exist in the world that exposes siliceous or calcareous microfossils in their composition. Particularly, sediments that contain diatom microfossils are characterized to present unusual geotechnical properties in comparison with most natural soils. In accordance with some studies on natural and artificial diatomaceous soils, diatom skeletons geometric characteristics, rugosity and porosity are the cause of high natural water content, low relative density and high permeability of these soils, as well as their unusually high compressibility and internal friction angle values.

Literature about dynamic characterization of natural diatomaceous soils is practically null and in general these works are not guided to evaluate the influence of diatom microfossils on the cyclic behavior of the soil. With this purpose, a series of pre-cyclic monotonic, sinusoidal stress-controlled cyclic and post-cyclic monotonic tests analysis on artificial kaolin-diatomite mixtures under constant volume simple shear conditions is presented. Diatomite proportions in dry weight employed were 0%, 20%, 40%, 60% and 100%, which were tested under normally consolidated ($OCR=1$) and overconsolidated ($OCR=2$) conditions.

In a first stage of pre-cyclic monotonic tests, the behavior of kaolin-diatomite mixtures is analyzed and compared with works presented by other authors. Cyclic stage results are evaluated by stress-controlled typical procedures and analysis proposals are presented additionally to identify the influence of microfossils on specimen cyclic behavior, which are based on contour diagrams for shear strain, degradation of shear modulus model (δ_D) and accumulated hysteretic work (ΣW) analysis. It is also presented the strength and stiffness degradation analysis in the post-cyclic monotonic stage.

Results indicate that the cyclic behavior of kaolin-diatomite mixtures is function of the applied cyclic stress ratio, reached shear strain level, OCR and diatomite content. Based on the cyclic soil response and the analysis under the previously exposed approaches, a hypothesis about the microstructural mechanisms of its behavior is presented, as well as the conditions under the cyclic resistance of the diatom microfossils is mobilized increasing the kaolin-diatomite mixtures strength. On the other hand, the conditions that generate a geotechnically unfavorable behavior on the cyclic and post-cyclic response of these soils are identified.

*A mis padres:
Jorge y María Eugenia
Por creer en mis sueños y ayudarme a construirlos*

Agradecimientos

Quiero agradecer a mi tutor, Dr. Abraham Díaz Rodríguez, por su contribución y guía durante la elaboración de esta tesis. La confianza que puso en mi trabajo y la libertad que me dió para desarrollar mis ideas bajo su dirección, fueron primordiales en cada etapa de este estudio.

A la UNAM por las facilidades brindadas para estudiar el posgrado y a CONACYT por el apoyo para continuar con mi formación.

A cada uno de los integrantes de mi comité tutorial, Dr. Joaquín E. Aguayo Camargo, Dr. Mário Chávez González, Dr. Salvador Marín Córdova y al Ing. Germán López Rincón, por su tiempo y las acertadas observaciones que enriquecieron este trabajo. Agradezco también a los profesores del posgrado en geotécnia por las enseñanzas y experiencias compartidas.

A mis compañeros de laboratorio Luis López Flores y Juan José Martínez Vásquez por sus aportaciones técnicas y bibliográficas. Gracias a Pedro Moreno Carrizales por su apoyo en la instrumentación del equipo y tratamiento de la información, especialmente le agradezco su amistad y apoyo dentro y fuera del laboratorio.

Le agradezco a mis compañeros de generación, en especial a Gerardo Hernandez y Alejandro Valencia, por los días y noches de trabajo juntos, sus aportaciones a este trabajo y su amistad incondicional.

Estoy profundamente agradecido con mi familia y su continuo soporte en todos los sentidos; con mis padres Jorge y María Eugenia por estar conmigo en todo momento y apoyar cada decisión; con mi hermana Alejandra por toda su ayuda y detalles que hicieron el camino más fácil y con mi sobrino Isaí por los momentos divertidos. Gracias a mis tíos Raul y Guille por el apoyo durante mi estancia en la Ciudad de México.

Gracias, Sra. Lilia, Sr. Amado, Lili y Adrián por su interés en mi trabajo, motivación y por recibirme como parte de su familia.

A Sandy por su paciencia, comprensión y amor le estaré siempre agradecido. Por recordarme lo que realmente es importante en la vida y por soportar mis desapariciones en presencia. Este triunfo es también tuyo.

Contenido

Resumen	iii
Dedicatorias	v
Agradecimientos	vi
Contenido	vii
Lista de Tablas	xii
Lista de Figuras	xiii
Notación	xxii

1. Introducción

1.1 Antecedentes.....	1
1.2 Alcance y objetivo.....	2
1.3 Organización de la tesis	4

2. Literatura revisada

2.1 Introducción	7
2.2 Diatomeas	7
2.2.1 Aplicaciones de las diatomeas	10
2.3 Microfósiles silíceos y calcáreos	12
2.3.1 Sedimentos con microfósiles silíceos	13
2.4 Características geotécnicas de suelos con microfósiles	17
2.5 Comportamiento cíclico y post-cíclico de suelos.....	33
2.5.1 Comportamiento de muy pequeñas a pequeñas deformaciones.....	33
2.5.2 Comportamiento de pequeñas a grandes deformaciones	35

<i>Resistencia bajo carga cíclica</i>	37
2.5.3 Comportamiento cíclico de suelos intermedios	38
2.5.4 Comportamiento post-cíclico de suelos.....	40
2.6 Resumen	41

3. Programa experimental

3.1 Introducción.....	43
3.2 Equipo de corte simple.....	43
3.2.1 Definición	44
3.2.2 Aspectos generales del equipo de corte simple	45
3.2.3 Equipo empleado.....	47
3.2.4 Calibración	51
3.3 Material utilizado	53
3.3.1 Caolín.....	53
3.3.2 Diatomita.....	53
3.4 Procedimiento experimental.....	55
3.4.1 Formación de las muestras caolín-diatomita	55
3.4.2 Propiedades índice	58
3.4.3 Montaje de las muestras.....	58
3.4.4 Consolidación	60
3.4.5 Corte simple monotónico	61
3.4.6 Corte simple cíclico.....	62
3.4.7 Corte simple post-cíclico.....	62
3.5 Programa experimental	62
3.6 Definición de variables	64
3.6.1 Consolidación	64
3.6.2 Corte simple monotónico	65
3.6.3 Corte simple cíclico.....	66
3.7 Resumen	69

4. Propiedades índice, compresibilidad y comportamiento monotónico pre-cíclico

4.1	Introducción	71
4.2	Propiedades índice.....	71
4.2.1	Límites de consistencia	71
4.2.2	Actividad	76
4.2.3	Gravedad específica, contenido de agua y relación de vacíos.....	78
4.3	Compresibilidad.....	81
4.4	Comportamiento monotónico pre-cíclico	89
4.4.1	Comportamiento monotónico de muestras normalmente consolidadas	89
	<i>Comportamiento esfuerzo-deformación-presión de poro</i>	<i>89</i>
	<i>Degradación del módulo secante de rigidez (G_{sec}).....</i>	<i>92</i>
4.4.2	Comportamiento monotónico de muestras preconsolidadas	95
	<i>Comportamiento esfuerzo-deformación-presión de poro</i>	<i>95</i>
	<i>Degradación del módulo secante de rigidez (G_{sec}).....</i>	<i>98</i>
4.4.3	Comparación de resultados.....	101
	<i>Análisis de trayectorias de esfuerzo</i>	<i>105</i>
	<i>Comportamiento en relación a otros suelos</i>	<i>110</i>
	<i>Módulo secante de rigidez (G_{sec})</i>	<i>115</i>
4.5	Resumen	120

5. Comportamiento cíclico y monotónico post-cíclico

5.1	Introducción	123
5.2	Comportamiento cíclico de las muestras normalmente consolidadas.....	123
5.2.1	Deformación angular	124
	<i>Isocurvas de deformación angular.....</i>	<i>127</i>
5.2.2	Generación de presión de poro	129
	<i>Isocurvas de generación de presión de poro.....</i>	<i>131</i>
5.2.3	Degradación del módulo de corte.....	139
5.3	Comportamiento cíclico de las muestras preconsolidadas (OCR=2)	144

5.3.1 Deformación angular	144
<i>Isocurvas de deformación angular</i>	146
5.3.2 Generación de presión de poro	148
<i>Isocurvas de generación de presión de poro</i>	149
5.3.3 Degradación del módulo de corte.....	158
5.4 Comparación de resultados en muestras normalmente consolidadas y preconsolidadas	163
5.4.1 Deformaciones y generación de presión de poro.....	163
<i>Deformación angular</i>	163
<i>Velocidad de deformación</i>	167
<i>Generación de presión de poro</i>	171
5.4.2 Resumen: Análisis convencional del comportamiento cíclico	176
5.5 Comparación de resultados (análisis bajo criterios alternos)	178
5.5.1 Análisis de isocurvas de deformación y definición de R_N	178
<i>Efecto de la relación de esfuerzos en el valor de R_N de las muestras</i>	187
<i>Efecto del OCR en el valor de R_N de las muestras</i>	187
<i>Interpretación de los resultados</i>	190
5.5.2 Análisis de lazos de histéresis.....	193
<i>Muestras normalmente consolidadas (OCR= 1)</i>	193
<i>Muestras preconsolidadas (OCR= 2)</i>	198
5.5.3 Degradación del módulo de rigidez (G).....	201
<i>Determinación del exponente β</i>	205
<i>Determinación del coeficiente α</i>	207
<i>Modelo de variación del parámetro de degradación (δ_D)</i>	214
5.5.4 Trabajo histerético	225
5.5.5 Resumen: Análisis del comportamiento cíclico bajo criterios alternos.....	231
5.6 Comportamiento monotónico post-cíclico	235
5.6.1 Evaluación de la resistencia post-cíclica	246
5.6.2 Resumen: Comportamiento Post-cíclico	251

6. Conclusiones y recomendaciones

6.1 Comportamiento pre-cíclico.....	253
6.2 Comportamiento cíclico	254
6.3 Comportamiento post-cíclico	256
6.4 Recomendaciones para futuros trabajos.....	257
Referencias.....	259

Lista de tablas

Tabla 2.1 Efecto de varios factores en G_{max} , G/G_{max} , y relación de amortiguamiento λ , de arcillas normalmente consolidadas y moderadamente preconsolidadas (Dobry y Vucetic, 1987)	34
Tabla 3.1 Análisis químico del caolín EPK	53
Tabla 3.2 Programa experimental.....	63
Tabla 4.1 Límite líquido, límite plástico e índice de plasticidad para diferentes proporciones caolín-diatomita	72
Tabla 4.2 Características iniciales de las mezclas caolín-diatomita.....	78
Tabla 4.3 Características promedio de las mezclas caolín-diatomita durante la etapa de consolidación	81
Tabla 4.4 Resumen de resultados en pruebas monotónicas pre-cíclicas	101
Tabla 4.5 Ángulo de fricción para diferentes proporciones caolín-diatomita	106
Tabla 5.1 Variables del modelo de variación del parámetro de degradación δ_D (Ecuación 5.14).....	216
Tabla 5.2 Resumen de resultados en pruebas monotónicas pre-cíclicas, cíclicas y monotónicas post-cíclicas. Muestras normalmente consolidadas (OCR= 1).	237
Tabla 5.3 Resumen de resultados en pruebas monotónicas pre-cíclicas, cíclicas y monotónicas post-cíclicas. Muestras preconsolidadas (OCR= 2).	238

Lista de figuras

- Figura 2.1** Fotomicrograffas de diatomeas (Bradbury, 2004) **a) *Biddulphia reticulata***. Caparazón o frústula de una diatomea céntrica mostrando valvas y lado conectivo (Tamaño de la barra = 10 μm). **b) *Eupodiscus radiatus***. Valva simple de una diatomea céntrica (Tamaño de la barra = 20 μm). **c) *Diploneis* sp.** Dos frústulas de diatomea pinnada donde se observan las estrías, valvas y lado conectivo (Tamaño de la barra = 10 μm). **d) *Melosira varians***. Frústula de una diatomea céntrica, mostrando valvas y lado conectivo (Tamaño de la barra = 10 μm)..... 8
- Figura 2.2** Producción anual de sílice biogénica en el plancton de los océanos del mundo ($\text{g}/\text{m}^2/\text{año}$) (Lisitzin, 1971 y Wever et al., 1994)..... 9
- Figura 2.3** Varios campos y áreas de aplicación para la investigación de diatomeas (Modificado de López et al., 2005)..... 11
- Figura 2.4 a)** Microfósiles de foraminífera del Sur Oeste del Pacífico (Green Electron Images). **b)** Microfósiles de coccolith del Sur Oeste del Pacífico (Green Electron Images). **c)** Microfósiles de diatomea localizados en el lago Toskaljarvi, Finlandia (Universidad de Edimburgo). **d)** Microfósil de radiolaria (Universidad de Dayton)..... 12
- Figura 2.5** Distribución general de sedimentos oceánicos (Boltovskoy, 1998)..... 13
- Figura 2.6** Distribución de sílice amorfa en la capa superficial de los sedimentos marinos, en % del sedimento seco (Lisitzin, 1971 y Wever et al., 1994)..... 14
- Figura 2.7** Registros extensos de sedimentos diatomáceos continentales (Bradbury, J.P. 1999)..... 16
- Figura 2.8** Localización de sitios de muestreo para análisis de sedimentos diatomáceos en la Faja Volcánica Trans-Mexicana (adaptada de Davis et al., 2002 y Telford et al., 2003)..... 17
- Figura 2.9** Fotomicrografía que ilustra la forma de las partículas en el suelo de la Ciudad de México: a) partículas de limo, b) valvas de ostrácodos, c) y d) frústulas de diatomeas, e) Pirita framboidal, f) partículas con estructura floculada (Díaz-Rodríguez, 2003)..... 19
- Figura 2.10** Correlación del contenido de sílice con el contenido de agua y el límite líquido. Pittenger et al. (1989)..... 20
- Figura 2.11** Relación entre relación de vacíos, permeabilidad y sílice biogénica de pruebas de consolidación. Los puntos representan la permeabilidad calculada para cada incremento de carga. Las líneas discontinuas son las tendencias aparentes para cada sitio. Pittenger et al. (1989) 21
- Figura 2.12** Fotomicrograffas de Microscopio Electrónico de Barrido (SEM) a) Valvas de diatomeas pinnadas, b) Valvas de diatomeas céntricas, c) Esqueleto de radiolaria ligeramente corroído

(centro) en una matriz compuesta de fragmentos de diatomeas pinnadas en su mayoría (Rack y Palmer-Julson, 1992).....	23
Figura 2.13 Microestructura posterior a la consolidación en diatomita natural ($\sigma_y = 2100$ kPa). (Hong et al., 2006).....	28
Figura 2.14 Envoltente de resistencia no drenada al corte para diatomita inalterada (Hong et al., 2006)	28
Figura 2.15 Diagrama esquemático de los micro-mecanismos de deformación en los diferentes estratos de suelo holandés (Cheng et al. 2007).....	30
Figura 2.16 Ángulo de fricción efectivo contra índice de plasticidad, se ilustra la envoltente para una gran variedad de suelos sedimentarios y otros suelos con características atípicas (adaptada de Santamarina y Díaz-Rodríguez, 2003)	32
Figura 2.17 Comportamiento del suelo entre umbrales de deformación para arcillas saturadas (Díaz-Rodríguez y López-Molina, 2008). Se ilustra el rango de deformaciones analizadas en el presente estudio	34
Figura 2.18 Lazo de histéresis para un ciclo de carga mostrando G_{max} , G y λ	35
Figura 2.19 Efecto del índice de plasticidad en el umbral de deformación volumétrico o de generación de presión de poro (Hsu y Vucetic 2004 y 2006)	36
Figura 2.20 Influencia del esfuerzo cortante de consolidación (τ_{prom}) en la resistencia cíclica al cortante (τ_{hc}) para alcanzar la falla en 10 ciclos bajo condiciones de corte simple cíclico en suelos normalmente consolidados. Esfuerzos normalizados con respecto a la resistencia monotónica al cortante (τ_{st}) (adapatado de Andersen et al., 2008).....	38
Figura 3.1 (a) Corte puro en un punto; (b) Ejes rotados 45° (DeGroot et al. 1992).....	44
Figura 3.2 Rotación de corte puro a corte simple (DeGroot et al. 1992)	45
Figura 3.3 Comparación entre los esfuerzos ideales que deben ser impuestos para obtener el corte simple y el estado de esfuerzos real (DeGroot et al. 1992)	46
Figura 3.4 Cámara de corte simple y confinamiento lateral.....	48
Figura 3.5 Diagrama de funcionamiento del equipo de corte simple directo	50
Figura 3.6 Corrección por resistencia del confinamiento lateral	52
Figura 3.7 Curvas de distribución granulométrica del caolín y la diatomita.	54
Figura 3.8 Fotomicrografía obtenida mediante microscopio electrónico de barrido (SEM) de la diatomita empleada en este estudio (Centro de Investigaciones Químicas, Universidad Autónoma del Estado de Hidalgo)	54
Figura 3.9 Molde y dispositivo de consolidación	57
Figura 3.10 Labrado de especímenes: Plataforma giratoria y anillo de corte.....	59
Figura 3.11 Arreglo para el montaje de especímenes	60
Figura 3.12 Símbolos y definiciones del proceso de consolidación.....	65
Figura 3.13 Símbolos y definiciones para el corte simple monotónico	66
Figura 3.14 Definición de variables para el corte simple cíclico.....	67

Figura 4.1 Límite líquido y plástico para diferentes proporciones caolín-diatomita	72
Figura 4.2 Índice de plasticidad para diferentes proporciones caolín-diatomita	73
Figura 4.3 Carta de plasticidad y ubicación de las mezclas caolín-diatomita	76
Figura 4.4 Actividad para diferentes mezclas caolín-diatomita y arena de Toyoura-diatomita.....	77
Figura 4.5 Gravedad específica (G_s), peso volumétrico (γ) y peso volumétrico seco (γ_d) para diferentes mezclas caolín-diatomita	78
Figura 4.6 Contenido de agua (w) y grado de saturación (S_r) de diferentes mezclas caolín-diatomita...	79
Figura 4.7 Relación de vacíos (e) y porosidad (n) de diferentes mezclas caolín-diatomita.....	80
Figura 4.8 Curva de compresibilidad para muestras con diferentes contenidos de diatomita a) 0%, b) 20%, c) 40%, d) 60%.....	82
Figura 4.8e Curva de compresibilidad para muestras de 100% diatomita.....	83
Figura 4.9 Deformación axial unitaria por incremento de carga y contenido de diatomita	83
Figura 4.10 Variación de t_{100} con el contenido de diatomita	84
Figura 4.11 Relación de vacíos contra esfuerzo vertical efectivo en muestras con diferentes contenidos de diatomita.	85
Figura 4.12 Índice de compresibilidad para diferentes mezclas caolín-diatomita, caolín-arena de Toyoura.....	86
Figura 4.13 Variación de C_α y C_c/C_α para diferentes mezclas caolín diatomita.....	88
Figura 4.14 Variación de C_c/C_α para diferentes mezclas caolín diatomita.....	88
Figura 4.15 Comportamiento monotónico pre-cíclico de muestras normalmente consolidadas ($\sigma_{vm} = 260$ kPa) con 0%, 20%, 40% y 60% de diatomita.	91
Figura 4.16 Comportamiento monotónico pre-cíclico de muestras normalmente consolidadas. Trayectorias de esfuerzo para 0%, 60% y 100% de diatomita.	92
Figura 4.17 Degradación del módulo secante durante la prueba monotónica pre-cíclica en muestras normalmente consolidadas con 0% y 20% de diatomita.....	93
Figura 4.18 Degradación del módulo secante durante la prueba monotónica pre-cíclica en muestras normalmente consolidadas con 0% y 40% de diatomita.....	93
Figura 4.19 Degradación del módulo secante durante la prueba monotónica pre-cíclica en muestras normalmente consolidadas con 0% y 60% de diatomita.....	94
Figura 4.20 Degradación del módulo secante durante la prueba monotónica pre-cíclica en muestras normalmente consolidadas con 0% y 100% de diatomita.....	94
Figura 4.21 Comportamiento monotónico pre-cíclico de muestras preconsolidadas ($\sigma_{vm}' = 260$ kPa, $\sigma_{vc}' = 130$ kPa; OCR= 2) con 0%, 20%, 40% y 60% de diatomita.....	96
Figura 4.22 Comportamiento monotónico pre-cíclico de muestras preconsolidadas. Trayectorias de esfuerzo para 0%, 60% y 100% de diatomita.	97
Figura 4.23 Degradación del módulo secante durante la prueba monotónica pre-cíclica en muestras preconsolidadas con 0% y 20% de diatomita.....	99

Figura 4.24 Degradación del módulo secante durante la prueba monotónica pre-cíclica en muestras preconsolidadas con 0% y 40% de diatomita.....	99
Figura 4.25 Degradación del módulo secante durante la prueba monotónica pre-cíclica en muestras preconsolidadas con 0% y 60% de diatomita.....	100
Figura 4.26 Degradación del módulo secante durante la prueba monotónica pre-cíclica en muestras preconsolidadas con 0% y 100% de diatomita.....	100
Figura 4.27 Esfuerzo cortante máximo normalizado contra contenido de diatomita para muestras con OCR= 1 y 2	103
Figura 4.28 Presión de poro en la falla normalizada contra contenido de diatomita para muestras con OCR= 1 y 2	103
Figura 4.29 Deformación angular en la falla contra contenido de diatomita para muestras con OCR= 1 y 2	104
Figura 4.30 Variación del ángulo de fricción ϕ' con el contenido de diatomita.....	107
Figura 4.31 Gráficas de esfuerzo cortante normalizado contra esfuerzo vertical efectivo normalizado mostrando la envolvente de máxima resistencia al cortante ϕ' para contenidos de diatomita de a) 0%, b) 20%, c) 40%, d) 60% y e) 100%	108
Figura 4.32 Variación de ϕ' para cada contenido de diatomita en el espacio τ/σ_{vm}' contra σ_v'/σ_{vm}' (entre paréntesis se muestra la pendiente de la envolvente).....	109
Figura 4.33 Deformación angular para τ_{hmax} contra el índice de plasticidad para suelos normalmente consolidadas en pruebas CSD- Ck_0U (adaptada de DeGroot et al. 1992).	111
Figura 4.34 Esfuerzo vertical normalizado para τ_{hmax} contra el índice de plasticidad para suelos normalmente consolidadas en pruebas CSD- Ck_0U (adaptada de DeGroot et al., 1992)	111
Figura 4.35 Resistencia al cortante normalizada contra el índice de plasticidad para suelos normalmente consolidadas (DeGroot et al., 1992; Terzaghi, 1996 y Shiwakoti et al., 2002)	112
Figura 4.36 Efecto del OCR en la resistencia no drenada al cortante normalizada con respecto al esfuerzo vertical efectivo.	113
Figura 4.37 Ángulo de fricción efectivo contra el índice de plasticidad.....	115
Figura 4.38 Degradación del módulo de rigidez normalizado para OCR= 1 y 2 en muestras con contenidos de diatomita de: (a) 0%, (b)20%, (c) 40% y (d) 60%	116
Figura 4.39 Degradación del módulo secante normalizado para diferentes contenidos de diatomita en muestras normalmente consolidadas.....	118
Figura 4.40 Degradación del módulo secante normalizado para diferentes contenidos de diatomita en muestras preconsolidadas.....	118
Figura 4.41 Degradación del módulo secante normalizado con respecto a la resistencia monotónica al cortante para diferentes contenidos de diatomita	119
Figura 5.1 Comportamiento cíclico de muestras normalmente consolidadas con 100% de caolín.....	133
Figura 5.2 Comportamiento cíclico de muestras normalmente consolidadas con 20% de diatomita..	133
Figura 5.3 Comportamiento cíclico de muestras normalmente consolidadas con 40% de diatomita..	134

Figura 5.4 Comportamiento cíclico de muestras normalmente consolidadas con 60% de diatomita...	134
Figura 5.5 Comportamiento cíclico de muestras normalmente consolidadas con 100% de diatomita..	135
Figura 5.6 Isocurvas de amplitud de deformación para muestras con OCR = 1 y diferentes porcentajes de diatomita: (a) 0%, (b)20%, (c) 40% y (d) 60%.....	136
Figura 5.6e Isocurvas de amplitud de deformación para muestras de 100% diatomita (OCR=1).....	138
Figura 5.7 Isocurvas de generación de presión de poro para muestras con OCR = 1 y diferentes porcentajes de diatomita: (a) 0%, (b)20%, (c) 40% y (d) 60%.....	137
Figura 5.7e Isocurvas de generación de presión de poro para muestras de 100% diatomita (OCR= 1)	138
Figura 5.8 Degradación del modulo G contra número de ciclos para muestras con OCR = 1 y diferentes contenidos de diatomita: a) 0%, b)20%, c) 40% y d) 60%.....	141
Figura 5.8e Degradación del modulo G contra número de ciclos en muestras de 100% diatomita	143
Figura 5.9 Módulo de corte contra esfuerzo cíclico normalizado para muestras con OCR = 1 y diferentes contenidos de diatomita: a) 0%, b)20%, c) 40% y d) 60%	142
Figura 5.9e Módulo de corte contra esfuerzo cíclico normalizado en muestras de 100% diatomita.....	143
Figura 5.10 Comportamiento cíclico de muestras preconsolidadas con 100% de caolín.....	152
Figura 5.11 Comportamiento cíclico de muestras preconsolidadas con 20% de diatomita.....	152
Figura 5.12 Comportamiento cíclico de muestras preconsolidadas con 40% de diatomita.....	153
Figura 5.13 Comportamiento cíclico de muestras preconsolidadas con 60% de diatomita.....	153
Figura 5.14 Comportamiento cíclico de muestras preconsolidadas con 100% de diatomita.....	154
Figura 5.15 Isocurvas de amplitud de deformación para muestras con OCR= 2 y diferentes porcentajes de diatomita: (a) 0%, (b)20%, (c) 40% y (d) 60%.....	155
Figura 5.15e Isocurvas de amplitud de deformación para muestras de 100% diatomita	157
Figura 5.16 Isocurvas de generación de presión de poro para muestras con OCR= 2 y diferentes porcentajes de diatomita : (a) 0%, (b)20%, (c) 40% y (d) 60%.....	156
Figura 5.16e Isocurvas de generación de presión de poro para muestras de 100% diatomita.....	157
Figura 5.17 Degradación del modulo G contra número de ciclos para muestras con OCR= 2 y diferentes contenidos de diatomita: a) 0%, b)20%, c) 40% y d) 60%	160
Figura 5.17e Degradación del modulo G contra número de ciclos en muestras de 100% diatomita ...	162
Figura 5.18 Módulo de corte contra esfuerzo cíclico normalizado para muestras con OCR= 2 y diferentes contenidos de diatomita: a) 0%, b)20%, c) 40% y d) 60%.....	161
Figura 5.18e Módulo de corte contra esfuerzo cíclico normalizado en muestras de 100% diatomita...	162
Figura 5.19 Deformación angular contra número de ciclos normalizados para muestras de 100% caolín y 100% diatomita (OCR= 1 y 2).....	164
Figura 5.20 Deformación angular contra número de ciclos normalizados para muestras con 20% de diatomita (OCR= 1 y 2).....	165
Figura 5.21 Deformación angular contra número de ciclos normalizados para muestras con 40% de diatomita (OCR= 1 y 2).....	166

Figura 5.22 Deformación angular contra número de ciclos normalizados para muestras con 60% de diatomita (OCR= 1 y 2).....	167
Figura 5.23 Velocidad de deformación angular contra número de ciclos para muestras normalmente consolidadas (OCR= 1) con diferentes contenidos de diatomita: a) 0%, b) 20%, c) 40%, d) 60%, d) 100%.....	168
Figura 5.24 Velocidad de deformación angular contra número de ciclos para muestras preconsolidadas (OCR 2) con diferentes contenidos de diatomita: a) 0%, b) 20%, c) 40%, d) 60%, d) 100%. ...	170
Figura 5.25 Presión de poro promedio normalizada contra número de ciclos normalizados para muestras de 100% caolín y 100% diatomita (OCR= 1 y 2).....	172
Figura 5.26 Presión de poro promedio normalizada contra número de ciclos normalizados para muestras con 20% de diatomita (OCR= 1 y 2).....	173
Figura 5.27 Presión de poro promedio normalizada contra número de ciclos normalizados para muestras con 40% de diatomita (OCR= 1 y 2).....	174
Figura 5.28 Presión de poro promedio normalizada contra número de ciclos normalizados para muestras con 60% de diatomita (OCR= 1 y 2).....	174
Figura 5.29 Isocurvas de deformación para muestras con diferentes contenidos de diatomita (OCR= 1, $\gamma=\pm 5\%$).....	179
Figura 5.30 Isocurvas de deformación para muestras con diferentes contenidos de diatomita (OCR=2, $\gamma=\pm 5\%$).....	180
Figura 5.31 Comparación de isocurvas de $\gamma = \pm 5\%$ en muestras C100:D0 contra diferentes contenidos de diatomita: a) 20%, b) 40%, c) 60% y d) 100%.....	182
Figura 5.32 Variación de R_N con el contenido de diatomita y criterio de deformación angular. OCR= 1 y $\tau_{hc}/\sigma_{vm}' = 0.18$	183
Figura 5.33 Variación de R_N con el contenido de diatomita y criterio de deformación angular. OCR= 1 y $\tau_{hc}/\sigma_{vm}' = 0.14$	184
Figura 5.34 Variación de R_N con el contenido de diatomita y criterio de deformación angular. OCR= 2 y $\tau_{hc}/\sigma_{vm}' = 0.18$	185
Figura 5.35 Variación de R_N con el contenido de diatomita y criterio de deformación angular. OCR= 2 y $\tau_{hc}/\sigma_{vm}' = 0.18$	186
Figura 5.36 Variación de R_N con el contenido de diatomita y criterio de deformación angular. OCR= 1 y relaciones de esfuerzo τ_{hc}/σ_{vm}' a) 0.18 y b) 0.14.....	186
Figura 5.37 Variación de R_N con el contenido de diatomita y criterio de deformación angular. OCR= 2 y relaciones de esfuerzo τ_{hc}/σ_{vm}' a) 0.18 y b) 0.14.....	187
Figura 5.38 Efecto de la relación de esfuerzos aplicado en la resistencia de las muestras con OCR= 1.....	188
Figura 5.39 Efecto de la relación de esfuerzos aplicado en la resistencia de las muestras con OCR= 1.....	188

Figura 5.40 Efecto del OCR en la resistencia de las muestras para una relación de esfuerzo mayor ($\tau_{hd}/\sigma_{vm}' = 0.18$)	189
Figura 5.41 Efecto del OCR en la resistencia de las muestras para una relación de esfuerzo menor ($\tau_{hd}/\sigma_{vm}' = 0.14$)	189
Figura 5.42 Efecto del contenido diatomita y relación de esfuerzos aplicada en la resistencia cíclica de las mezclas caolín-diatomita	192
Figura 5.43 Comportamiento cíclico de muestras con OCR= 1 y $\tau_{hd}/\sigma_{vm}' = 0.15$ para diferentes contenidos de diatomita.....	195
Figura 5.44 Comportamiento cíclico de muestras con OCR= 1 y $\tau_{hd}/\sigma_{vm}' = 0.20$, para diferentes contenidos de diatomita.....	197
Figura 5.45 Comportamiento cíclico de muestras con OCR= 2 y $\tau_{hd}/\sigma_{vm}' = 0.11$ para diferentes contenidos de diatomita.....	199
Figura 5.46 Comportamiento cíclico de muestras con OCR= 2 y $\tau_{hd}/\sigma_{vm}' = 0.14$, para diferentes contenidos de diatomita.....	200
Figura 5.47 Ajuste de diferentes modelos de degradación del módulo G	203
Figura 5.48 Efecto de la variación del exponente β en la expresión 5.7.....	204
Figura 5.49 Efecto de la variación del coeficiente α para un β constante en la expresión 5.7.....	204
Figura 5.50 Variación del exponente β para diferentes contenidos de diatomita y esfuerzos cíclicos aplicados (Muestras con OCR= 1 y 2)	205
Figura 5.51 Variación de la pendiente “a” con el contenido de diatomita (Ω).....	206
Figura 5.52 Variación de G_N/G_1 con el número de ciclos en muestras normalmente consolidadas. a) $\tau_{hd}/\sigma_{vm}' = 0.15$, b) $\tau_{hd}/\sigma_{vm}' = 0.20$. Mejores ajustes de α y β en la ecuación 5.7.....	208
Figura 5.53 Variación de G_N/G_1 con el número de ciclos en muestras preconsolidadas. a) $\tau_{hd}/\sigma_{vm}' = 0.11$, b) $\tau_{hd}/\sigma_{vm}' = 0.24$. Mejores ajustes de α y β en la ecuación 5.7	209
Figura 5.54 Variación α para diferentes contenidos de diatomita y esfuerzos cíclicos aplicados. Muestras con OCR=1	210
Figura 5.55 Variación α para diferentes contenidos de diatomita y esfuerzos cíclicos aplicados. Muestras con OCR=2	210
Figura 5.56 Variación de la pendiente “b” con el contenido de diatomita y el OCR	213
Figura 5.57 Variación del coeficiente “c” con el contenido de diatomita y el OCR.....	214
Figura 5.58 Variación del parámetro de degradación (δ_D) con el número de ciclos en las muestras normalmente consolidadas (OCR= 1) C100:D0 para diferentes relaciones de esfuerzo. Se muestran los datos experimentales y la predicción del modelo de degradación a partir de los parámetros α y β (línea discontinua).....	217
Figura 5.59 Variación del parámetro de degradación (δ_D) con el número de ciclos en las muestras normalmente consolidadas (OCR= 1) C80:D20 para diferentes relaciones de esfuerzo. Se muestran los datos experimentales y la predicción del modelo de degradación a partir de los parámetros α y β (línea discontinua).....	218

Figura 5.60 Variación del parámetro de degradación (δ_D) con el número de ciclos en las muestras normalmente consolidadas (OCR= 1) C60:D40 para diferentes relaciones de esfuerzo. Se muestran los datos experimentales y la predicción del modelo de degradación a partir de los parámetros α y β (línea discontinua).....	219
Figura 5.61 Variación del parámetro de degradación (δ_D) con el número de ciclos en las muestras normalmente consolidadas (OCR= 1) C40:D60 para diferentes relaciones de esfuerzo. Se muestran los datos experimentales y la predicción del modelo de degradación a partir de los parámetros α y β (línea discontinua).....	220
Figura 5.62 Variación del parámetro de degradación (δ_D) con el número de ciclos en las muestras preconsolidadas (OCR= 2) C100:D0 para diferentes relaciones de esfuerzo. Se muestran los datos experimentales y la predicción del modelo de degradación a partir de los parámetros α y β (línea discontinua).	221
Figura 5.63 Variación del parámetro de degradación (δ_D) con el número de ciclos en las muestras preconsolidadas (OCR= 2) C80:D20 para diferentes relaciones de esfuerzo. Se muestran los datos experimentales y la predicción del modelo de degradación a partir de los parámetros α y β (línea discontinua)	222
Figura 5.64 Variación del parámetro de degradación (δ_D) con el número de ciclos en las muestras preconsolidadas (OCR= 2) C60:D40 para diferentes relaciones de esfuerzo. Se muestran los datos experimentales y la predicción del modelo de degradación a partir de los parámetros α y β (línea discontinua).	223
Figura 5.65 Variación del parámetro de degradación (δ_D) con el número de ciclos en las muestras preconsolidadas (OCR= 2) C40:D60 para diferentes relaciones de esfuerzo. Se muestran los datos experimentales y la predicción del modelo de degradación a partir de los parámetros α y β (línea discontinua).	224
Figura 5.66 Evolución del trabajo histerético acumulado ciclo a ciclo para muestras normalmente consolidadas (OCR= 1) con diferentes contenidos de diatomita. a) 0%, b) 20%, c) 40%, d) 60%, e) 100%.....	226
Figura 5.67 Evolución del trabajo histerético acumulado ciclo a ciclo para muestras preconsolidadas (OCR= 2) con diferentes contenidos de diatomita. a) 0%, b) 20%, c) 40%, d) 60%, e) 100%..	227
Figura 5.68 Identificación del ciclo de cambio de comportamiento cíclico en las muestras.	228
Figura 5.69 Número de ciclos necesarios para iniciar el comportamiento degradable desde el punto de vista energético para muestras con OCR= 1 y diferentes contenidos de diatomita.	230
Figura 5.70 Número de ciclos necesarios para iniciar el comportamiento degradable desde el punto de vista energético para muestras con OCR= 2 y diferentes contenidos de diatomita.	230
Figura 5.71 Ejemplo de la trayectoria de esfuerzo durante la etapa cíclica y monotónica post-cíclica. Espécimen 100C:0D, OCR= 1, $\tau_{hc}/\sigma_{vm}' = \pm 0.17$	236
Figura 5.72 Gráficas esfuerzo deformación pre-cíclica y post-cíclica en muestras C100:D0 con OCR= 1 (a) y OCR= 2 (b). Trayectorias de esfuerzo para muestras con OCR= 1 y 2 (c).	242

Figura 5.73 Gráficas esfuerzo deformación pre-cíclica y post-cíclica en muestras C80:D20 con OCR= 1 (a) y OCR= 2 (b). Trayectorias de esfuerzo para muestras con OCR= 1 y 2 (c).....	243
Figura 5.74 Gráficas esfuerzo deformación pre-cíclica y post-cíclica en muestras C60:D40 con OCR= 1 (a) y OCR= 2 (b). Trayectorias de esfuerzo para muestras con OCR= 1 y 2 (c).....	244
Figura 5.75 Gráficas esfuerzo deformación pre-cíclica y post-cíclica en muestras C40:D60 con OCR= 1 (a) y OCR= 2 (b). Trayectorias de esfuerzo para muestras con OCR= 1 y 2 (c).....	245
Figura 5.76 Relación de falla contra relación de esfuerzo cíclico en mezcla caolín-diatomita y en el suelo de la Ciudad de México (OCR= 1).	247
Figura 5.77 Relación de falla contra relación de esfuerzo cíclico en mezcla caolín-diatomita y en el suelo de la Ciudad de México (OCR= 2).	247
Figura 5.78 Relación de falla contra presión de poro generada durante la etapa cíclica para muestras con OCR= 1 y 2.	248
Figura 5.79 Relación entre módulos de rigidez secante al 50% de la resistencia monotónica contra generación de presión de poro durante la etapa cíclica.	250
Figura 5.80 Relación de falla contra presión de poro generada durante la etapa cíclica para muestras con OCR= 1 y 2.	250

Notación

α	Coefficiente de ajuste de degradación de G ciclo a ciclo (ecuación 5.7)
α	Relación de pesos (ecuación 4.2)
β	Exponente de ajuste de rigidez inicial (ecuación 5.7)
β	Relación de volúmenes (ecuación 4.2)
δ_D	Parámetro de degradación
γ	Deformación angular
γ_{\max}	Deformación angular máxima
γ_{\min}	Deformación angular mínima
γ_s	Deformación angular estática
γ_{sf}	Deformación angular estática en la falla
γ_{td}	Deformación umbral de degradación
γ_{tf}	Deformación umbral de flujo
γ_{tl}	Deformación umbral lineal
γ_{tv}	Deformación umbral volumétrica o de generación de presión de poro
$\dot{\gamma}$	Velocidad de deformación angular
γ	Peso volumétrico
γ_d	Peso volumétrico seco
γ_{sf}	Peso específico de las diatomeas (ecuación 4.2)
γ_w	Peso específico del agua (ecuación 4.2)
τ	Esfuerzo cortante
$\tau_h = \tau_s$	Esfuerzo cortante horizontal
$\tau_{hc} = \tau_{cyc}$	Esfuerzo cortante cíclico
τ_{\max}	Esfuerzo cortante máximo
τ_{prom}	Esfuerzo cortante promedio
τ_{cf}	Esfuerzo cortante estático en la falla post-cíclico
τ_{sf}	Esfuerzo cortante estático en la falla
λ	Relación de amortiguamiento
ϕ'	Ángulo de fricción interna efectivo
ε_a	Deformación axial unitaria
ε_r	Deformación radial unitaria
σ_r	Esfuerzo radial

σ_v'	Esfuerzo vertical efectivo
σ_{vc}'	Esfuerzo vertical efectivo de consolidación
σ_{vm}'	Esfuerzo vertical máximo
Δu	Presión de poro
Δu_{max}	Presión de poro cíclica máxima
Δu_{min}	Presión de poro cíclica mínima
Δu_{prom}	Presión de poro cíclica promedio
Ω	Contenido de diatomita (ecuaciones 5.9 y 5.13)
a, b, c	Parámetros de ajuste (ecuación 5.14)
c	Cementación
C_c	Índice de compresibilidad
C_α	Índice de compresión secundaria
e	Relación de vacíos
f	Frecuencia de la carga cíclica
G	Módulo de rigidez al corte
G_{max}	Módulo de rigidez al cortante máxima
G_{sec}	Módulo de rigidez secante al cortante
G_N	Modulo de rigidez en el ciclo N
G_1	Modulo de rigidez en el primer ciclo
$(G_S)_{50}$	Módulo de rigidez al 50% de la resistencia al cortante máxima pre-cíclica
$(G_C)_{50}$	Módulo de rigidez al 50% de la resistencia al cortante máxima post-cíclica
Gs	Gravedad específica
I_p	índice de plasticidad
k_0	Coefficiente de empuje lateral en reposo
LVDT	Transductor de desplazamiento lineal
N	Número de ciclos de carga
N_f	Número de ciclos en la falla
$(N_D)_\gamma$	Número de ciclos para alcanzar cierta deformación angular en muestras de caolín
$(N_D)_\gamma$	Número de ciclos para alcanzar cierta deformación angular en muestras con diferentes porcentajes de diatomita
n	Porosidad
OCR	Grado de preconsolidación
R	Relación de esfuerzos cíclicos (τ_{hc}/τ_{sf})
R_f	Relación de falla (τ_{cf}/τ_{sf})
R_D	Relación de esfuerzos dinámicos umbral
$(R_N)_\gamma$	Relación de ciclos para alcanzar una deformación angular especificada

s	Desviación estandar
S_r	Grado de saturación
SHANSEP	Stress History and Normalized Soil Engineering Properties
t	Parámetro de degradación
t_g	Edad geológica
u_{sf}	Presión de poro en la falla
V_{sf}	Volumen de sólidos de los microfósiles (ecuación 4.4)
V_{wf}	Volumen de agua en los microfósiles
w	Contenido de agua
w_L	Límite líquido
w_P	Límite plástico
W_s	Peso seco del suelo
W_{sf}	Peso seco de los microfósiles (ecuación 4.3)
W	Trabajo histerético por ciclo
W_A	Máxima energía almacenada en un ciclo
W_D	Energía disipada en un ciclo

Introducción

1.1 Antecedentes

Existe un gran número de depósitos lacustres y marinos en el mundo que contienen microfósiles de origen silíceo o calcáreo en su composición. En particular, los sedimentos formados por los esqueletos de algas microscópicas de tipo diatomea, dan origen a la formación de suelos diatomáceos y diatomita; la localización de estos depósitos está vinculada con ambientes influenciados por actividad tectónica o volcánica, los cuales son ricos en sílice soluble y otros nutrientes necesarios para el desarrollo de diatomeas.

Las diatomeas como organismos vivos y sus remanentes fósiles, han sido objeto de una gran variedad de investigaciones con fines paleo-ecológicos principalmente; por otro lado, las primeras evaluaciones de los suelos diatomáceos como geo-materiales se remontan al estudio de suelo de la Ciudad de México por Zeevaert (1949), Marsal y Masari (1959), Lo (1962), Mesri *et al.* (1975) entre otros, quienes advirtieron la presencia de ostrácodos y diatomeas fósiles en su composición. A estos estudios le siguieron los realizados en sedimentos marinos de los océanos Antártico, Pacífico e Indico, así como de las costas de Japón y California, donde se detectó la presencia de microfósiles en diferentes proporciones.

En general estos sedimentos presentan propiedades físicas y mecánicas poco comunes, relacionadas con altos contenidos de agua natural, baja densidad relativa, alta porosidad, alta permeabilidad y compresibilidad, así como ángulos de fricción interna y resistencias al cortante inusualmente altas en comparación con otros suelos finos.

La mayor parte de los estudios geotécnicos relacionados con suelos diatomáceos, se limitan a presentar sus propiedades físicas y mecánicas sin precisar la influencia de los microfósiles en

su comportamiento. Los trabajos que exponen la interacción entre microfósiles y suelos arcillosos, se basan en el estudio de mezclas artificiales caolín-diatomita o arcilla natural-diatomita, y se orientaron principalmente a determinar la influencia de los microfósiles diatomáceos en las propiedades índice, compresibilidad y resistencia al cortante pseudo-estática del suelo.

Las aportaciones sobre el comportamiento de suelos diatomáceos concluyen que las características únicas de los microfósiles como su alta porosidad esquelética, rugosidad superficial, variada y compleja geometría, así como su importante capacidad de retención de agua dentro de su estructura, contribuyen en el complicado comportamiento de los suelos que los contienen.

Los estudios acerca del comportamiento cíclico de suelos diatomáceos son extensos, especialmente para el suelo de la Ciudad de México debido a la alta actividad sísmica de la región; sin embargo, estos trabajos no se han enfocado en la identificación del papel de los microfósiles en las propiedades dinámicas del suelo y debido a ello, no se cuenta con antecedentes acerca del análisis y tratamiento de la información con esta finalidad.

El estudio de la influencia de los microfósiles en el comportamiento cíclico de suelos puede interpretarse a partir de metodologías desarrolladas en otras ramas de la investigación geotécnica, relacionadas con el comportamiento cíclico de suelos intermedios o mezclados y suelos triturables.

1.2 Alcance y objetivo

El principal objetivo de este estudio es determinar la respuesta cíclica de las mezclas caolín-diatomita bajo condiciones de esfuerzo controlado en corte simple cíclico. Las mezclas ensayadas se compusieron con 0%, 20%, 40%, 60% y 100% de diatomita.

El análisis de la información generada a partir de este programa de ensayos, provee datos para una mejor interpretación de las propiedades físicas y mecánicas de suelos diatomáceos, en particular acerca de la influencia de los microfósiles en su comportamiento cíclico.

Adicionalmente, los conocimientos generados de este estudio servirán como base para evaluar el comportamiento de materiales artificiales que aprovechen las características de los microfósiles diatomáceos, con fines geo-ambientales o de mejoramiento de suelos.

El programa de ensayos propuesto, incluye el empleo de materiales pre-tratados para su uso industrial (caolín y diatomita). La extensión de los resultados para un mejor entendimiento del problema deberá incluir un programa de investigación donde se contemple el uso de arcillas naturales o con diferente composición mineralógica, así como el empleo de microfósiles diatomáceos con diferentes características y grado de alteración. Por otro lado, la información generada en este trabajo no busca recrear las características de suelos diatomáceos naturales ya que existen otras variables involucradas, cuya evaluación queda fuera del alcance de esta investigación (p. ej., presencia de materia orgánica o minerales arcillosos de diferente composición, características de la fase líquida, efectos de tiempo, cementación, tixotropía, etc.).

En general los objetivos principales de este trabajo son:

- Caracterizar el comportamiento monotónico, cíclico y post-cíclico de las mezclas caolín-diatomita normalmente consolidadas ($OCR= 1$) y preconsolidadas ($OCR= 2$). Evaluar la influencia de los microfósiles en el comportamiento y comparar los resultados con otros disponibles en la literatura.
- Evaluar el comportamiento cíclico de las mezclas caolín-diatomita bajo criterios desarrollados con anterioridad para el análisis de pruebas bajo esfuerzo controlado, los cuales se basan en el estudio de la evolución ciclo a ciclo de la deformación angular, generación de presión de poro y degradación del módulo de rigidez.
- Evaluar propuestas alternas de análisis de los resultados, bajo las cuales pueda explicarse la influencia de las diatomeas en el comportamiento cíclico de las mezclas y que sirvan como base para la caracterización de otros materiales similares. Dichas propuestas se generan basándose en diferentes criterios:
 - a. Evaluación de resistencia bajo un criterio de deformaciones
 - b. Modelación de la degradación del módulo de rigidez
 - c. Análisis del comportamiento cíclico a partir del trabajo histerético.
- Comparar los resultados de resistencia post-cíclica bajo diferentes criterios y definir el umbral de degradación para las diferentes mezclas caolín-diatomita.

1.3 Organización de la tesis

A continuación de este capítulo de introducción, el Capítulo 2 está orientado a la descripción de las diatomeas como organismos vivos, el proceso de sedimentación de sus restos para formar suelos diatomáceos o diatomita y su localización en el mundo. Se presenta un apartado referente a los trabajos más representativos que caracterizaron geotécnicamente los depósitos naturales con microfósiles, así como algunas de las interpretaciones acerca de la influencia de este material en las propiedades del suelo.

Aún cuando no se cuenta con información referente a la influencia de los microfósiles en el comportamiento cíclico de suelos, el Capítulo 2 presenta algunos de los conceptos y metodologías de análisis empleadas a lo largo de este estudio. Por otro lado, se presentan algunos trabajos similares en diferentes materiales, así como las observaciones realizadas por diversos autores, que sirvieron como base para el desarrollo del Capítulo 5.

En el Capítulo 3 se describen el equipo, los materiales y procedimientos de laboratorio empleados para la obtención de propiedades índice y durante las etapas monotónica pre-cíclica, cíclica y monotónica post-cíclica. También se hace una breve descripción del tratamiento de la información generada durante la etapa experimental y las variables involucradas a lo largo de los capítulos 4 y 5.

En el Capítulo 4 se presentan los resultados relacionados con las propiedades índice, compresibilidad y comportamiento monotónico pre-cíclico de las mezclas caolín-diatomita. Esta serie de resultados se agruparon en esta sección, debido a que forman parte de las características analizadas anteriormente por otros autores. A lo largo del capítulo se comparan las propiedades índice y mecánicas obtenidas en este estudio con las de otros suelos diatomáceos naturales y artificiales. Se presenta una breve reseña del papel de los microfósiles en el comportamiento geotécnico de los suelos a partir de los enfoques disponibles en la literatura.

El Capítulo 5 muestra los resultados relacionados con el comportamiento cíclico de las mezclas caolín-diatomita. En una primera sección se analizan los datos bajo esquemas ya empleados anteriormente para evaluar el comportamiento cíclico de suelos bajo condiciones de esfuerzo controlado.

En secciones subsecuentes del Capítulo 5, se exponen tres criterios diferentes para el análisis del comportamiento cíclico de las mezclas caolín-diatomita. El primer criterio se basa en la comparación de la deformación angular obtenida bajo un esfuerzo cíclico para las diferentes

mezclas caolín-diatomita, a partir de este esquema se propone una explicación mecánica y microestructural de la interacción entre las partículas arcillosas de caolín y los esqueletos diatomáceos.

Más adelante se presenta un criterio de análisis basado en la degradación del módulo de rigidez (G) durante la etapa cíclica. En esta sección se propone un modelo matemático bajo el cual se analiza el comportamiento de las mezclas y la contribución de los microfósiles diatomáceos en la rigidez de las mezclas.

El último criterio de análisis se basa en la disipación de energía de las mezclas durante la etapa cíclica, en esta sección se propone una metodología de evaluación de los resultados que permite determinar el cambio de comportamiento de las mezclas con el número de ciclos.

La sección final del Capítulo 5 hace referencia al comportamiento monótono post-cíclico de las muestras caolín-diatomita. Se evalúan los resultados bajo diferentes criterios expuestos en la literatura y se determina la influencia de los microfósiles en la degradación de la resistencia y rigidez post-cíclica.

En el Capítulo 6 se presenta un resumen de los resultados, así como las conclusiones e interpretación del comportamiento monótono y cíclico de las mezclas, generada a partir de los resultados experimentales y con la adaptación de algunas observaciones microestructurales propuestas por otros autores. Finalmente se presentan recomendaciones para futuros trabajos.

Literatura revisada

2.1 Introducción

En este capítulo se presenta una breve reseña acerca de la formación de sedimentos diatomáceos naturales, ubicación y características de estos depósitos, de igual forma se recopila parte de la información relacionada con el estudio de estos sedimentos ya sea de origen marino (suelos de Japón y Bangkok) o lacustre (suelo de la Ciudad de México), dando mayor importancia a las características geotécnicas reportadas. Para comparar algunos resultados del presente estudio, se describen los trabajos similares hallados en la literatura, cuyas hipótesis serán confrontadas con las generadas en los Capítulos 4 y 5.

Finalmente se presentan algunos conceptos generales de la caracterización cíclica de suelos, los cuales servirán de base para el análisis y discusión de resultados del Capítulo 5.

2.2 Diatomeas

Las diatomeas son algas unicelulares cuya constitución interna corresponde a la de una célula vegetal. Están provistas de un esqueleto silíceo que las distingue de los demás seres del reino vegetal. La pared celular está constituida por una frústula compuesta de dos valvas, la superior o ventral y la inferior o dorsal; una superpuesta a la otra asemejando la tapa de una caja. La unión o sutura entre las caras de las valvas recibe el nombre de lado conectivo.

Las diatomeas viven en casi todos los tipos de ambientes acuáticos y semi-acuáticos. Actualmente se estima que existen más de 100 000 diferentes especies, clasificadas por la morfología única de su frústula.

El tamaño de la mayor parte de las diatomeas fluctúa en un rango de 10 a 100 μ m de largo. Éstas se clasifican en dos grupos principales dependiendo de la geometría de su frústula. Las diatomeas céntricas tienden a ser radialmente simétricas, mientras que las diatomeas pinnadas son alargadas y generalmente presentan estrías paralelas al eje más largo (surcos o hileras de orificios en la sílice). Sin embargo, el caparazón de las diatomeas puede presentarse en variadas formas y tamaños (Figura 2.1).

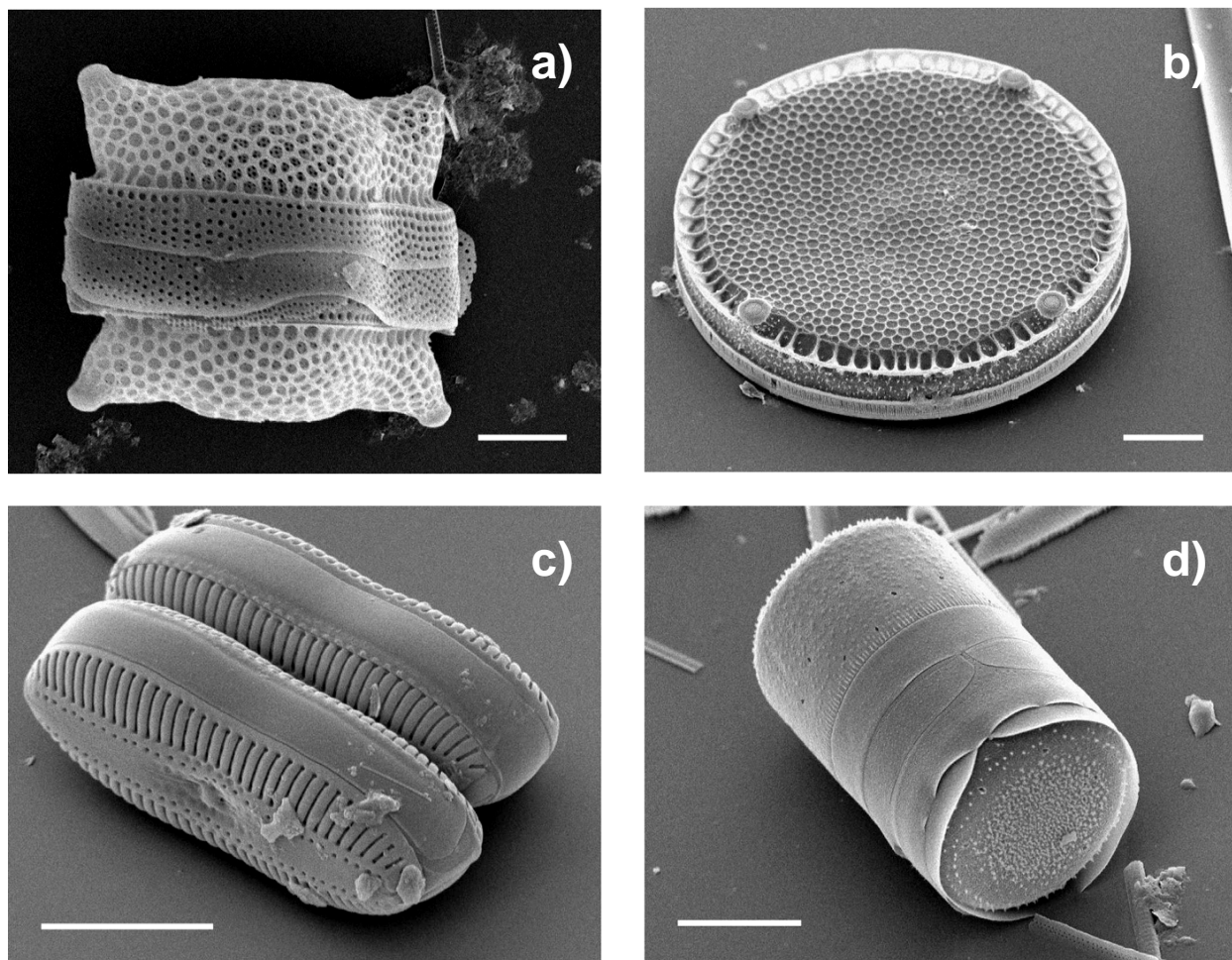


Figura 2.1 Fotomicrografías de diatomeas (Bradbury, 2004) **a) Biddulphia reticulata.** Caparazón o frústula de una diatomea céntrica mostrando valvas y lado conectivo (Tamaño de la barra = 10 μ m). **b) Eupodiscus radiatus.** Valva simple de una diatomea céntrica (Tamaño de la barra = 20 μ m). **c) Diploneis sp.** Dos frústulas de diatomea pinnada donde se observan las estrías, valvas y lado conectivo (Tamaño de la barra = 10 μ m). **d) Melosira varians.** Frústula de una diatomea céntrica, mostrando valvas y lado conectivo (Tamaño de la barra = 10 μ m).

Las diatomeas son organismos autótrofos, es decir, que son capaces de sintetizar todas las sustancias esenciales para su metabolismo a partir de sustancias inorgánicas. Por otro lado, forman la base de la cadena alimenticia en muchos ecosistemas acuáticos. Diferentes especies se desarrollan en los fondos oceánicos, estanques, lagos, ríos, pantanos, lagunas, mares y aguas oceánicas, mientras algunas otras proliferan en el suelo, hielo, o adheridas a árboles y rocas.

Las diatomeas pinnadas se encuentran de forma predominante en agua dulce y en ambientes marinos profundos. Las diatomeas céntricas prosperan en aguas marinas, especialmente en latitudes subpolares y templadas.

Los organismos silíceos más abundantes en suspensión en los océanos del mundo son las algas diatomáceas, las cuales comprenden el 70% y en algunos lugares hasta el 90% de la sílice suspendida, de esta manera, también representan el principal productor de la materia orgánica oceánica. Los segundos mayores productores de sílice en suspensión son las radiolarias. La Figura 2.2 muestra la distribución de sílice oceánica en suspensión.

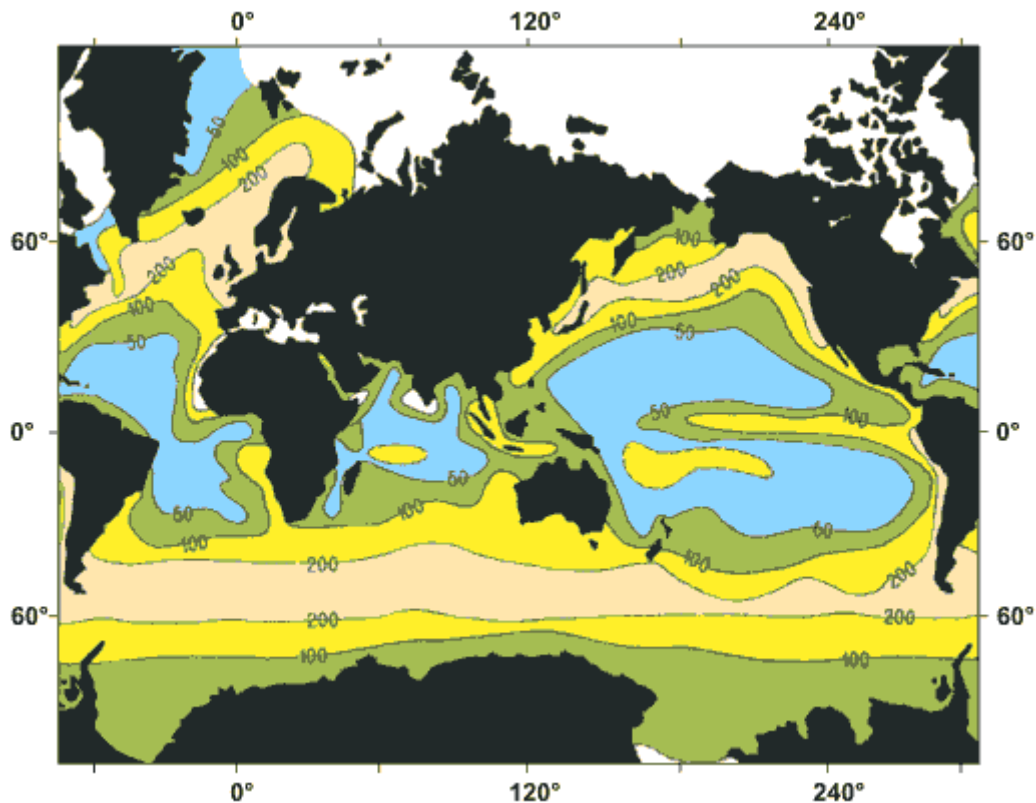


Figura 2.2 Producción anual de sílice biogénica en el plancton de los océanos del mundo ($\text{g/m}^2/\text{año}$) (Lisitzin, 1971 y Wever *et al.*, 1994).

Al requerir luz para vivir, las diatomeas se desarrollan en una zona que no sobrepasa los 200m de profundidad. Cada especie tiene preferencias por una particular densidad del agua, con rasgos distintivos de temperatura, salinidad, acidez, oxígeno y concentración mineral (Armstrong y Brasier, 2005).

A partir de varias observaciones, Talliaferro (1933) dedujo que, con pocas excepciones, la existencia y abundancia de diatomeas está directamente relacionada con la actividad volcánica de la zona, ya que la ceniza volcánica aporta cantidades importantes de sílice al agua, el cual es aprovechado por las diatomeas para su crecimiento.

Después de su muerte, parte de los delgados y altamente porosos esqueletos de las diatomeas se disuelven, produciendo más sílice disponible para las próximas generaciones de diatomeas, por otro lado, algunos esqueletos descienden al fondo de los océanos o lagos formando sedimentos fosilíferos.

2.2.1 Aplicaciones de las diatomeas

Debido a que las células diatomáceas presentan una serie de características que las hacen diferentes de otras estructuras celulares clásicas, presentes en la mayoría de las plantas y animales, el análisis de las diatomeas y de su pared celular es prometedor para el desarrollo de varias áreas de estudio.

Es de especial interés la pared celular de las diatomeas (frústula), la cual está formada de sílice amorfa que da lugar a estructuras nanométricas. El entendimiento de los mecanismos por los cuales las diatomeas fabrican sus estructuras bajo ciertas condiciones ambientales, de temperatura y presión, tiene aplicaciones importantes en las áreas de ciencia de los materiales, nanotecnología y química del silicón (López *et al.*, 2005).

El estudio del proceso de reproducción de las frústulas de generación en generación, ayuda en el diseño de experimentos que permiten la manipulación de su forma para adecuarlas e incorporarlas como nuevos biomateriales (López *et al.*, 2005).

Debido a las características geométricas de la frústula diatomácea, sus aplicaciones en el desarrollo de nanotecnología son muy variadas. Su potencial como medio de filtración y la porosidad de sus superficies han sido estudiadas para evaluar su capacidad como purificante de agua y otros procedimientos de filtración especializada (Schuler *et al.*, 1991; Parkinson y Gordon, 1999).

Las diatomeas y sus frústulas, también son aprovechadas para la bio-remediación de suelos contaminados con metales pesados o enriquecidos con fosfato y nitrógeno, así como medio de crecimiento biológico de microorganismos para el control de filtraciones (Burger y Shackelford, 2001 y López *et al*, 2005).

Las diatomeas también se destacan por su utilidad como indicadores para descifrar los efectos de las perturbaciones ecológicas a largo plazo, como cambios hidrológicos y climáticos en aguas en movimiento y lagos, acidez del agua, cantidad de nutrientes, materia orgánica presente y otros relacionados con paleo ecología (Stoermer y Smol 1999).

En el campo de la geotecnia los sedimentos diatomáceos o diatomita, se han evaluado como material de relleno debido a sus características como material filtrante y su alto ángulo de fricción interna (Khilnani y Capik, 1989 y Day, 1995).

Un resumen de los campos de investigación relativa a las diatomeas y sus aplicaciones se presenta en la Figura 2.3.

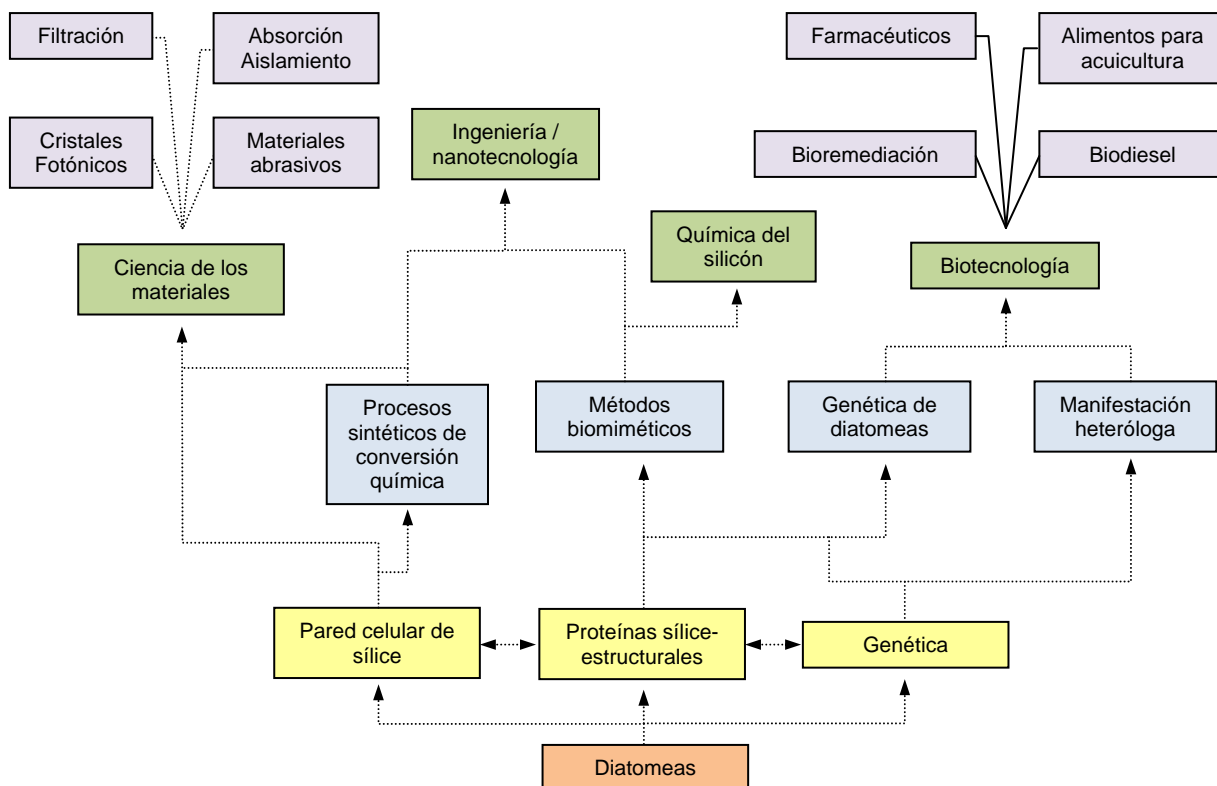


Figura 2.3 Varios campos y áreas de aplicación para la investigación de diatomeas (Modificado de López *et al.*, 2005).

2.3 Microfósiles silíceos y calcáreos

Los microfósiles son micro remanentes (<1mm) de vida animal o vegetal que son vulnerables a los procesos naturales de sedimentación y erosión. La micro fauna de donde derivan es muy extensa, sin embargo, desde el punto de vista de la ingeniería, pueden ser divididos en dos simples categorías basadas en la composición química de sus esqueletos: calcárea o silícica. Los microfósiles calcáreos incluyen a los de foraminífera (Figura 2.4a) y cocolito (Figura 2.4b), mientras que los silíceos incluyen los de diatomea (Figura 2.4c) y radiolaria (Figura 2.4d).

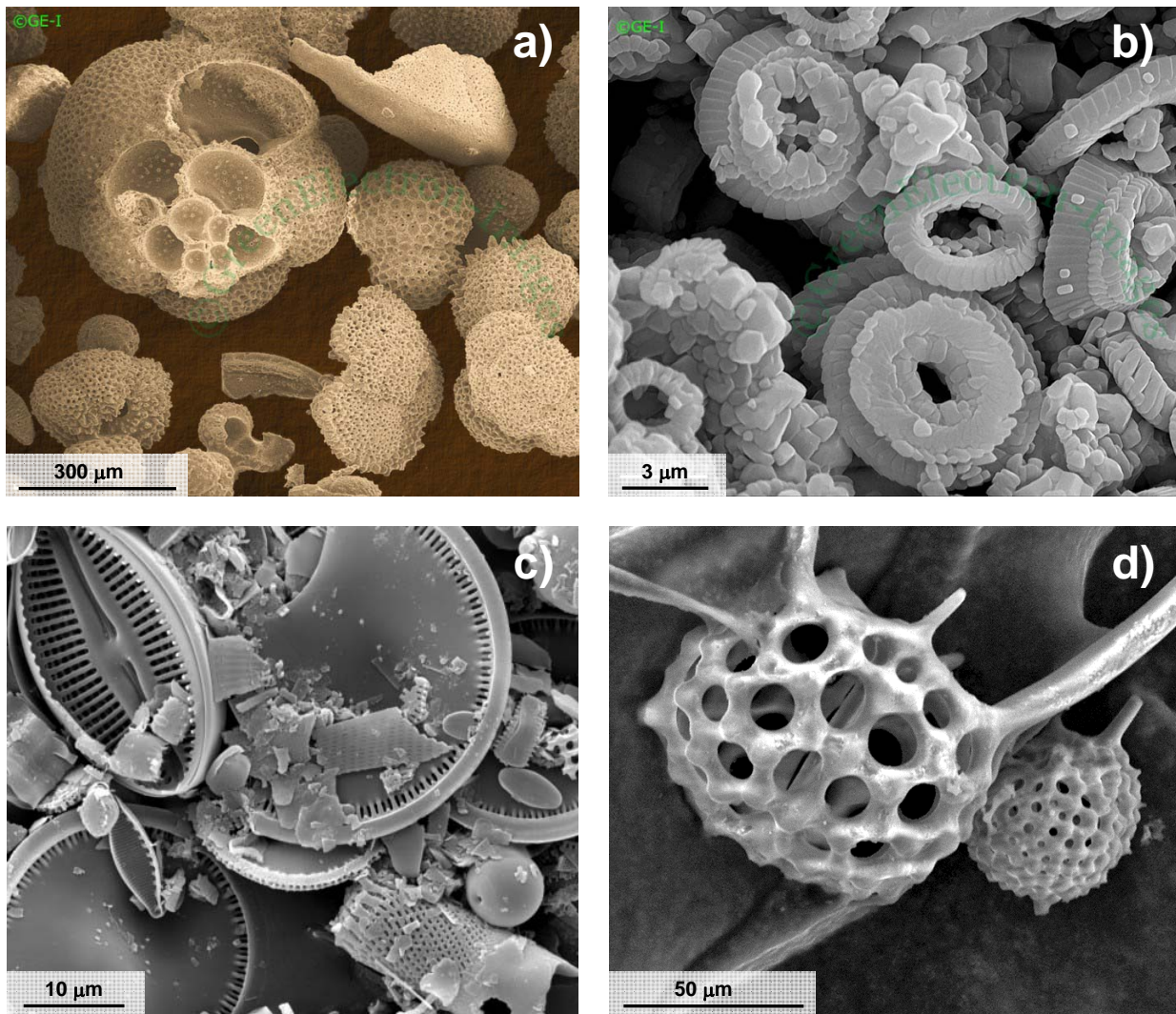


Figura 2.4 a) Microfósiles de foraminífera del Sur Oeste del Pacífico (*Green Electron Images*). **b)** Microfósiles de cocolito del Sur Oeste del Pacífico (*Green Electron Images*). **c)** Microfósiles de diatomea localizados en el lago Toskaljarvi, Finlandia (Universidad de Edimburgo). **d)** Microfósil de radiolaria (Universidad de Dayton)

La localización de dichos microfósiles depende de factores ambientales diversos. Los microfósiles silíceos y en particular los de diatomeas, se encuentran principalmente en aguas superficiales de latitudes polares y en el Atlántico norte, los fósiles de radiolaria están más limitados al Océano Pacífico cubriendo una banda ancha en la región ecuatorial. Los sedimentos calcáreos se encuentran en las porciones oceánicas de mayor profundidad (Figura 2.5).

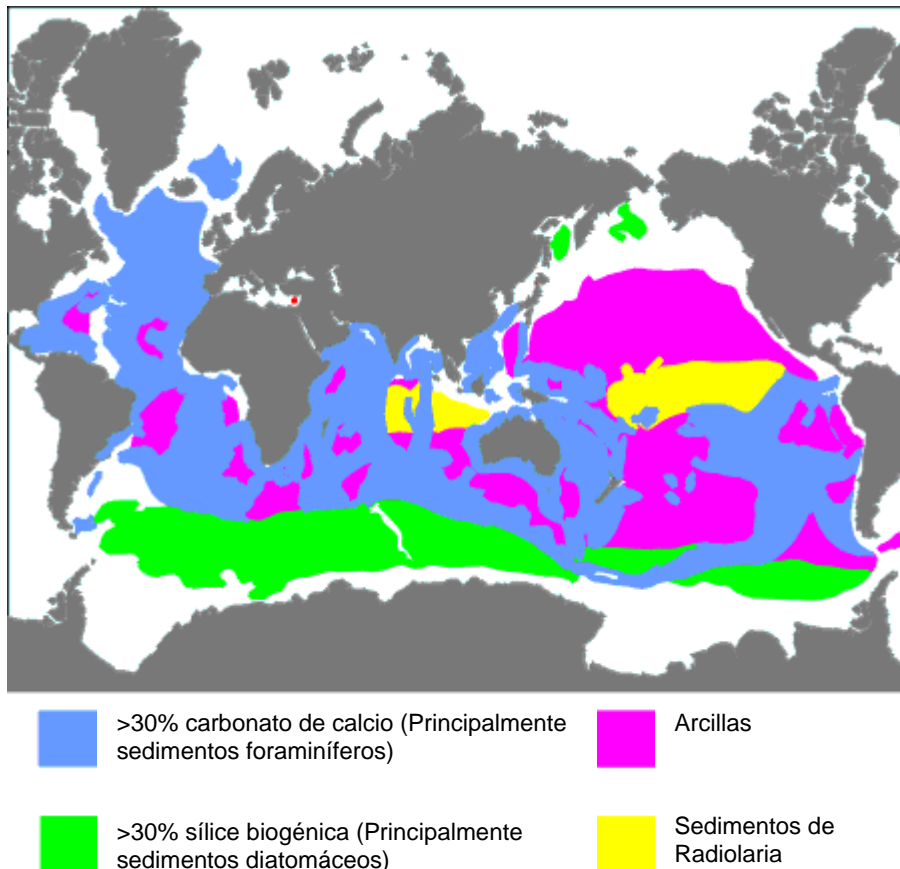


Figura 2.5 Distribución general de sedimentos oceánicos (Boltovskoy, 1998)

2.3.1 Sedimentos con microfósiles silíceos

Cuando los organismos planctónicos mueren, sus esqueletos descienden al fondo del medio acuático que los contiene. La velocidad de asentamiento de los organismos silíceos está determinada principalmente por su tamaño y en menor medida por la densidad del agua. Las corrientes y los límites de densidad son también de gran importancia.

La velocidad de asentamiento de las frústulas diatomáceas de diferentes especies y tamaños, determina el tiempo que las partículas permanecen en suspensión y por lo tanto, la posibilidad de que se disuelvan antes de que se depositen formando sedimentos. De acuerdo con varias observaciones experimentales, las frústulas más grandes y pesadas en un medio marino alcanzan los 5000 m de profundidad en 30 o 100 días, mientras que la fracción más fina puede requerir décadas para asentarse a la misma profundidad (Lisitzin 1971).

Sólo una porción insignificante de las frústulas descienden libremente al suelo oceánico ya que la mayor parte de estos organismos son empleados como comida por el zooplancton. Adicionalmente, las frústulas que se mantienen cercanas a la superficie, sufren de disolución con mayor facilidad. Estos factores afectan la distribución de la sílice en el fondo oceánico o cualquier otro medio acuático, en relación con la sílice en suspensión. En la Figura 2.6 se muestra la distribución de la sílice amorfa en el fondo oceánico, la cual se puede comparar contra la Figura 2.2 que representa la producción anual de sílice oceánica.

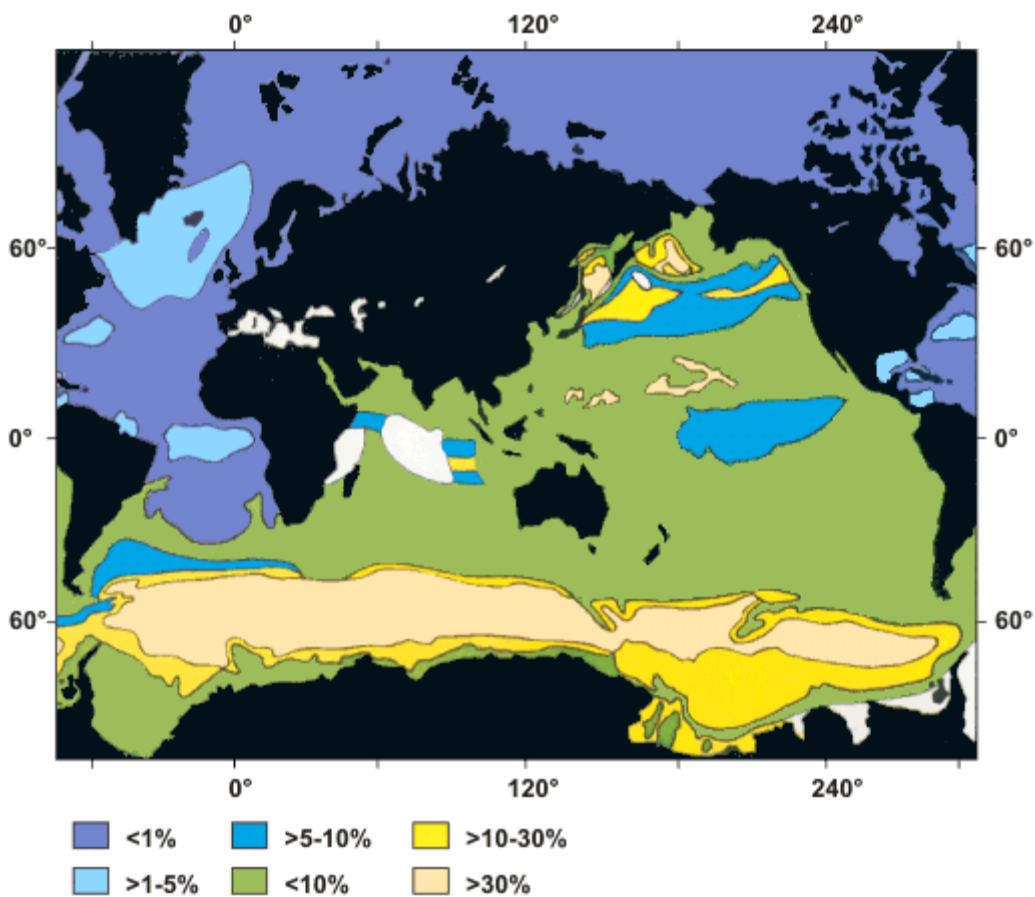


Figura 2.6 Distribución de sílice amorfa en la capa superficial de los sedimentos marinos, en % del sedimento seco (Lisitzin, 1971 y Wever *et al.*, 1994).

El contenido de sílice amorfa en el fondo marino se encuentra en un rango de entre 1% a un máximo de 72%. La mayor acumulación se puede distinguir en tres zonas:

1. Un cinturón que circunda el globo en el Hemisferio Sur, caracterizado por los mayores contenidos de sílice y representa tres cuartos de toda la sílice oceánica acumulada.
2. El cinturón del Océano Pacífico, en el Mar de Okhotsk, Bering y Japón, donde las concentraciones de sílice usualmente no exceden el 56%, 37% y 20% respectivamente
3. Un cinturón ecuatorial bien definido en los Océanos Pacífico e Índico y menos claro en el Océano Atlántico.

Otras concentraciones de sedimentos silíceos importantes, no incluidas en estas tres zonas, se hallan en el Golfo de California, donde la máxima concentración alcanza el 65% y al suroeste de África con más del 50%.

Los microfósiles diatomáceos son predominantes en la mayor parte de las zonas con excepción del cinturón ecuatorial donde los sedimentos de radiolaria son más importantes (Figura 2.5).

La mayor parte de los microfósiles concentrados en el fondo marino se encuentran en forma de detritus con una tamaño menor a 10 μm , es decir, las frústulas que conservan su geometría original son solamente una insignificante fracción y la mayoría se encuentra fragmentada, en especial al incrementarse la profundidad del sedimento.

Cuando los microfósiles diatomáceos se encuentran mezclados con otros minerales arcillosos, compuestos orgánicos o materiales granulares de diferente naturaleza, se les denomina suelos diatomáceos. Por otro lado, cuando los restos fosilizados son el principal constituyente del material y presentan un grado importante de consolidación y/o cementación, se designan como diatomita, la cual se considera una roca silícea de origen sedimentario.

Los depósitos diatomáceos de tipo lacustre son muy abundantes a lo largo de los continentes, algunos de los registros más importantes se derivan de afloramientos de sedimentos diatomáceos o de la extracción de muestras para propósitos descriptivos. Los registros más extensos de depósitos diatomáceos continentales se ilustran en la Figura 2.7.

De forma similar a los depósitos diatomáceos en el fondo oceánico, la sedimentación de microfósiles en los lagos depende de la profundidad, flujos de entrada y salida, química del agua y temperatura. Entre un 5% y 20% de la fracción de diatomeas vivas es eventualmente incorporado en los sedimentos del lago (Leng y Barker, 2006).

Los lagos con registros diatomáceos más extensos a lo largo del mundo, son aquellos que presentaron el tectonismo para mantener la configuración y el espacio necesario para la acumulación de sedimentos, así como actividad volcánica importante.

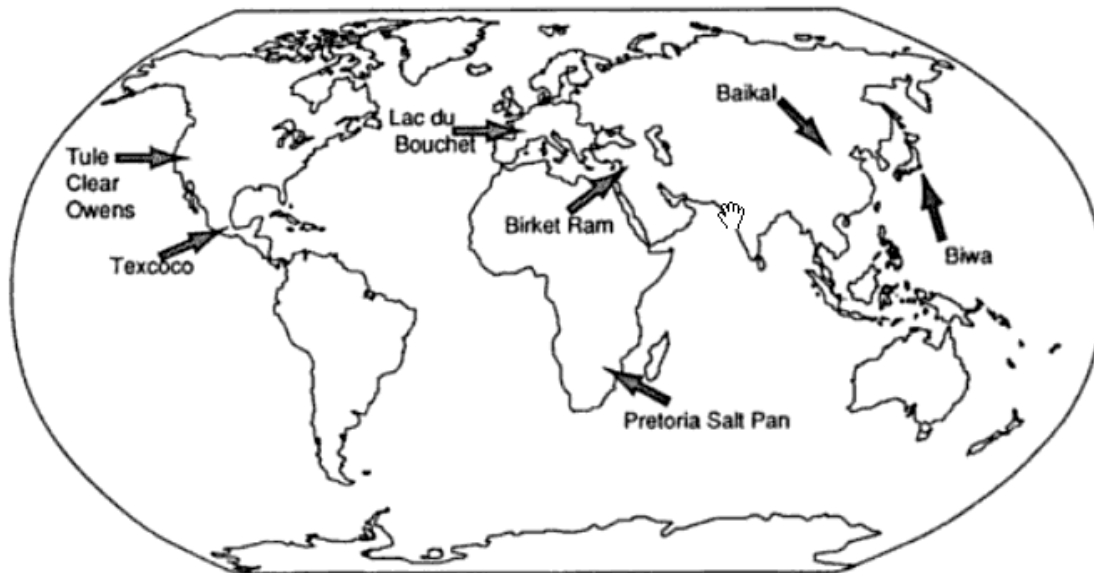


Figura 2.7 Registros extensos de sedimentos diatomáceos continentales (Bradbury, 1999).

En México debido a las características geológicas y geomorfológicas de la Faja Volcánica Trans-Mexicana, se han encontrado varios depósitos lacustres con sedimentos diatomáceos, vinculados con la actividad volcánica de la región, los cuales se encuentran en los estados de Veracruz, Puebla, Tlaxcala, Hidalgo, Estado de México, Distrito Federal, Jalisco, Michoacán, Colima y Nayarit

Una gran cantidad de cuencas lacustres cerradas de origen tectónico o volcánico se encuentran sobre la Faja Volcánica Trans-Mexicana. La más importante de ellas es la cuenca de México, sobre la cual se construyó la Ciudad de México. Otros sistemas cerrados se encuentran en el estado de Michoacán (Cuitzeo, Pátzcuaro, Zirahuén y Zacapu) y en el estado de Jalisco (Cajititlán, Atotonilco y Juanacatlán) (Davies *et al.*, 2002). En la Figura 2.8 se ilustra la localización de los sitios sobre la Faja Volcánica Trans-Mexicana en los que se han registrado presencia de sedimentos diatomáceos.

La distribución y características de los sedimentos diatomáceos se ha estudiado en diferentes sitios alrededor del mundo, principalmente con propósitos de reconstrucción paleo ambiental; por otro lado, los estudios orientados a su caracterización geotécnica son limitados.

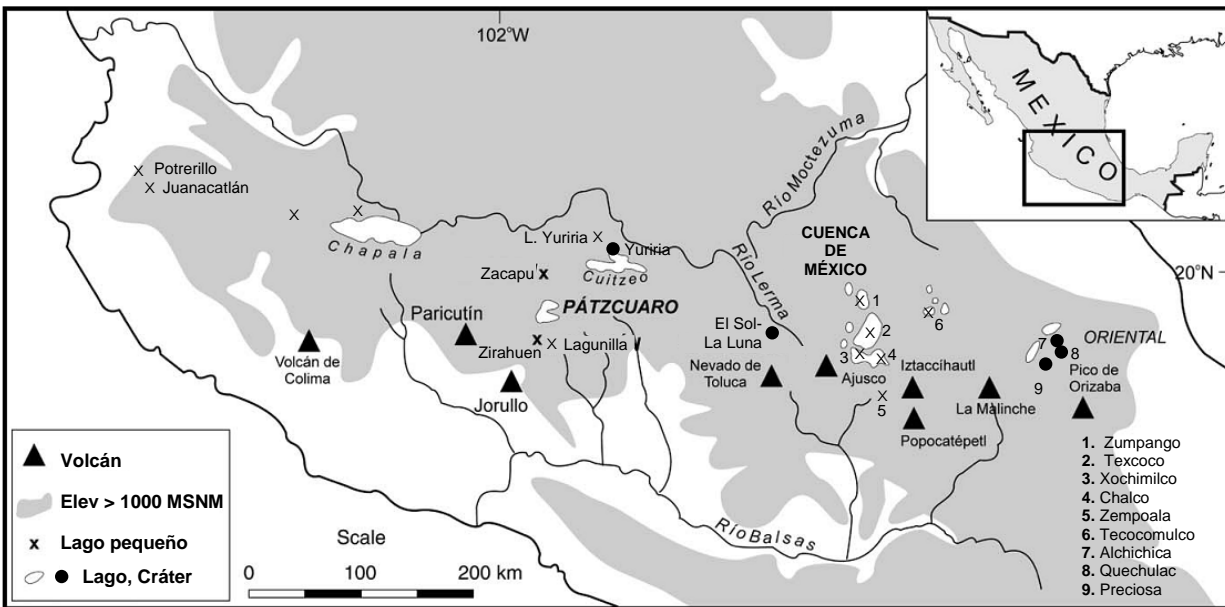


Figura 2.8 Localización de sitios de muestreo para análisis de sedimentos diatomáceos en la Faja Volcánica Trans-Mexicana (adaptada de Davis *et al.*, 2002 y Telford *et al.*, 2004)

2.4 Características geotécnicas de suelos con microfósiles.

Como se mencionó en la sección anterior, existe un gran número de depósitos naturales de tipo marino o lacustre que presentan concentraciones de microfósiles, algunos de ellos han sido caracterizados con distintos objetivos, como la explotación de recursos naturales, caracterización paleontológica o para la construcción de obras civiles. A continuación se presentan algunos de los trabajos más significativos que expusieron los rasgos geotécnicos de estos sedimentos y los estudios posteriores que buscaron identificar la influencia de los microfósiles en las propiedades de estos suelos.

Uno de los suelos naturales con microfósiles más estudiados, desde el punto de vista geotécnico, es el suelo de la Ciudad de México. Los primeros antecedentes de su mineralogía y características geotécnicas fueron presentados por Zeevaert (1949), Marsal y Mazari (1959) y Lo (1962).

Mesri *et al.* (1975) estudiaron la compresibilidad del suelo de la Ciudad de México y dentro de su análisis composicional determinaron que está constituido de 5% a 10% de partículas

tamaño arena, de las cuales, la mayoría son oolitos calcáreos (el resto de esta fracción es un conjunto de minerales pesados); del 55% al 65% está compuesto por microfósiles silíceos de tamaño limo, la mayor parte diatomeas; del 20% al 30% está compuesta por partículas tamaño arcilla, de las cuales un estimado de 10% son esmecita y el resto es sílice biogenética o volcánogenética; el restante 5 a 10% es materia orgánica.

En esta investigación se apuntó que el agua en las diatomeas es quizá en gran medida, la responsable de las propiedades físicas inusuales del suelo de la Ciudad de México, como su alta plasticidad y al mismo tiempo, el alto ángulo de fricción interna que presenta, estas características son singulares cuando se comparan con el comportamiento de la mayoría de los suelos, cuyo ángulo de fricción decrece cuando el índice de plasticidad se incrementa.

El contenido de agua natural y la relación de vacíos de este suelo en general es muy alta y se encuentra en el rango de $w \approx 220-420\%$ y $e \approx 5-10$ respectivamente. Los límites de Atterberg también presentan valores altos: límite líquido (w_L) entre 110 y 458%, límite plástico (w_P) entre 37 y 116% y el correspondiente índice de plasticidad (I_P) entre 73 y 342% (Díaz-Rodríguez y Santamarina, 2001). Por otro lado, se han medido índices de compresibilidad (C_C) mayores a 8 (Mesri *et al.*, 1975 y Díaz-Rodríguez y Martínez-Vásquez, 2008). El ángulo de fricción interna, ϕ' , presenta valores entre 43° y 47° , los cuales son comparables a los obtenidos en algunas arenas (Lo, 1962; Mesri *et al.*, 1975 y Díaz-Rodríguez, *et al.*, 1992).

En general, la composición granulométrica del suelo de la Ciudad de México lo caracteriza como un suelo limo arcilloso o arcillo limoso. La forma de las partículas es angulosa y muchas de ellas son partículas de vidrio y fragmentos de diatomeas, los cuales exhiben efectos de disolución debido a la alcalinidad del agua. Se observan también valvas de ostrácodos desarticuladas. Otros elementos presentes en el suelo son los cristales de pirita en forma de framboides y estructuras floculadas de arcilla (Figura 2.9).

En general la estructura abierta de este suelo, la cual se refleja en una alta relación de vacíos, se atribuye a la baja velocidad de sedimentación y al rápido desarrollo de enlaces entre partículas (Díaz-Rodríguez, *et al.*, 1998 y Díaz-Rodríguez, 2006). De acuerdo con varias observaciones, la estructura de estos sedimentos está formada por un esqueleto granular y partículas delgadas con una alta superficie específica, las cuales son en parte la causa de los altos valores del límite líquido (Díaz-Rodríguez y Santamarina, 2001).

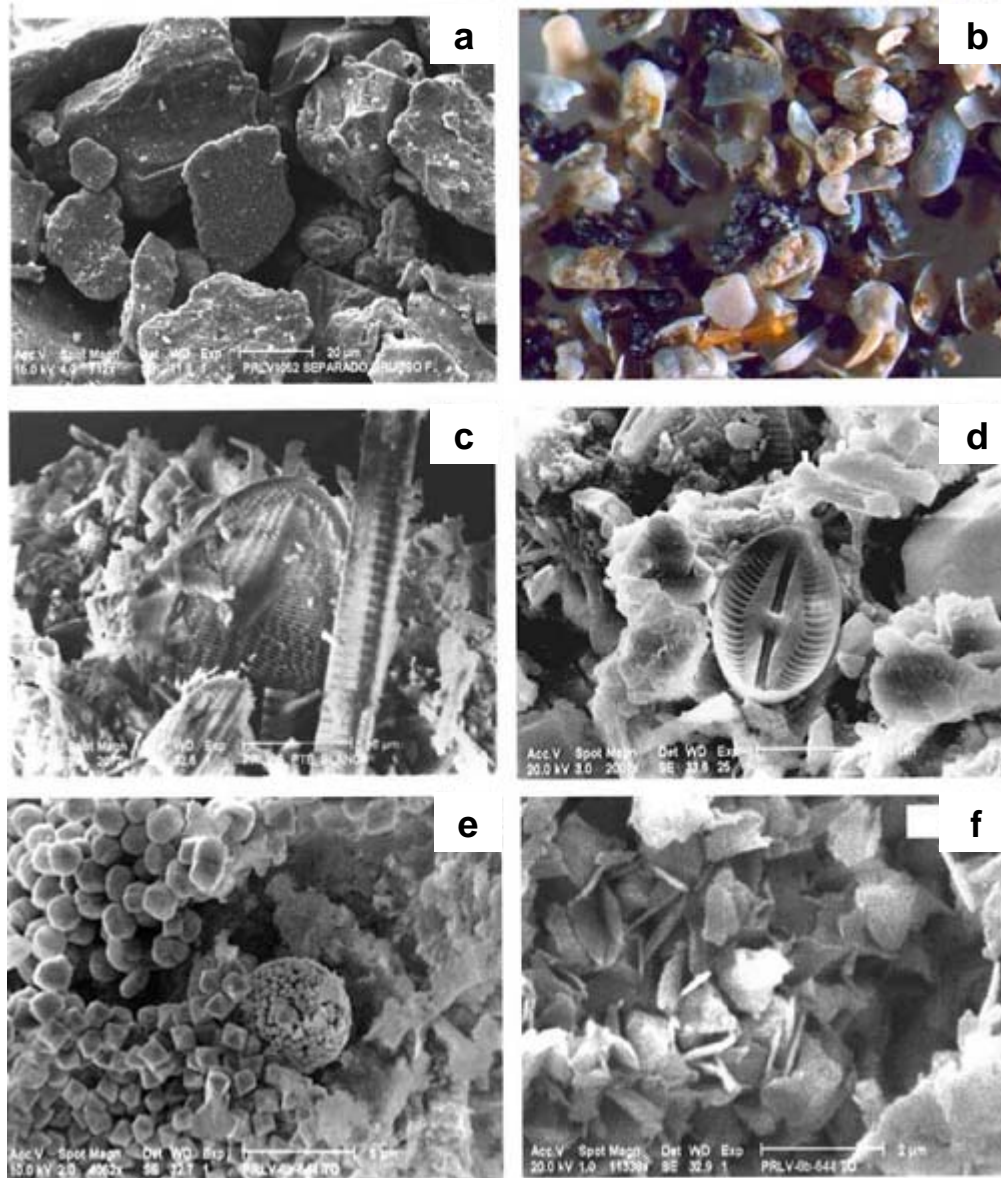


Figura 2.9 Fotomicrografía que ilustra la forma de las partículas en el suelo de la Ciudad de México: a) partículas de limo, b) valvas de ostrácodos, c) y d) frústulas de diatomeas, e) Pirita framboidal, f) partículas con estructura floculada (Díaz-Rodríguez, 2006)

La presencia de microfósiles en los sedimentos del fondo oceánico se ha registrado en un gran número de exploraciones marinas; sin embargo, no todos los estudios se encaminaron a la obtención de las propiedades geotécnicas de estos sedimentos. La investigación más extensa sobre estos depósitos lo presenta el *Ocean Drilling Program*, del cual, se exponen a continuación algunos trabajos representativos.

Pittenger *et al.* (1989) registraron un comportamiento poco común en los sedimentos de la margen continental del Mar Noruego, donde no se presentó la tendencia normal en las propiedades índice del suelo debido al esfuerzo vertical en estratos profundos, es decir, registró un aumento en la porosidad, contenido de agua y permeabilidad y un decremento de la densidad de los sedimentos. Durante el proceso de consolidación de estos sedimentos se presentó un decremento importante de la relación de vacíos al alcanzar cierto esfuerzo vertical, reflejándose en valores índice de compresibilidad (C_c) entre 2 y 5. Dicho comportamiento se relaciona directamente con la composición de los sedimentos (altos porcentajes de restos biogénicos de sílice).

En la Figura 2.10 se observan las correlaciones realizadas para 3 sitios en cuanto al aumento del contenido de agua y límite líquido, en relación con el contenido de sílice biogénica. La Figura 2.11 muestra los resultados encontrados para la relación de vacíos y coeficiente de permeabilidad y su relación con la sílice biogénica presente.

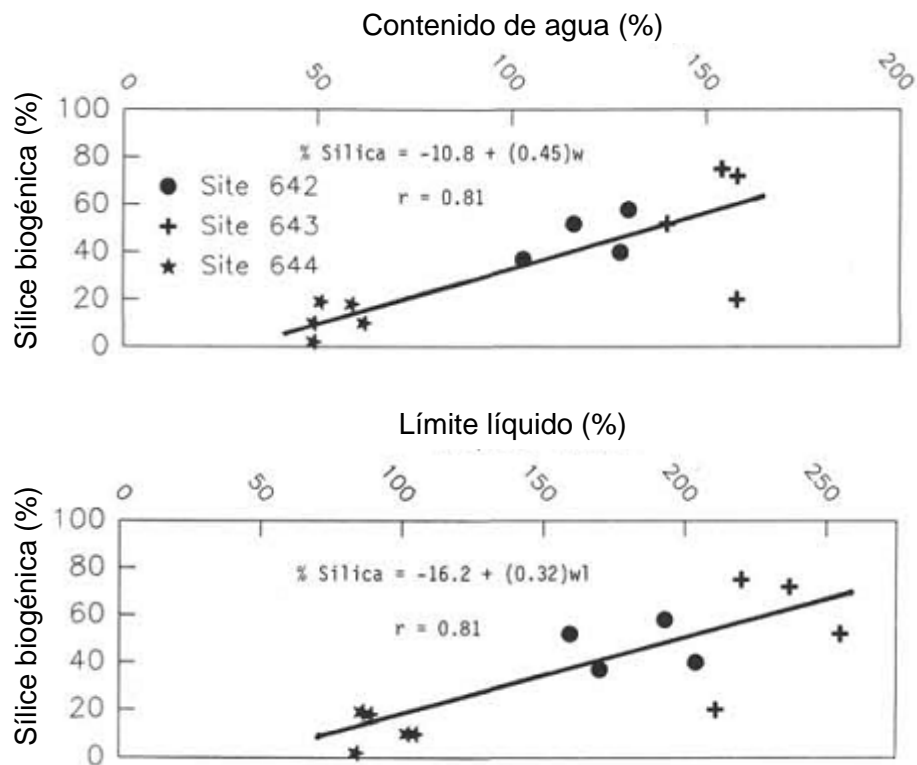


Figura 2.10 Correlación del contenido de sílice con el contenido de agua y el límite líquido. Pittenger *et al.* (1989)

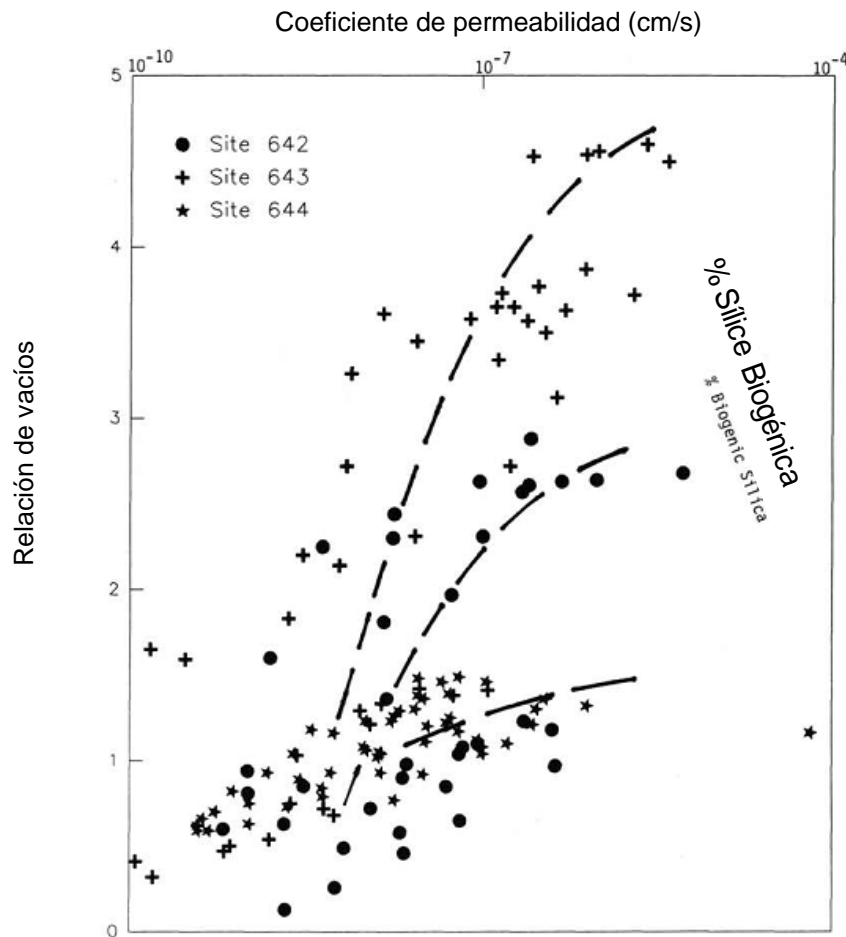


Figura 2.11 Correspondencia entre relación de vacíos, coeficiente de permeabilidad y sílice biogénica de pruebas de consolidación. Los puntos representan la permeabilidad calculada para cada incremento de carga. Las líneas discontinuas son las tendencias aparentes para cada sitio. Pittenger *et al.* (1989)

Bryant y Rack (1990) examinaron las características geotécnicas de los sedimentos marinos en las márgenes continentales de la Antártica. De sus observaciones concluyeron que la presencia de restos diatomáceos en sedimentos silíceos y calcáreos crea un material geométrica y químicamente diferente de las arcillas y sedimentos calcáreos biogénicos. La presencia de microfósiles diatomáceos en los sedimentos marinos está relacionada directamente con una alta porosidad y permeabilidad. Por otro lado, en todas las zonas superficiales de los sedimentos el material exhibe preconsolidación debido a la fuerte estructura creada por las partículas diatomáceas, calcáreas y arcillosas.

Otras investigaciones del *Ocean Drilling Program* en 1990, se centraron en los sedimentos de las márgenes de Perú, los cuales son ricos en materia orgánica y sílice biogénica. De acuerdo con las observaciones de Hill and Marsters (1990), Lee *et al.* (1990), Marsters y Christian

(1990), estos sedimentos presentan propiedades físicas únicas las cuales incluyen una alta resistencia al corte no drenado, una baja resistencia remoldeada, alta porosidad y alto contenido de agua a grandes profundidades. Estas propiedades se atribuyeron al enlace creado por la materia orgánica, a procesos geoquímicos y a la presencia de los esqueletos diatomáceos.

Rack y Palmer-Julson (1992) hicieron algunas observaciones de las características geotécnicas de sedimentos marinos del Océano Índico, encontrando que la presencia de microfósiles les asignaba algunas propiedades poco comunes.

En estos sedimentos observaron que la resistencia al corte se incrementaba al aumentar su contenido de agua y disminuir su densidad; por otro lado, presentaron un aumento en la porosidad al incrementar la profundidad. Estas características son opuestas a las tendencias que exhiben la mayor parte de los sedimentos marinos, los cuales presentan un aumento de la resistencia al corte y mayor densidad con la profundidad; en tanto que presentan una disminución de su resistencia al corte con el aumento de la porosidad y contenido de agua (Pittenger *et al.* 1989). Adicionalmente, determinaron que los sedimentos con mayor contenido de microfósiles presentaban una compresibilidad mayor y cuando el agua intra-esquelética era expulsada súbitamente debido a la compactación, su liberación daba como resultado un decremento en el esfuerzo efectivo que eventualmente tenía un impacto en el proceso de consolidación.

Además, Rack y Palmer-Julson (1992), presentaron algunas relaciones microestructurales con las propiedades físicas de los sedimentos, entre ellas encontraron que:

- La porosidad está directamente relacionada con el contenido de diatomeas y sílice, mientras que todas las mediciones de densidad (densidad de sólidos, peso volumétrico seco y húmedo) no se correlacionan con la porosidad de las muestras. Las diatomeas pinnadas crean una estructura más abierta y por lo tanto, menos densa (Figura 12a); en los sedimentos con diatomeas céntricas se observó una estructura menos abierta, la cual se reflejó en una menor porosidad y mayores valores de densidad (Figura 12b).
- La porosidad se reduce de manera importante en los sedimentos diatomáceos donde los poros individuales se encuentran llenos del material de la matriz arcillosa que los rodea o se han desarrollado minerales autigénicos en su interior (p. ej. minerales de hierro, pirita, dolomita o calcita, dependiendo del ambiente de sedimentación).

- La porosidad de los suelos con microfósiles depende del tipo de esqueletos presentes, ya que en el caso de sedimentos que contienen radiolaria (Figura 12c), el material más fino se concentra en el interior de los esqueletos y la porosidad global del material disminuye cuando la concentración de radiolaria es mayor.
- La alta porosidad sólo se relacionó con la presencia de microfósiles silíceos, ya que cuando los sedimentos contienen microfósiles calcáreos el aumento del esfuerzo vertical con la profundidad provoca un decremento de la porosidad, similar a la presentada en suelos marinos sin microfósiles.

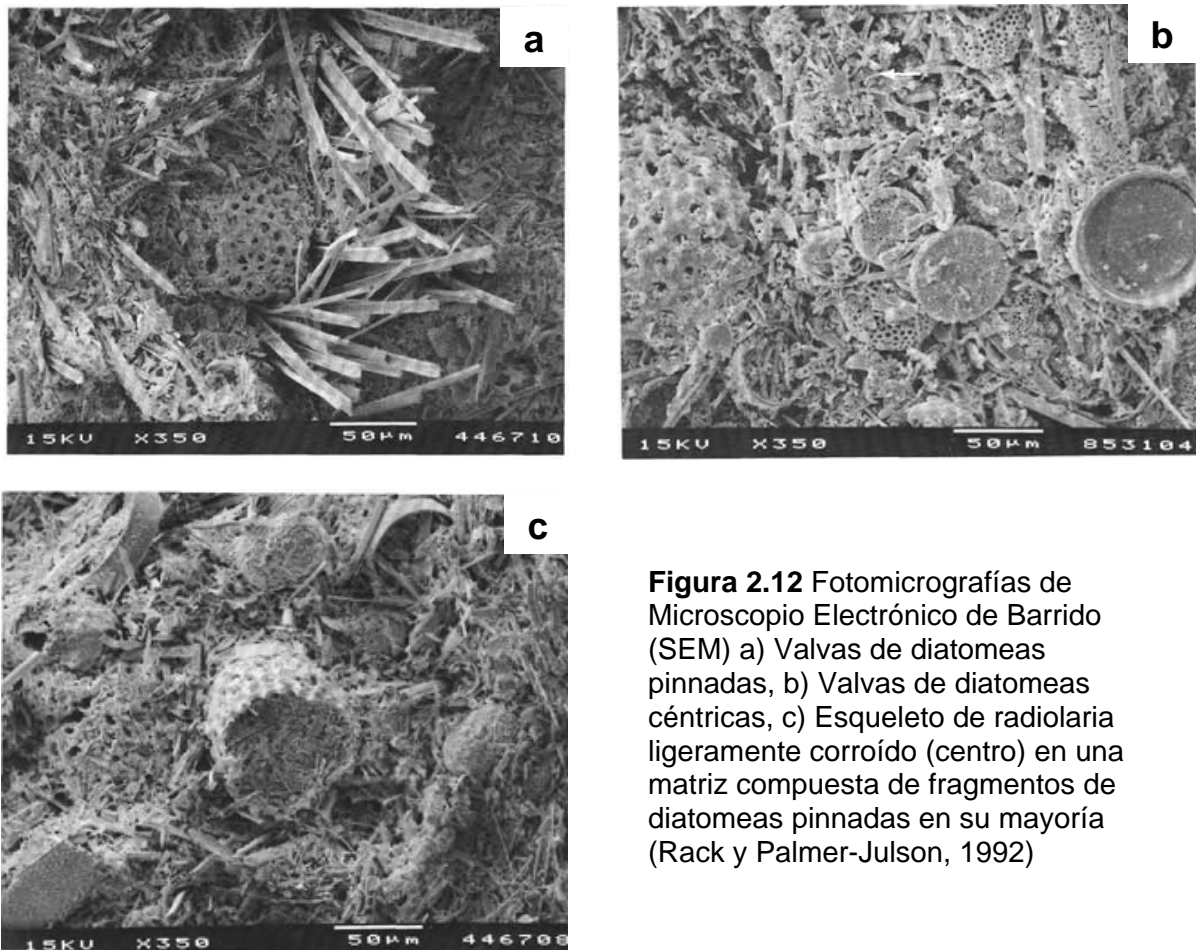


Figura 2.12 Fotomicrográficas de Microscopio Electrónico de Barrido (SEM) a) Valvas de diatomeas pinnadas, b) Valvas de diatomeas céntricas, c) Esqueleto de radiolaria ligeramente corroído (centro) en una matriz compuesta de fragmentos de diatomeas pinnadas en su mayoría (Rack y Palmer-Julson, 1992)

Otras investigaciones como las de Holler (1992) en el Mar de Japón; Ladd *et al.* (1993) y Chen *et al.* (1993) en las costas al noreste de Australia; Rutledge *et al.* (1995) en el Océano Pacífico Norte; MacKillop *et al.* (1995) en el Océano Pacífico Ecuatorial, entre otros, mostraron resultados similares en cuanto al aumento de la porosidad, permeabilidad, compresibilidad y resistencia al esfuerzo cortante, relacionado con la presencia de microfósiles silíceos y

calcáreos. Estos autores exaltaron la necesidad de caracterizar los sedimentos con microfósiles debido a su naturaleza única.

A la par de estas investigaciones, Khilnani y Capik (1989, 1997) y Day (1995), evaluaron las características de los suelos diatomáceos como material de relleno en la formación Monterrey en California donde, al igual que en las investigaciones de sedimentos oceánicos, se encontraron altos contenido de agua y baja densidad relativa seca. Por otro lado, Day (1995) determinó un alto ángulo de fricción $\phi' = 44^\circ$, al aplicar un esfuerzo vertical efectivo bajo (14 a 27 kPa), lo cual relacionó con:

1. La superficie rugosa y protuberancias que presentan las diatomeas, las cuales pueden incrementar la fricción entre ellas.
2. *Interlocking* o trabazón entre partículas, el cual dedujo a partir de las trayectorias de esfuerzo encontradas, las cuales resultaron características de partículas granulares en estado denso.
3. El esfuerzo vertical efectivo bajo, ya que la aplicación de un esfuerzo efectivo mayor podría causar una disminución en la envolvente de falla debido a la rotura de las diatomeas.

Day (1995) determinó que la compresibilidad de los suelos diatomáceos está directamente en función de la resistencia y características de los microfósiles, ya que para esfuerzos verticales bajos, presenta deformaciones mínimas, las cuales atribuyó a la geometría de las partículas y al *interlocking*. Mientras que para esfuerzos verticales altos, las diatomeas son trituradas incrementando de forma importante su compresibilidad.

Otro trabajo que buscó dar una explicación a la influencia de los microfósiles diatomáceos en las propiedades índice y mecánicas de los suelos fue el de Tanaka y Locat (1999). En su estudio, analizaron las características del suelo de la Bahía de Osaka en una sección de limos arcillosos cuya distribución granulométrica está influenciada por cuatro elementos: 1) microfósiles (con diámetros de hasta 100 μm), 2) granos individuales de limo o arena, 3) flóculos o agregados de partículas y 4) partículas arcillosas (usualmente menor al 40%).

Por otro lado, para simular el efecto de las diatomeas fósiles en las propiedades índice del suelo, Tanaka y Locat (1999) realizaron una serie de pruebas con mezclas controladas de caolín-diatomita, cuyos resultados se detallan en el Capítulo 4.

A partir de varias observaciones microestructurales, Tanaka y Locat (1999) definen la presencia de cuatro tipos de espacios porosos dentro del suelo: 1) inter-agregado 2) intra-agregado, 3) esquelético e 4) intra-esquelético. Esta nueva clasificación fue introducida para tomar en cuenta la importancia de los microfósiles en el comportamiento del suelo.

Las conclusiones más importantes a las que se llegaron a partir de esta investigación son:

- Los suelos con una proporción importante de microfósiles pueden atrapar cantidades importantes de agua en sus espacios intra-esqueléticos modificando sus propiedades índice como el límite plástico y el líquido. Sin embargo, el agua en las porosidades esqueléticas e intra-esqueléticas son retenidas por succión y sólo el agua presente en los poros intra-agregados están en contacto con los minerales arcillosos y por lo tanto son los que influyen directamente las propiedades índice. Al aumentar el esfuerzo vertical efectivo en el suelo, la rotura de los microfósiles y la disminución del espacio intra-esquelético, disminuyen el efecto en las propiedades índice.
- La presencia de microfósiles tiene una influencia significativa en las propiedades mecánicas de los suelos, particularmente en la compresibilidad. La cual también está en función del tipo de porosidad intra-esquelética del suelo, por ejemplo, en el caso de los microfósiles de foraminífera (Figura 2.4a) el agua intra-esquelética entra en contacto con los poros inter-agregado hasta que presentan rotura (porosidad no conectiva), por otro lado en los microfósiles diatomáceos, la porosidad intra-esquelética está siempre conectada con los otros poros en el sedimento (porosidad conectiva). Estos tipos de porosidad afectan de manera diferente el comportamiento del suelo durante su consolidación.

El trabajo anterior fue complementado por Locat y Tanaka (2001) y Shiwakoti *et al.* (2002) que analizaron el comportamiento de algunos suelos diatomáceos naturales de Japón (Hachirogata, Ariake, Aeropuerto de Kansai, Oeste de Osaka, Parque Yamashita e Hiruzenbara) y lo compararon con el comportamiento de mezclas artificiales de caolín-diatomita, arena-diatomita y arcilla natural-diatomita.

Algunas de las observaciones generadas de la investigación de Shiwakoti *et al.* (2002) son comparadas con los resultados generados en este estudio en el Capítulo 4. Los puntos más importantes de dicho trabajo se resumen a continuación:

-
- Una gran parte del comportamiento peculiar de los suelos japoneses revisados, pudo explicarse tomando en cuenta la presencia de microfósiles en ellos.
 - La gran capacidad de los microfósiles diatomáceos para retener agua intra-esquelética es la causa del aumento en los límite líquido y plástico al incrementarse el contenido de diatomita en un suelo, este comportamiento no se presenta cuando se agrega un material granular (arena) a una arcilla. Considerando que el agua intra-esquelética en los suelos diatomáceos no contribuye en el comportamiento del suelo, la interpretación de estos parámetros debe hacerse con cuidado.
 - El comportamiento mencionado, es la causa de que los suelos diatomáceos naturales presenten un valor de actividad aparentemente alto, aún cuando presenten bajas proporciones de material fino en su composición.
 - El valor de la densidad de sólidos de la diatomita es bajo en comparación a la mayoría de los suelos naturales ($\rho_s \approx 2.3$), debido a ello, es razonable que su presencia cause valores considerablemente bajos de ρ_s en un suelo diatomáceo natural.
 - La compresibilidad y el coeficiente de permeabilidad de un suelo aumenta con el contenido de microfósiles. Durante la etapa de consolidación, los suelos diatomáceos presentan un comportamiento complejo para esfuerzos mayores al vertical de fluencia (σ_y), que incluye la rotura y trituración de los esqueletos diatomáceos, en adición al mecanismo de los suelos ordinarios. Esta característica está directamente relacionada con los altos valores de C_c obtenidos en los suelos diatomáceos y especialmente en muestras de diatomita natural, que exhiben un alto grado de enlace entre partículas derivado de la presencia de sílice y procesos diagenéticos.
 - La presencia de microfósiles diatomáceos en un suelo arcilloso causan un incremento significativo en su resistencia al esfuerzo cortante y ángulo de fricción interna, con respecto a un suelo arcilloso de la misma mineralogía sin presencia de microfósiles. La rugosidad y el *interlocking* entre partículas de diatomea son las responsables de este comportamiento, el cual se presenta en menor medida en un suelo arcilloso al incluir partículas no plásticas de arena o limo.

- La resistencia al cortante de un suelo diatomáceo presenta una ligera disminución al sobrepasar el esfuerzo vertical de fluencia (σ_y) debido a la rotura de las partículas. Las propiedades índice del suelo (w_p , w_L) también disminuyen en función del esfuerzo de consolidación y el grado de trituración de las partículas, debido a que disminuye el volumen de porosidad intra-esquelética capaz de retener agua. De acuerdo con Marsal y Mazari (1959) este comportamiento se presenta también en el suelo de la Ciudad de México.

Son limitados los trabajos posteriores que presentan la influencia de los microfósiles en el comportamiento geotécnico de los suelos, la mayor parte de ellos sólo confirman los resultados de Shiwakoti *et al.* (2002) o presentan algunas observaciones adicionales.

Rajasekaran (2006) presenta un estudio de la influencia de los microfósiles en los sedimentos marinos de Singapur, resaltando la influencia de la pirita y su relación con el comportamiento mecánico de estos sedimentos.

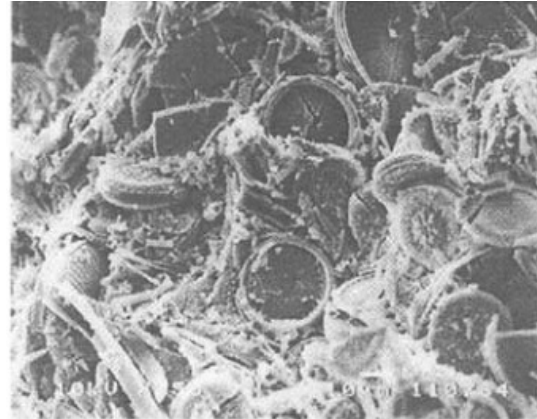
Hong *et al.* (2006) estudió el comportamiento mecánico de la diatomita natural de Oita, Japón y lo relacionó con cambios microestructurales a partir de observaciones con microscopio electrónico de barrido (SEM) y porosímetro de intrusión de mercurio (MIP). Confirmó las observaciones de Shiwakoti *et al.* (2002) en relación con la rotura y trituración de los microfósiles diatomáceos al sobrepasar el esfuerzo de fluencia durante el proceso de consolidación (Figura 2.13), sin embargo, puntualizó que en suelos diatomáceos naturales, el proceso podría ser diferente dependiendo de las características de deposición de los microfósiles y de los minerales arcillosos presentes.

Para la resistencia al esfuerzo cortante, Hong *et al.* (2006) definió que el comportamiento está definido por un esfuerzo de confinamiento de transición. Bajo este esfuerzo, la resistencia es independiente del confinamiento, mientras que, para esfuerzos mayores al de transición, la resistencia incrementa linealmente junto con el esfuerzo de confinamiento (Figura 2.14)

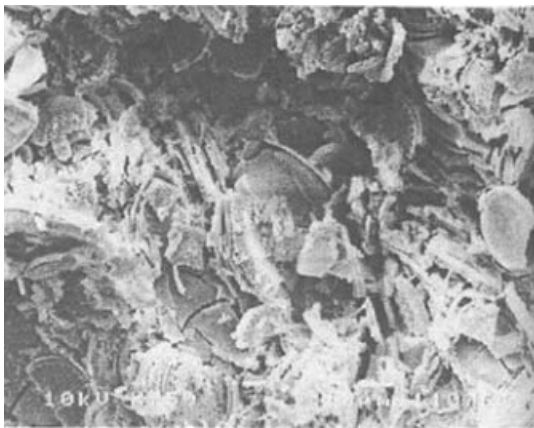
Verdugo (2008) estudió las características de los suelos que se generan bajo ambientes volcánicos en Chile, sus observaciones confirman los estudios de Shiwakoti *et al.* (2002) en relación a que, aun cuando un suelo diatomáceo presenta peso volumétrico seco bajo, su resistencia al cortante es inusualmente alta. Por otro lado, al analizar estas muestras ante deformaciones pequeñas con ondas de corte generadas con elementos bender, encontró que los valores de velocidad registrados son moderadamente menores en relación con otros suelos limosos similares. Finalmente puntualizó que la coexistencia de microfósiles



a) Consolidado a 1 200 kPa



b) Consolidado a 2 000 kPa



c) Consolidado a 4 000 kPa



d) Consolidado a 8 000 kPa

Figura 2.13 Microestructura posterior a la consolidación en diatomita natural ($\sigma_y = 2100$ kPa). (Hong *et al.*, 2006)

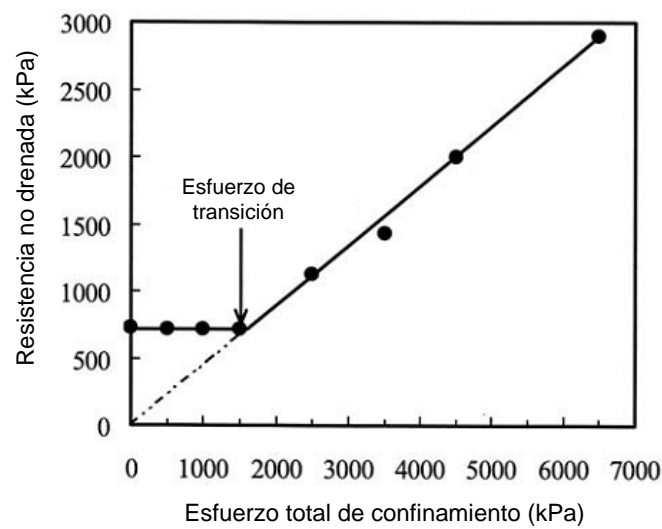


Figura 2.14 Envoltente de resistencia al corte no drenada para diatomita inalterada (Hong *et al.*, 2006)

diatomáceos en asociación con minerales arcillosos (como alófano e imogolita) derivados de un ambiente volcánico propicio, presentan características geotécnicas inusuales.

Con la finalidad de explicar el comportamiento de otros suelos sedimentarios arcillosos y limosos con valores de ángulo de fricción interna inusualmente altos, Santamarina y Díaz-Rodríguez (2003), Cheng *et al.* (2007) y Mesri y Ajlouni (2007), realizaron una interpretación de su comportamiento a partir de observaciones microestructurales. A continuación se presentan algunas características de dichos suelos:

- A. El suelo de Bogotá, Colombia (Moya y Rodríguez, 1987) de origen volcánico lacustre. La fracción fina está formada de minerales arcillosos de caolinita y montmorilonita, presenta microfósiles diatomáceos en su composición. El ángulo de fricción que presentan estos suelos es de alrededor de 35°.
- B. El suelo a lo largo de las costas de California, conocido como *San Francisco Bay mud*, es un depósito formado principalmente por sílice biogénica (diatomeas), carbonato, sedimentos detríticos y ceniza volcánica. Pruebas triaxiales en muestras inalteradas mostraron ángulos de fricción mayores a 40° (Kirkgard y Lade, 1991).
- C. La arcilla limosa orgánica de Bothkennar en Gran Bretaña (Hight *et al.*, 1992), presenta un ángulo de fricción $\phi' = 34^\circ$ en compresión triaxial. Dicho valor es particularmente alto, sin embargo, refleja el dominio de la fracción limosa del suelo. Esta arcilla presenta una muy alta y variable plasticidad, la cual es resultado del contenido orgánico (3% a 5%), esto da lugar a que se obtengan valores altos de aparente actividad (1.25 a 2.25) e inadecuadas correlaciones con el índice de plasticidad.
- D. El suelo de la Ciudad de México (Díaz-Rodríguez *et al.*, 1992; Díaz-Rodríguez *et al.*, 1998) ya revisado al inicio de este capítulo, es un suelo de origen volcánico lacustre, con una fracción arcillosa de entre el 20% y 55% formada por montmorilonita e illita, sílice biogénica amorfa y restos de microfósiles (diatomeas y ostrácodos). El ángulo de fricción interna presenta valores entre 43° y 47°.
- E. La arcilla de Ariake en Japón (Tanaka *et al.* 2001, Ohtsubo *et al.* 1995), con índices de plasticidad entre 60 y 100 presenta valores de ϕ' entre 46° y 57°. La fracción arcillosa de este suelo es del 50% y presenta microfósiles diatomáceos en su composición.
- F. La arcilla de Bangkok (Tanaka *et al.*, 2001) con un índice de plasticidad entre 30 y 70 exhibe un ángulo de fricción promedio $\phi' = 37^\circ$. Formado por una fracción arcillosa de

esmecita que representa el 50% de su composición está caracterizado por la presencia de microfósiles parcialmente disueltos rellenos de pirita.

- G. Algunas arcillas con un contenido de materia orgánica de alrededor de 30% en Schwerin, Berlín y Rotterdam, muestran ángulos de fricción en el rango de 44° a 74° , esta característica fue atribuida a las fibras orgánicas y los restos de diatomeas encontradas en su composición (Cheng *et al.* 2007).
- H. Las arcillas orgánicas de Juturnaiba en Brasil, presentan un incremento importante del ángulo de fricción efectivo (ϕ' entre 45° y 55°) al incrementarse el contenido de materia orgánica y el grado de preconsolidación (Cheng *et al.* 2007).
- I. Un estudio detallado de la microestructura de los suelos orgánicos laminados de Oostvaardersplasen (OVP) en Holanda (Cheng *et al.* 2007), mostró que la compleja interacción entre limos, microfósiles diatomáceos y materia orgánica originan ángulos de fricción y contenidos de agua inusualmente altos (40° a 60° y 100% a 300%, respectivamente). Los autores generaron un diagrama de los micro-mecanismos responsables del alto ángulo de fricción (Figura 2.15).

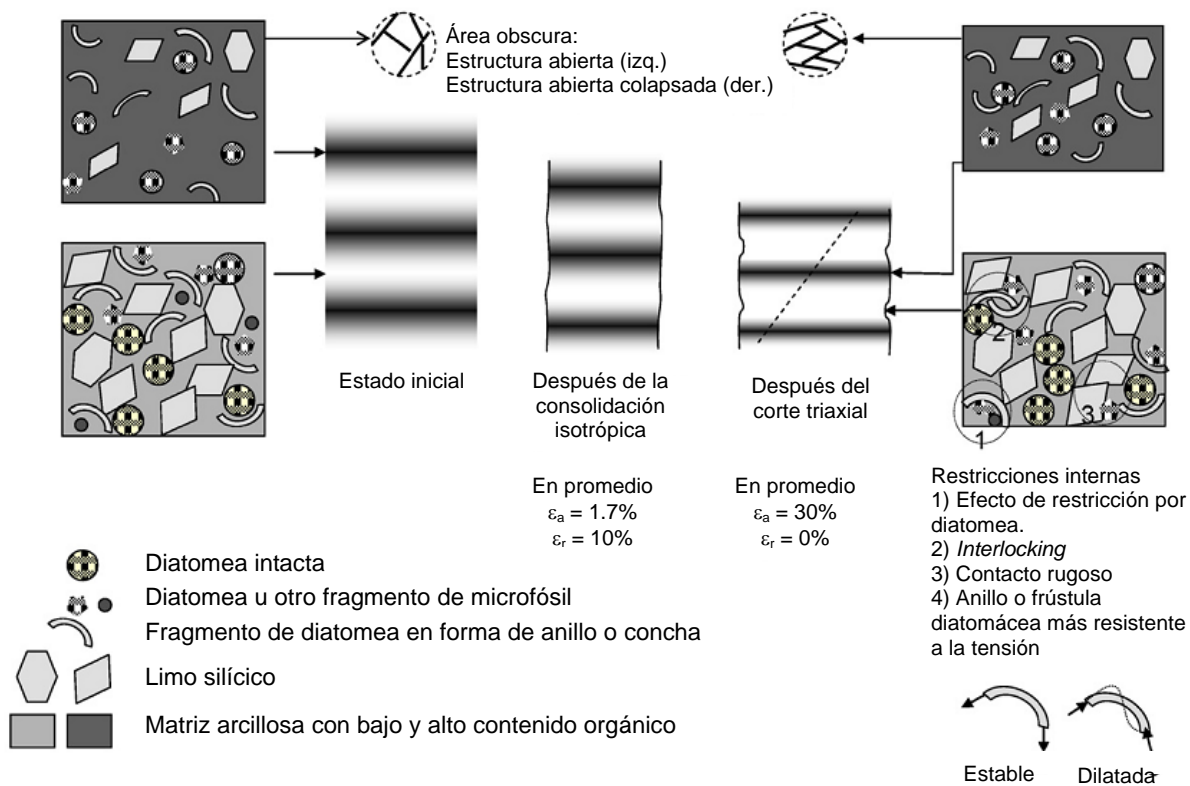


Figura 2.15 Diagrama esquemático de los micro-mecanismos de deformación en los diferentes estratos de suelo holandés (Cheng *et al.* 2007)

Cheng *et al.* (2007) describen que en los estratos con bajo contenido orgánico (regiones claras en la Figura 2.15) las partículas limosas de sílice y su interacción con las diatomeas intactas o fragmentadas contribuyen con la resistencia al corte, lo cual se intensifica después del proceso de consolidación. La forma lenticular de algunos fragmentos de diatomea contribuye en la resistencia debido a la alta rugosidad de su superficie y alta resistencia a la tensión. Los estratos altamente orgánicos (regiones oscuras en la Figura 2.15) son los que contribuyen de manera importante en los altos contenidos de agua de este suelo, por otro lado, se encontró que su interacción con los fragmentos de diatomea no contribuían significativamente en la resistencia del suelo.

- J. El suelo de Charleston, U.S.A., conocido como *Cooper Marl*, está compuesto de depósitos marinos y aluviales de variada granulometría (arenas finas sueltas, limos, arenas arcillosas, y arcillas blandas) y bajo nivel de cementación, Entre el 60% y 80% de su composición mineral es carbonato de calcio que se encuentra en forma de microfósiles foraminíferos principalmente (Li *et al.*, 2007). El ángulo de fricción de este suelo se encuentra alrededor de $\phi' = 45^\circ$.
- K. Mesri y Ajlouni (2007), realizaron una compilación de suelos que presentan fibras orgánicas en su composición, los cuales tienen propiedades geotécnicas inusuales. Estos suelos exhiben un alto contenido de agua, permeabilidad y compresibilidad, por otro lado, presentan un ángulo de fricción en el rango de 40° a 60° en compresión triaxial y de 35° a 45° en corte directo debido a la orientación horizontal de las fibras.

Se puede concluir que las características atípicas de algunos suelos naturales están relacionadas con el comportamiento microestructural derivado de la interacción entre los elementos que lo componen. De acuerdo con los autores citados anteriormente, la resistencia friccional de un suelo está relacionada con su resistencia al deslizamiento, interferencia geométrica e *interlocking*, mientras que las dos últimas están determinadas por la resistencia, tamaño, forma y arreglo de las partículas.

En resumen, la inadecuada correlación de las propiedades índice con la resistencia de un suelo arcilloso, puede estar relacionada con la presencia de uno o varios de los componentes que se mencionan a continuación.

- Partículas no plásticas. Bajo ciertas condiciones relacionadas con mineralogía, granulometría y forma de las partículas, la presencia de limo o arena en un material arcilloso puede aumentar su resistencia al cortante debido al incremento en la fricción entre partículas y a la estructura meta estable que induce la fracción fina.

- Microfósiles. La presencia de microfósiles silícicos en un suelo, incrementan su capacidad de retención de agua y por otro lado, la rugosidad y geometría de los esqueletos incrementa la trabazón entre partículas y dificulta su reacomodo durante el corte (*interlocking*).
- Elementos alargados. La materia orgánica en forma de micro-fibras presenta una importante resistencia a la tensión, la cual contribuye con el *interlocking* entre las partículas de suelo que las contiene. Los minerales arcillosos de forma alargada, bajo ciertas condiciones, contribuyen a la resistencia mecánica de los suelos, por ejemplo, la atapulgita exhibe un ángulo de fricción $\phi' = 40^\circ$

La Figura 2.16 ilustra la envolvente definida inicialmente por Bjerrum y Simons (1960) del ángulo de fricción efectivo contra el índice de plasticidad de una gran variedad de suelos sedimentarios, en los cuales se incluyen aquellos con fracciones arcillosas menores de 20% hasta minerales arcillosos puros, sujetos a esfuerzos normales efectivos desde 50kPa a 400 kPa. Por otro lado, se muestran en áreas sombreadas la posición de algunos de los suelos mencionados anteriormente

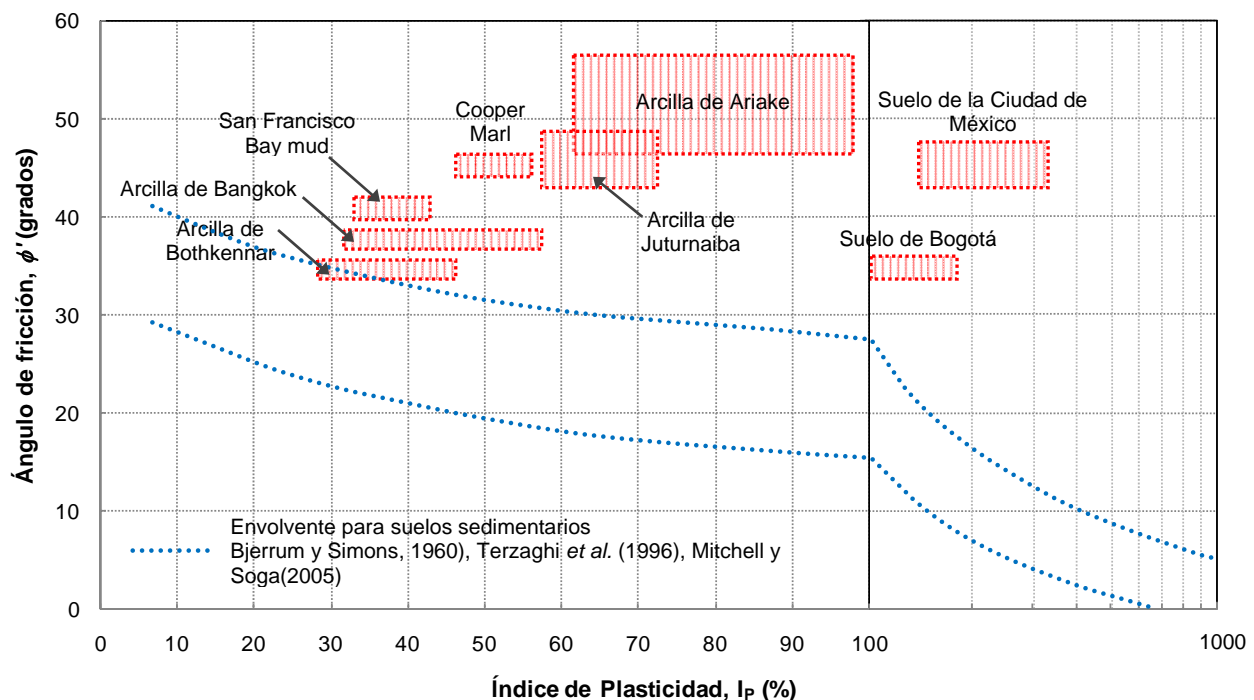


Figura 2.16 Ángulo de fricción efectivo contra índice de plasticidad, se ilustra la envolvente para una gran variedad de suelos sedimentarios y otros suelos con características atípicas (adaptada de Santamarina y Díaz-Rodríguez, 2003)

2.5 Comportamiento cíclico y post-cíclico de suelos

La información disponible en la literatura que se relaciona con el comportamiento cíclico de suelos diatomáceos, no se encuentra analizada con un enfoque que indique el papel que juegan los microfósiles en los resultados obtenidos, por lo tanto, no se cuenta con antecedentes sobre el tratamiento de la información o los métodos empleados para evaluar la influencia de los microfósiles en las propiedades dinámicas del suelo.

Algunos de los conceptos mencionados a lo largo de este trabajo forman parte del conocimiento general acerca del comportamiento cíclico de suelos, el cual presenta diferentes características dependiendo del nivel de deformación inducido en el suelo.

De acuerdo con los métodos y equipo empleados para medir las propiedades dinámicas del suelo, los cuales están directamente relacionados con el nivel de deformación aplicado, el análisis del comportamiento cíclico suele dividirse en pequeñas y grandes deformaciones.

Por otro lado, un enfoque acerca del comportamiento cíclico de un suelo en función de la deformación angular y la degradación del módulo de rigidez, es propuesto por Díaz-Rodríguez y López-Molina (2008), basado en otros trabajos conceptuales de respuesta esfuerzo-deformación (Jardine, 1992) y regímenes de deformación (Vucetic, 1994; Santamarina *et al.*, 2001) (Figura 2.17). En esta figura, se ilustra el rango de deformaciones que se analizaron en el presente estudio, las cuales se encuentran entre $\gamma = 0.1\%$ y 10% .

2.5.1 Comportamiento de muy pequeñas a pequeñas deformaciones

El análisis para muy pequeñas deformaciones está destinado a la obtención al módulo de rigidez máximo (G_{max}). El comportamiento del suelo en esta región de deformaciones es prácticamente lineal, los enlaces a nivel molecular permanecen sin cambios y las pérdidas de energía son mínimas. Las investigaciones en laboratorio para este nivel de deformaciones son presentadas por Hardin y Black (1968), Anderson y Woods (1976), Kim y Novak (1981), entre otros, con columna resonante; Dyvik y Madshus (1985) y cada vez más investigadores con elementos bender; y Doudorian y Vucetic (1995) en el corte simple modificado para medir pequeñas deformaciones.

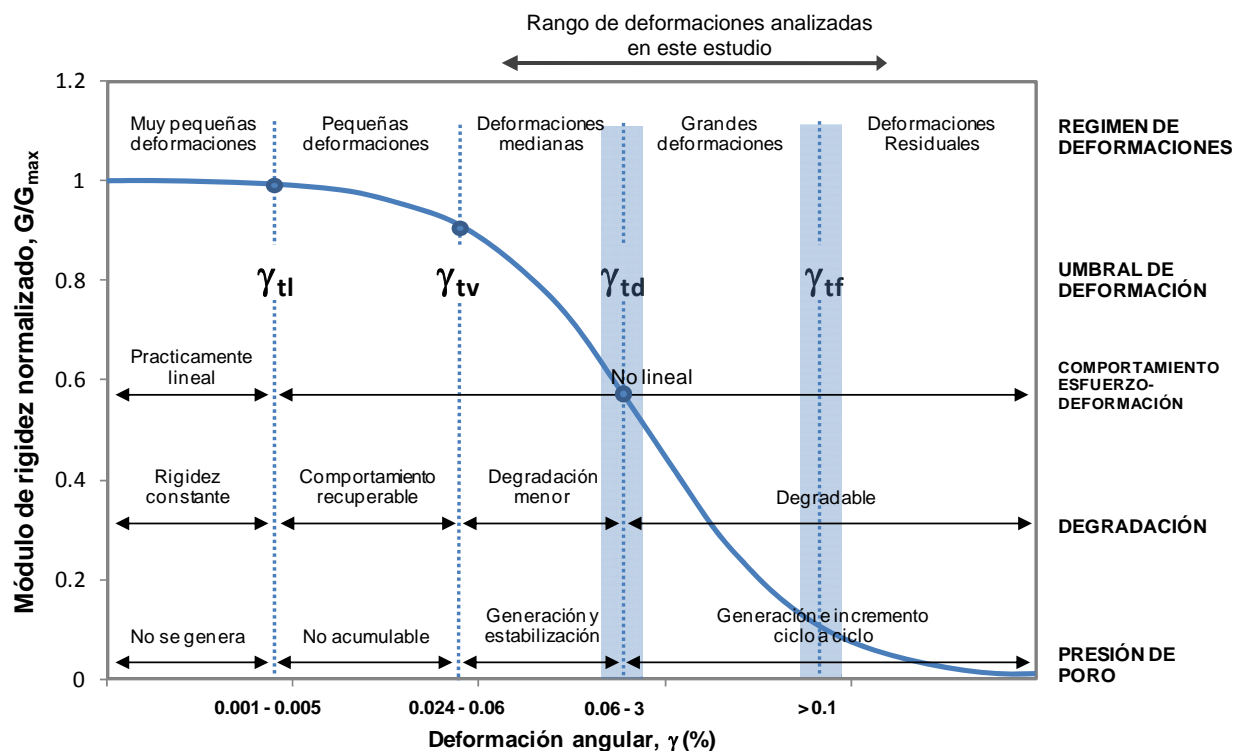


Figura 2.17 Comportamiento del suelo entre umbrales de deformación para arcillas saturadas. Se ilustra el rango de deformaciones analizadas en el presente estudio.

Tabla 2.1 Efecto de varios factores en G_{max} , G/G_{max} , y relación de amortiguamiento, λ de arcillas normalmente consolidadas y moderadamente preconsolidadas (Dobry y Vucetic, 1987)

	G_{max}	G/G_{max}	λ
Esfuerzo de confinamiento, σ_{vc}	Aumenta con σ_{vc}	Se mantiene constante o aumenta con σ_{vc}	Se mantiene constante o aumenta con σ_{vc}
Relación de vacíos, e	Decrece con e	Aumenta con e	Decrece con e
Edad geológica, t_g	Aumenta con t_g	Puede aumentar con t_g	Decrece con t_g
Cementación, c	Aumenta con c	Puede aumentar con c	Puede decrecer con c
Grado de preconsolidación, OCR	Aumenta con OCR	No afectado	No afectado
Índice de plasticidad, I_p	Aumenta con IP si OCR > 1; Permanece aproximadamente constante si OCR = 1	Aumenta con IP	Decrece con I_p
Deformación cíclica, γ_c	---	Decrece con γ_c	Aumenta con γ_c
Velocidad de deformación (frecuencia de la carga cíclica, f)	Aumenta con f	G aumenta con f ; G/G_{max} probablemente no es afectado si G y G_{max} son medidos con la misma f	Puede aumentar con f
Número de ciclos de carga	Decrece después de N ciclos de γ_c grandes; se recupera después de un tiempo	Decrece después de N ciclos de γ_c grandes	No significativo para γ_c y N moderados

La determinación de los factores que afectan el valor de G_{max} en suelos plásticos, ha sido objeto de un gran número de estudios, los cuales fueron compilados por Dobry y Vucetic (1987) y se presentan en la Tabla 2.1.

El límite del comportamiento aproximadamente lineal del suelo se presenta en el umbral de deformación lineal (γ_{tl}) definido en forma práctica como el nivel de deformación para el cual $G/G_{max} = 0.99$. En la mayor parte de los suelos plásticos este umbral se encuentra entre $\gamma \approx 0.001\%$ a 0.005% .

2.5.2 Comportamiento de pequeñas a grandes deformaciones

El estudio del comportamiento del suelo para deformaciones mayores a (γ_{tl}) está enfocado en mayor medida a definir la degradación del módulo de rigidez (G/G_{max}) y la disipación de energía ciclo a ciclo en función del amortiguamiento (λ). Dicha información se obtiene del análisis de los lazos de histéresis producidos durante la aplicación de un esfuerzo cíclico en el suelo, tal como se muestra en la Figura 2.18.

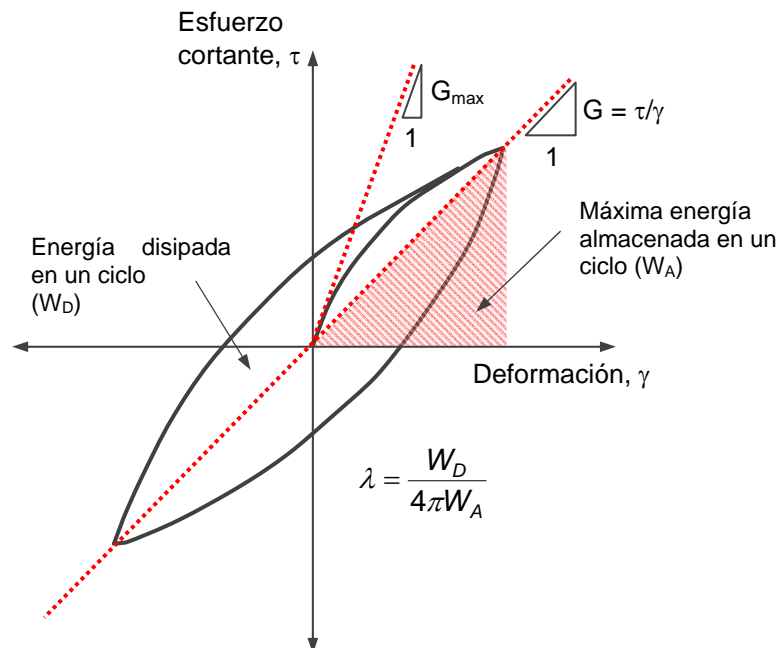


Figura 2.18 Lazo de histéresis para un ciclo de carga mostrando G_{max} , G y λ

Las investigaciones dirigidas para determinar las propiedades dinámicas del suelo en el rango de deformaciones pequeñas a grandes son muy extensas y entre ellas se encuentran las de Seed y Chan (1966), Hardin y Black (1968), Seed e Idriss (1970), Hardin y Drnevich (1972a,

1972b) Anderson y Richart (1976), Zen *et al.* (1978), Kokusho *et al.* (1982), entre otros. Una recopilación de los factores que afectan a G/G_{max} y λ realizada por Dobry y Vucetic (1987), se presenta en la Tabla 2.1.

El rango de pequeñas deformaciones (Figura 2.17), el comportamiento esfuerzo-deformación cíclico del suelo es no lineal, sin embargo, no presenta acumulación de presión de poro bajo condiciones no drenadas o cambio volumétrico en condiciones drenadas. Cuando alguno de estos dos fenómenos se presenta bajo cierto valor de deformación angular, se dice que el suelo alcanzó el umbral de deformación volumétrico o de generación de presión de poro (γ_{tv}), que de acuerdo con Vucetic (1994) define el límite para el cual el suelo comienza a presentar degradación. Dicho umbral se incrementa al aumentar la plasticidad del suelo y bajo condiciones de deformación controlada Vucetic (1994) y Hsu y Vucetic (2004, 2006) definieron los valores de dicho umbral para diferentes suelos (Figura 2.19). Ishihara (1996) identificó que este umbral es equivalente a la deformación que genera una degradación del modulo, G/G_{max} , en el rango de 0.6 a 0.85 y por otro lado, este mismo umbral fue definido para condiciones de esfuerzo controlado por Matsui *et al.* (1980) y Ansal and Erken (1989).

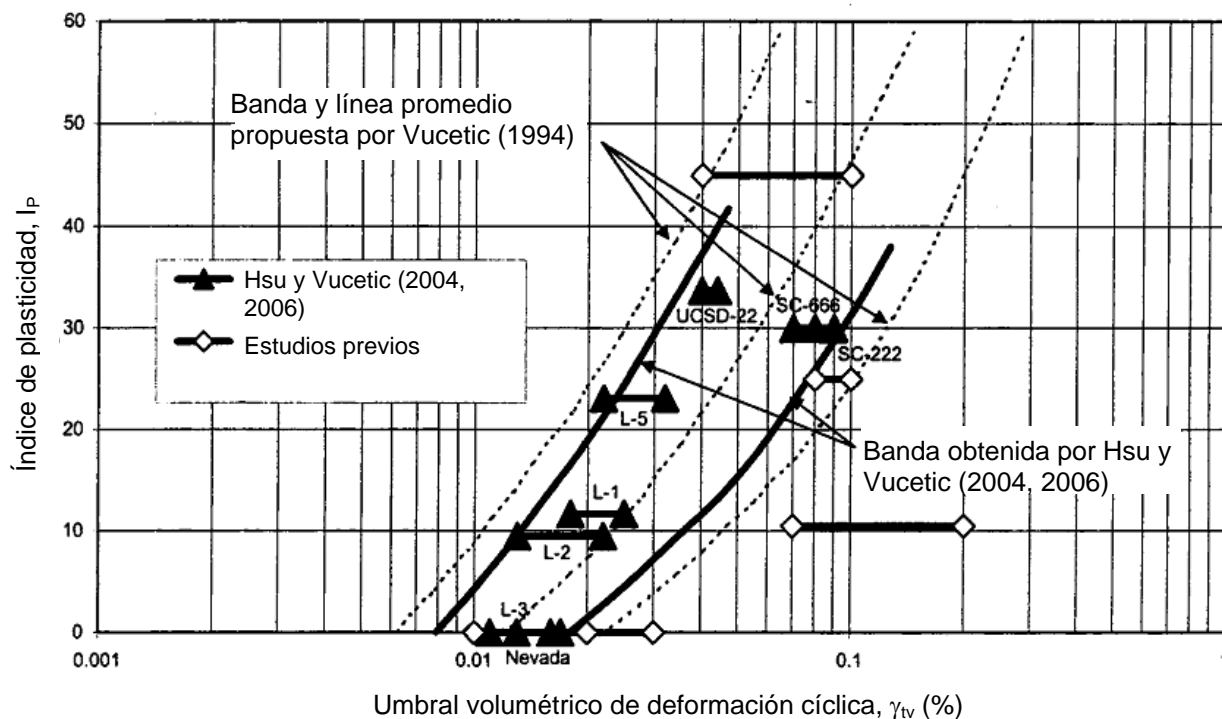


Figura 2.19 Efecto del índice de plasticidad en el umbral de deformación volumétrico o de generación de presión de poro (Hsu y Vucetic 2004 y 2006)

De acuerdo con Dobry y Vucetic (1987) a partir de ensayos de muestras bajo condiciones de deformación controlada se puede identificar adecuadamente el cambio de comportamiento

cíclico en un suelo, ya que la interacción entre partículas está directamente relacionada con el nivel de deformación al que se expone. Por otro lado, existen un gran número de investigaciones realizadas bajo condiciones de esfuerzo controlado, las cuales se han dirigido principalmente al estudio del comportamiento cíclico de suelos bajo cimentaciones de plataformas mar adentro.

Las investigaciones más representativas para condiciones de esfuerzo controlado en corte simple cíclico fueron presentadas por Andersen (1980), Goulois (1982), Azzouz *et al.* (1989), Ansal y Erken (1989), Díaz-Rodríguez (1993), McCarron *et al.* (1995), Lefebvre y Pfendler (1996), entre otros. La metodología de evaluación del comportamiento cíclico en estos trabajos se tomó como base para el presente estudio y se expone en el Capítulo 5.

Resistencia bajo carga cíclica

La resistencia bajo carga cíclica de los suelos se ha estudiado siguiendo varios criterios, sin embargo, el fin común es el conocimiento de la deformación cíclica o esfuerzo cíclico máximo que puede aplicarse al suelo sin inducir la falla bajo el criterio elegido.

La primer propuesta en este sentido es de Larew y Leonards (1962) quienes identifican un nivel crítico de esfuerzo repetido, bajo el cual no se presenta falla en el suelo. Posteriormente se desarrollaron varios trabajos que definen este umbral de acuerdo con diferentes criterios. Por ejemplo:

- Seed y Chan (1966) definen dicho umbral a partir de la combinación de un esfuerzo sostenido y uno cíclico. Dicho criterio es empleado también por Goulois (1980), Houston y Herrmann (1980), Malek *et al.* (1989), McCarron *et al.* (1995) y Andersen *et al.* (2008) para definir una envolvente de falla en suelos bajo diferentes modos de corte y un cierto número de ciclos (Figura 2.20).
- Sangrey *et al.* (1969) demuestran la existencia de un nivel crítico de esfuerzo repetido en términos de esfuerzos efectivos. Para esfuerzos menores a éste, el comportamiento del suelo es elástico y se alcanza un estado de equilibrio, sobre este nivel de esfuerzos, se presentan deformaciones no recuperables.
- Lefebvre *et al.* (1989) encuentran un umbral de estabilidad para carga cíclica en una arcilla sensitiva de la Bahía de Hudson, el cual se define como el nivel de esfuerzos para el cual el suelo no sufre falla independientemente del número de ciclos.

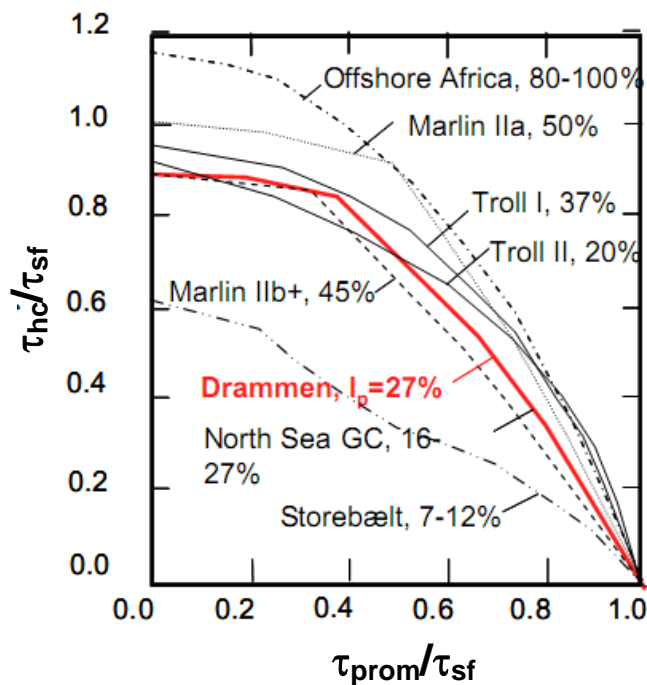


Figura 2.20 Influencia del esfuerzo cortante de consolidación (τ_{prom}) en la resistencia cíclica al cortante (τ_{hc}) para alcanzar la falla en 10 ciclos bajo condiciones de corte simple cíclico en suelos normalmente consolidados. Esfuerzos normalizados con respecto a la resistencia monótonica al cortante (τ_{sf}) (adaptado de Andersen *et al.*, 2008)

Bajo esta serie de observaciones, se puede precisar la existencia del umbral de degradación, γ_{td} , (Figura 2.17) definido como la deformación que genera una decisiva degradación de la estructura del suelo. Bajo este umbral, se presenta un equilibrio histerético, mientras que la generación de presión de poro tiende a estabilizarse. Aunque su obtención se basa en pruebas bajo condiciones de esfuerzo controlado, algunos autores han inferido la deformación angular umbral de algunos suelos: $\gamma_{td} = 0.5\%$ a 0.9% para la arcilla sensitiva de la Bahía de Hudson (Lefevbre 1989); $\gamma_{td} \approx 2\%$ (máximo) para suelos marinos (Houston y Herrmann, 1980); $\gamma_{td} \approx 3\%$ para el suelo de la Ciudad de México (Díaz Rodríguez y Santamarina, 2001).

La zona de grandes deformaciones está representada por un comportamiento no-lineal degradable y grandes pérdidas de energía. El umbral de flujo, γ_{tf} , define la deformación para la cual el espécimen presenta un comportamiento viscoplastico. La metodología para definir este umbral fue propuesta por Okur y Ansal (2007).

2.5.3 Comportamiento cíclico de suelos intermedios

El problema que se presenta al evaluar la susceptibilidad de falla cíclica en las mezclas caolín-diatomita deriva de que el comportamiento aislado de dichos materiales es dependiente de diferentes factores. Para la diatomita, que se puede considerar como un material fino no plástico, los factores más importantes que influyen en su comportamiento cíclico son: la distribución granulométrica, compacidad relativa y esfuerzo confinante inicial. Por otro lado, el

comportamiento cíclico del caolín es evaluado principalmente por su plasticidad e historia previa de esfuerzos, así como otros factores ya enlistados en la Tabla 2.1.

Los suelos intermedios o mezclados son aquellos que contienen finos plásticos o no plásticos (arcillas o limos) mezclados con materiales granulares (limos, arenas o gravas). En la literatura existen un gran número de investigaciones que presentan el efecto de finos plásticos y no plásticos en la susceptibilidad de licuación de arenas, las cuales se han centrado en definir la transición del comportamiento cíclico arena-arcilla para un contenido de finos en arena no mayor al 30%. (Guo y Prakash, 1999; Polito, 1999; Georgiannou y Hight, 1991; Thevanayagam y Martin, 2002; Boulanger e Idriss, 2004)

Debido a que no hay investigaciones disponibles en relación al comportamiento cíclico de mezclas arcilla-microfósiles, se revisaron algunos trabajos dirigidos a estudiar las mezclas entre materiales finos plásticos y granulares, bajo un amplio rango de proporciones. Los más significativos en este sentido son:

- Existen algunos estudios relacionados con el comportamiento cíclico de suelos con esqueletos de naturaleza calcárea no cementados, sin embargo, no presentan la influencia de estos fósiles en las propiedades dinámicas del suelo. En general se han enfocado a evaluar su comportamiento debido a la trituración que presentan bajo ciertos niveles de esfuerzo vertical y han verificado que la resistencia cíclica de estos suelos decrece al aumentar el esfuerzo vertical aplicado y por lo tanto el grado de trituración de los sedimentos (Hyodo *et al.* 1996).
- Jafari y Shafiee (2004) realizaron una serie de pruebas monotónicas y cíclicas sobre muestras caolín-arena y caolín-grava en proporciones de 0% al 60% del material granular en la matriz arcillosa. De acuerdo con sus observaciones, aún cuando la resistencia monotónica al esfuerzo cortante aumenta junto con el contenido de material granular en la mezcla, su resistencia ante una deformación cíclica es menor, debido a que se incrementa la presión de poro generada.
- Prakasha y Chandrasekaran (2005) realizaron mezclas de arena-arcilla con contenidos de arena de 0, 10, 30, 50, 70 y 90% en peso, ensayadas bajo condiciones triaxiales estáticas y dinámicas. De acuerdo con los resultados obtenidos la inclusión de arena en arcilla produce un incremento en el ángulo de fricción y en la presión de poro residual, lo cual se tradujo en disminución de la resistencia al cortante no drenada. Por otro lado, la inclusión de arcilla en arena genera una estructura metaestable aún cuando la estructura global del suelo permanece muy suelta. Algunos de los

resultados encontrados durante la etapa cíclica se comparan con los obtenidos en el Capítulo 5

- Monkul y Ozden (2005) en mezclas caolín-arena definieron un contenido de finos de transición (FC_t). Para contenidos de caolín menores a FC_t el comportamiento durante el proceso de consolidación y aplicación de esfuerzo cortante es controlado por las partículas de arena, mientras que para contenidos de caolín mayores a FC_t , es la fracción fina la que controla el comportamiento. El valor de FC_t para estas mezclas se encontró en el rango de 19% a 34%.
- Gratchev *et al.* (2006) a partir de mezclas arcilla-arena, proponen diferentes mecanismos de licuación relacionados con el arreglo estructural de las partículas, contenido de arcilla, mineralogía y plasticidad. Encontraron que el tipo de enlace que se forma entre las partículas de arena y arcilla tienen una influencia considerable en su comportamiento cíclico.

A lo largo del Capítulo 5 se retoman algunas de estas observaciones junto con las de otros autores, para explicar la influencia de los microfósiles diatomáceos en la resistencia cíclica del caolín.

2.5.4 Comportamiento post-cíclico de suelos

Existen diferentes criterios para evaluar el comportamiento post-cíclico de un suelo. En la literatura se han presentado muy variados resultados con respecto a este problema ya sea en términos del comportamiento esfuerzo-deformación post-cíclico o de la resistencia al cortante post-cíclica.

Entre los autores que han presentado el efecto de la disminución del esfuerzo efectivo y la degradación de la resistencia y rigidez no drenada del suelo, debido a una carga cíclica se encuentran Thiers y Seed (1968), Castro y Christian (1976), Koutsoftas (1978), Andersen *et al.* (1980), Matsui *et al.* (1980, 1992), Yasuhara *et al.* (1992), entre otros. En estos estudios se han identificado diferentes comportamientos y niveles de degradación post-cíclicos, sin embargo, no se presenta un criterio unificado para su evaluación.

De forma particular, los resultados en este estudio fueron analizados a partir de la propuesta realizada por Díaz-Rodríguez (1989) para definir la relación de esfuerzos umbral de degradación, definida como la relación de esfuerzos (τ_{hc}/τ_{sf}) bajo la cual se presenta un efecto despreciable en resistencia al cortante post-cíclica, después de aplicar 100 ciclos de esfuerzo.

Sus estudios en el suelo de la Ciudad de México indicaron que dicho umbral se encuentra alrededor de $\tau_{hc}/\tau_{sf} \approx 0.80$.

Yasuhara (1994), Yasuhara y Hide (1996) y Yasuhara *et al.* (2003), propusieron un análisis de la degradación de la resistencia y rigidez pos-cíclica a partir de la generación de presión de poro al final de la etapa cíclica. Dicho criterio fue evaluado para un gran número de suelos con diferentes plasticidades, incluidos los de algunos estudios mencionados anteriormente, encontrando una correlación adecuada entre estos parámetros. En el Capítulo 5 se analizan los resultados obtenidos a partir de este criterio.

2.6 Resumen

Las diatomeas son algas unicelulares que viven en casi todos los ambientes acuáticos y semi-acuáticos. En particular difieren de otros organismos unicelulares debido a que están formadas por un esqueleto silíceo o frústula. Su existencia y abundancia están directamente relacionadas con la actividad volcánica o tectónica de la zona ya que la ceniza volcánica aporta los minerales necesarios para su desarrollo. Cuando estos organismos mueren, un limitado porcentaje de sus esqueletos son incorporados a los sedimentos marinos o lacustres para formar suelos diatomáceos o bien diatomita.

Los suelos diatomáceos presentan propiedades físicas y mecánicas que no pueden ser explicadas de manera adecuada usando el conocimiento y relaciones convencionales derivadas de la experiencia en suelos sedimentarios orgánicos e inorgánicos.

Debido a la intrincada geometría, rugosidad y la alta porosidad de los microfósiles diatomáceos, su presencia en un suelo puede influenciar significativamente su comportamiento geotécnico. De acuerdo con la bibliografía revisada, los suelos diatomáceos se caracterizan por presentar: un alto contenido de agua natural, baja densidad, alta permeabilidad, alta compresibilidad al sobrepasar el esfuerzo de fluencia (σ_y), así como resistencias al cortante y ángulos de fricción interna inusualmente altos en relación con la mayor parte de los suelos sedimentarios.

Además de los microfósiles diatomáceos, algunos de los elementos presentes en un suelo arcilloso que le pueden proporcionar propiedades geotécnicas inusuales en relación con otros suelos sedimentarios son: partículas de limo o arena, microfósiles de origen calcáreo y elementos alargados orgánicos o inorgánicos. La interacción entre de uno o más de estos elementos, además de los efectos de tiempo, cementación, y otros fenómenos físico-químicos

presentes en el suelo, generan un comportamiento complicado el cual, sin embargo, puede ser evaluado a partir de experimentos controlados donde sólo se modifique uno de estos elementos.

Debido a que actualmente no se cuenta con información referente a la influencia de las diatomeas en el comportamiento cíclico de los suelos, este trabajo presenta una serie de resultados en mezclas caolín-diatomita bajo condiciones de corte simple cíclico, cuyo análisis se realiza con base en procedimientos convencionales para pruebas de esfuerzo cíclico controlado y observaciones realizadas en suelos intermedios, los cuales contienen finos plásticos o no plásticos mezclados con materiales granulares.

Programa experimental: equipo, materiales y metodología

3.1 Introducción

En este capítulo se presenta información de la etapa experimental y del procesamiento de datos que se llevó a cabo durante este estudio. Inicialmente se describen las características generales del equipo de corte simple empleado para el desarrollo de los ensayos, así como las ventajas y limitaciones de su uso. Posteriormente se describe el proceso de elaboración de las mezclas caolín-diatomita y las características de estos materiales. En secciones subsecuentes se describen los procedimientos de obtención de propiedades en las mezclas y los de ensaye monotónico pre-cíclico, cíclico y monotónico post-cíclico. Los detalles del programa experimental se presentan al final del capítulo.

Todos los ensayos que se presentan en esta tesis se realizaron en el Laboratorio de Dinámica de Suelos de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México.

3.2 Equipo de corte simple

El aparato de corte simple fue desarrollado con la finalidad de evaluar el comportamiento esfuerzo-deformación de los suelos bajo condiciones de deformación de corte simple. Su empleo para el estudio de problemas en ingeniería incluye:

1. Comportamiento de suelos en la cimentación de terraplenes.

2. Corte de elementos de suelo adyacentes a pilotes.
3. Cargas dinámicas sobre pavimentos.
4. Licuación de suelos.
5. Cargas cíclicas en pilas de cimentación sujetas a la acción de vientos y oleaje.
6. Estudio de la interface entre el suelo y otros materiales de construcción.

3.2.1 Definición

Cuando un elemento se encuentra sujeto a dos esfuerzos principales iguales y opuestos, con un tercer esfuerzo principal igual a cero, se dice que este elemento se encuentra en un estado de esfuerzo cortante puro. Si la orientación de dicho elemento se rota 45°, entonces las caras del elemento estarán sujetas solamente a esfuerzos cortantes (Figura 3.1). El término corte puro puede emplearse entonces, para referirse a un estado de deformación cortante pura, es decir, una condición de deformación plana donde la contracción uniforme en una dirección es acompañada por una extensión uniforme en la otra dirección, considerando que el volumen del elemento se mantiene constante.

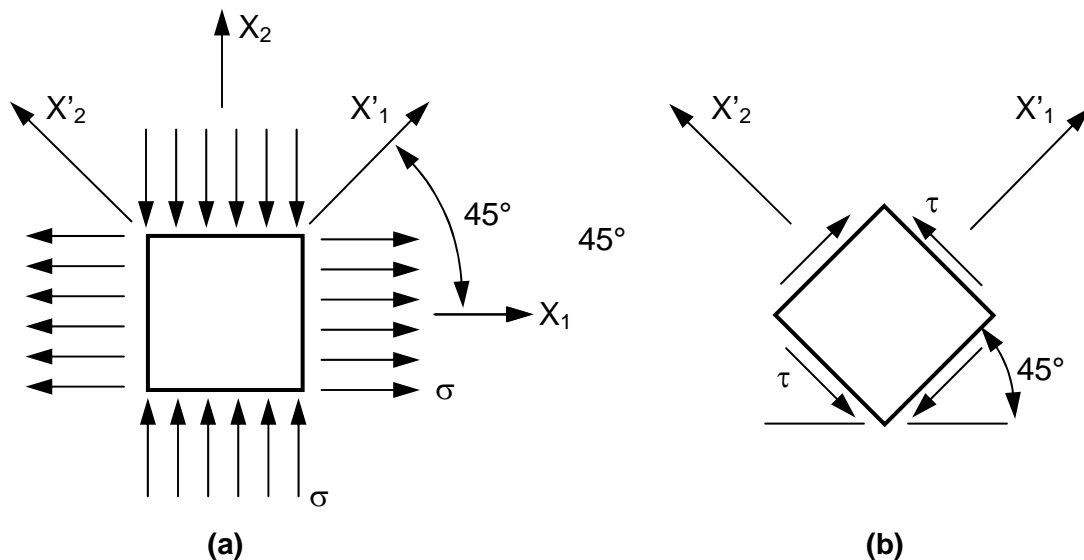


Figura 3.1 (a) Corte puro en un punto; (b) Ejes rotados 45° (DeGroot *et al.* 1992)

El término corte simple se refiere solamente al estado de deformaciones. Es decir, un estado de deformación plana bajo volumen constante, en el que un elemento se deforma solamente en una dirección. Durante la deformación, la altura del elemento permanece constante, por lo tanto, los lados del elemento se prolongan. Para deformaciones pequeñas, la condición de corte puro es igual la deformación por corte simple más una rotación (Figura 3.2).

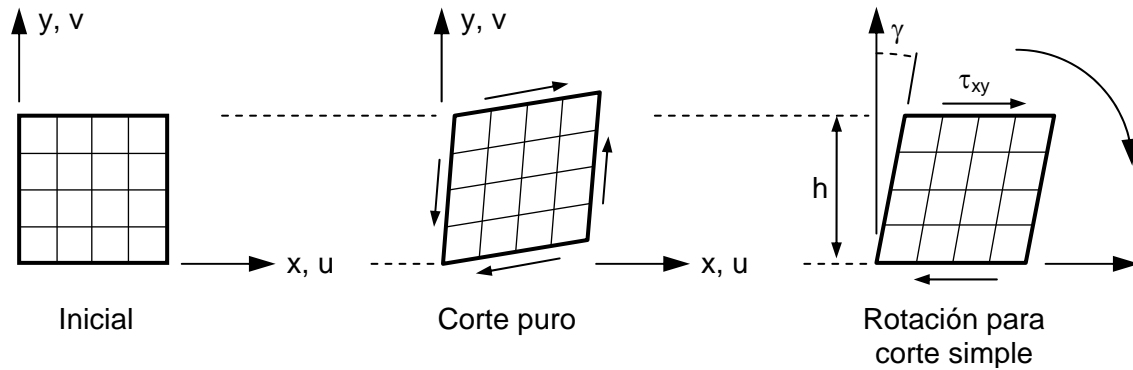


Figura 3.2 Rotación de corte puro a corte simple (DeGroot *et al.* 1992)

Por lo tanto, el corte simple en el plano x, y se presenta al cumplirse condiciones siguientes:

$$\frac{\partial u}{\partial x} = \frac{\partial v}{\partial y} = 0 \quad (3.1)$$

$$\frac{\partial u}{\partial y} \neq 0 \quad (3.2)$$

Donde u y v representan los desplazamientos en las direcciones x , y respectivamente. De esta forma, en un espécimen bajo condiciones no drenadas de corte simple, las condiciones en las fronteras inferior y superior serán: $u = \pm \gamma h$, $v = 0$, $\tau_{xy} \neq 0$; mientras que en las paredes del espécimen serán: $u = \pm \gamma h$, $v = 0$, $\tau_{xy} = 0$.

3.2.2 Aspectos generales del equipo de corte simple

Algunas de las ventajas que ofrece el empleo de este equipo, comparado con otros aparatos, son:

1. Durante la consolidación, antes de la etapa de corte, se pueden obtener las curvas de compresión y el coeficiente de consolidación, al igual que en una prueba odométrica convencional.
2. Los valores medidos del máximo esfuerzo cortante horizontal ($\tau_h \text{ max}$), ofrecen una estimación confiable de la resistencia al corte no drenada (c_u) (Ladd y Foott 1974, Ladd *et al.* 1977).
3. Los valores del módulo de Young no drenado (E_u), son un buen indicador del potencial de desplazamiento debido a las deformaciones de corte no drenadas *in situ* (Laad *et al.* 1977).

-
4. Las pruebas son fáciles de realizar y son menos susceptibles a errores experimentales. La cantidad de suelo empleada, es menor comparada con pruebas triaxiales.

Por otro lado, el equipo también presenta algunas desventajas que han sido revisadas por un gran número de investigadores, a continuación se enumeran algunas de ellas:

1. El aparato de corte simple es incapaz de imponer esfuerzos normales y de corte uniformes al espécimen, además de que no se pueden aplicar esfuerzos de corte complementarios en los costados de la probeta (Figura 3.3).
2. Durante el corte simple, se generan condiciones de no uniformidad de esfuerzos en las fronteras del espécimen. La importancia de esta característica ha sido investigada desde el punto de vista teórico y numérico (Roscoe 1953, Duncan y Dunlop 1969, Lucks *et al.* 1972, Prévost y Hoeg 1976) y a partir de resultados experimentales (Vucetic y Lacasse 1982, 1984, Airey y Wood 1984, 1987). De estos últimos, se constató que la concentración de esfuerzos en los bordes del espécimen se sobreestiman con los análisis teóricos y de acuerdo con Airey y Woods, la uniformidad de esfuerzos es mejor en el corte simple en comparación con el aparato triaxial estándar para deformaciones grandes, debido al ensanchamiento de las probetas cerca de la falla.

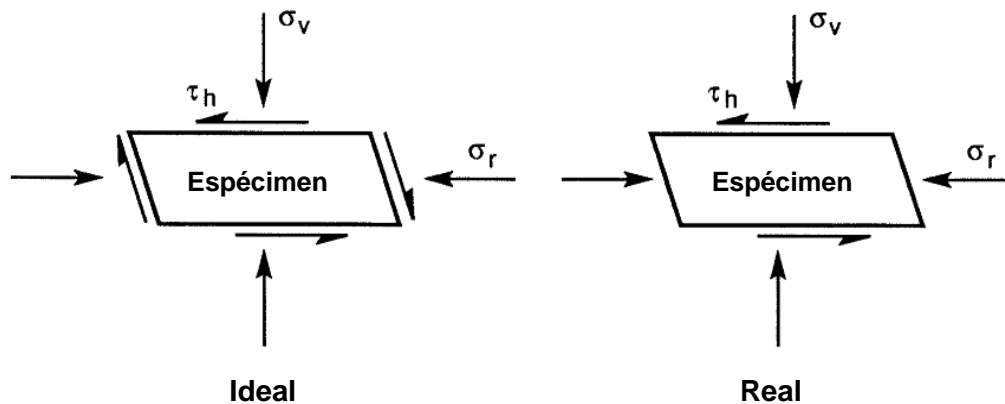


Figura 3.3 Comparación entre los esfuerzos ideales que deben ser impuestos para obtener el corte simple y el estado de esfuerzos real (DeGroot *et al.* 1992)

3. En la mayor parte de los dispositivos de corte simple, no se tiene información suficiente para construir el círculo de Mohr de esfuerzos a la falla, ya que sólo se cuenta con los valores de esfuerzo vertical efectivo (σ'_v) y esfuerzo cortante horizontal (τ_h), es decir, sólo un punto del círculo de Mohr. Ladd y Edgers (1972) y posteriormente DeGroot (1989), presentaron una revisión y evaluación de los diferentes criterios de falla para determinar el ángulo de fricción en suelos cohesivos.

3.2.3 Equipo empleado

El equipo de corte simple directo y cíclico empleado, es de tipo NGI (Norwegian Geotechnical Institute) y está basado en el diseño inicialmente presentado por Bjerrum y Landva (1966), por otro lado, el dispositivo de confinamiento horizontal corresponde al empleado en el aparato SGI (Royal Swedish Geotechnical Institute), desarrollado por Kjellman (1951). Las características principales del equipo se describen a continuación.

- **Cámara de corte simple**

La cual consiste de dos componentes, la base y el cabezal, ambos con una sección transversal circular con diámetro de 71.2 mm. La base sobre la cual se coloca el espécimen, está compuesta por un pedestal que permite el movimiento vertical de la probeta para su correcto acoplamiento con el cabezal, la base contiene conexiones que permiten el drenaje durante la prueba. El cabezal es el elemento que transmite el movimiento horizontal durante la prueba e igualmente cuenta con una conducción para el drenaje de la probeta (Figura 3.4).

La base y el cabezal alojan una piedra porosa que permite el drenaje durante la etapa de consolidación y permiten su conexión a un baño de agua durante la prueba para prevenir el secado por evaporación. Adicionalmente, la base y cabezal constan de un sistema de agujas metálicas de 1.5 mm de largo dispuestas sobre su superficie, cuya finalidad es transferir correctamente el esfuerzo cortante aplicado al espécimen, evitando el deslizamiento entre interfaces.

Como medio de confinamiento lateral, se empleo una membrana de látex en el interior de una serie de anillos de aluminio con recubrimiento de teflón, apilados para obtener una altura de probeta de 20 mm. Los anillos tienen un espesor de 1 mm (1/10 del espesor de la probeta), lo cual permite una deformación relativamente uniforme durante la etapa de corte. La preferencia por los anillos de aluminio sobre la membrana de látex reforzada con alambre, se basa en que los primeros no requieren de un reemplazo periódico y pueden ser usados para un rango mayor de esfuerzos de consolidación. Adicionalmente, la resistencia durante la etapa de corte que presentan ambos métodos de confinamiento son mínimos y las diferencias entre los resultados obtenidos en arcillas y limos de baja plasticidad, son despreciables (Baxter *et al.* 2002).

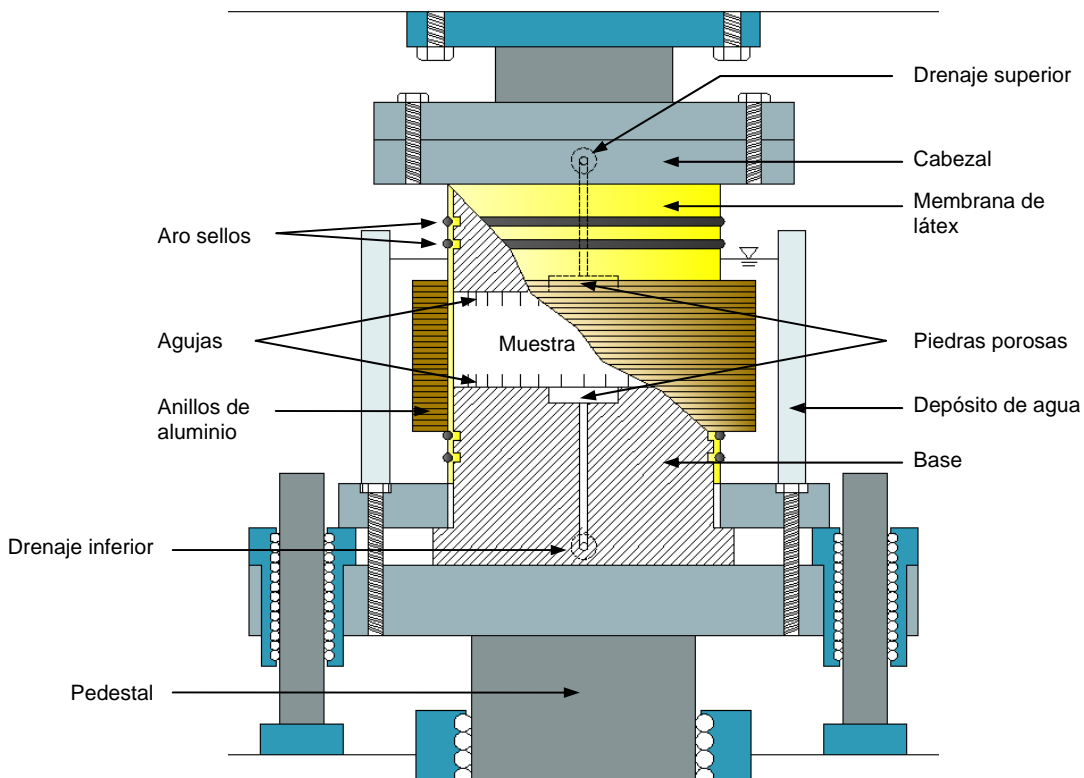


Figura 3.4 Cámara de corte simple y confinamiento lateral

- **Dispositivos de carga**

El dispositivo de carga vertical consta de un pistón neumático que induce el movimiento de un vástago acoplado a la base donde se instala el espécimen. El pistón es capaz de mantener constante la carga sobre la probeta durante toda la etapa de consolidación, además, el sistema presenta la rigidez necesaria para conservar las superficies, de la base y el cabezal, en posición paralela durante la prueba.

Debido a que el tipo de pruebas ejecutadas son a volumen constante, se empleó un dispositivo de control pasivo de la altura de la probeta, el cual consiste en un seguro que impide el movimiento en dirección axial a la probeta. Este mecanismo se ubica en el vástago vertical, entre el pistón y la base de la probeta.

El dispositivo de corte horizontal monotónico, actúa bajo deformación controlada y está constituido por un motor eléctrico y un tren de engranes que permiten velocidades de deformación angular de 75, 37.5, 15, 7.5, 3.75, 1.5, 0.75, 0.375, 0.15 y 0.075 %/h.

El dispositivo de carga horizontal cíclica está constituido por un pistón neumático de doble acción, el cual es capaz de mantener el esfuerzo cíclico máximo y promedio constante durante la etapa de falla cíclica. La respuesta de dicho dispositivo se considera aceptable para la frecuencia de carga empleada durante las pruebas (0.5 Hz).

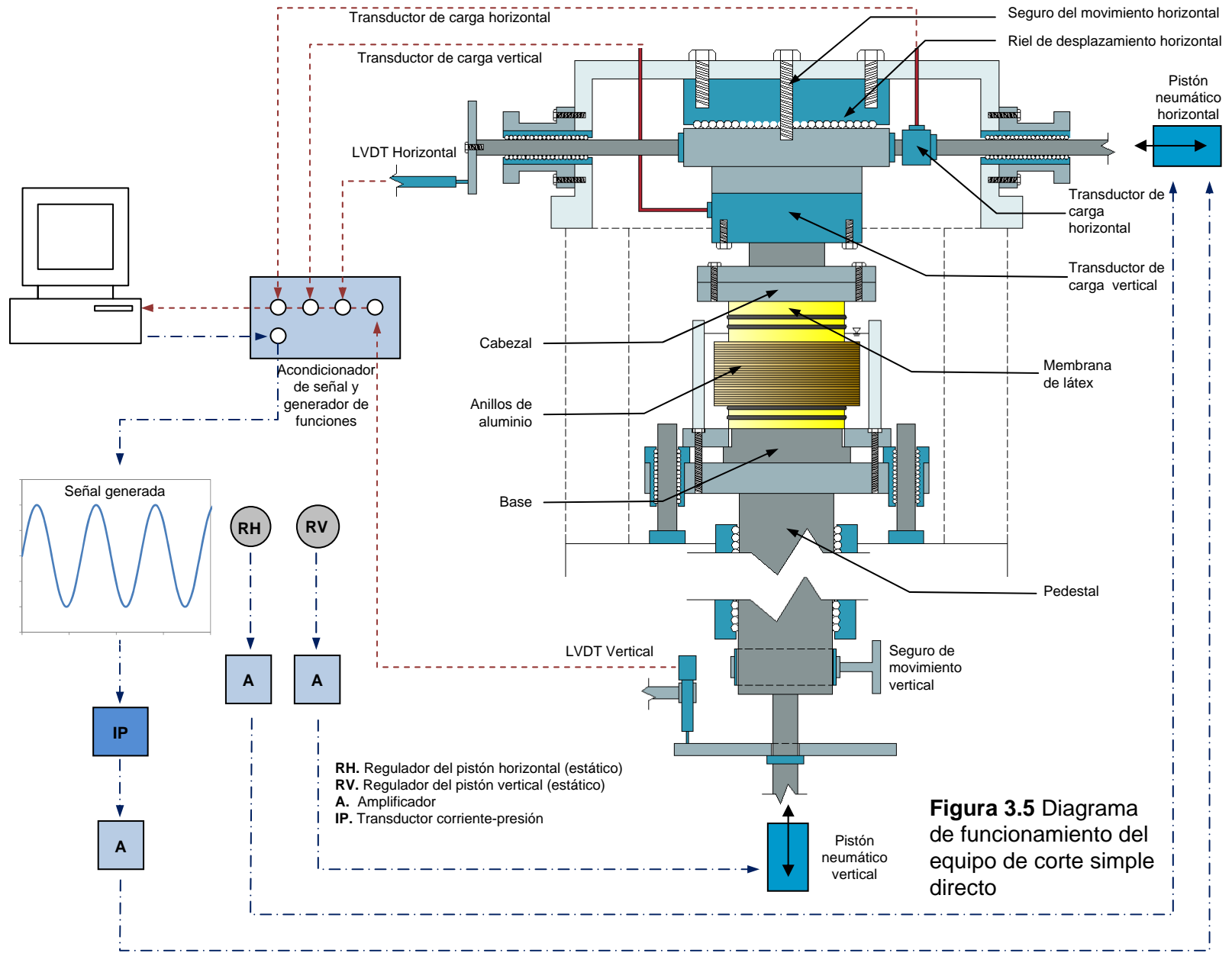
Un riel de desplazamiento horizontal, ubicado en el cabezal superior del equipo de corte simple, permite que el movimiento horizontal durante la etapa de corte se produzca manteniendo el cabezal paralelo a la base del equipo sin presentar deflexiones. El sistema permite un máximo de 40% de deformación angular para probetas de 20 mm de alto.

Los detalles y ubicación de los dispositivos descritos se pueden ver en la Figura 3.5.

- **Medición de esfuerzos y deformaciones**

La medición de las fuerzas aplicadas por los dispositivos de carga horizontal y vertical, se realiza a través de celdas de carga. Su posición permite que los errores por fricción en los elementos de aplicación de carga sean despreciables, ya que las celdas se encuentran acopladas directamente al cabezal sobre la probeta (Figura 3.5). El rango de carga sobre el que trabajan de manera adecuada ambas celdas, es suficiente para los esfuerzos solicitados durante la etapa experimental y sobrepasan por $\pm 5\%$ los esfuerzos máximos aplicados. La celda de carga vertical tiene un rango de trabajo de 1 kg a 200 kg y la horizontal de -30 kg a 100 kg. Ambas celdas se encuentran alineadas con los respectivos dispositivos de carga horizontal y vertical, eliminando de esta forma cualquier error por excentricidad de la carga aplicada.

Para la medición de los cambios de altura en la probeta y los desplazamientos durante la etapa de corte monotónico y cíclico, se emplearon transductores de desplazamiento lineal (LVDT- Linear Variable Differential Transformer). El LVDT vertical dispone de una carrera de 10 mm y una resolución de 0.002 mm, con este dispositivo se registró el cambio en la altura de probeta durante la etapa de consolidación, los cuales no sobrepasaron los 3 mm. Para el LVDT horizontal la carrera es de 15 mm con una resolución de 0.003 mm, lo cual es suficiente para medir las deformaciones angulares máximas ($\gamma = \pm 10\%$) y las variaciones de ésta durante de la prueba. La ubicación de los dispositivos de medición de desplazamiento se muestra en la Figura 3.5



- **Control de la prueba y adquisición de datos**

La aplicación de los incrementos de carga vertical durante la prueba, se fijan mediante un regulador de presión, la magnitud de esta fuerza se ajusta a partir de los valores de la celda de carga vertical, que se visualizan en un monitor digital desplegado por computadora.

La carga cíclica horizontal es controlada vía computadora, la cual está equipada con una tarjeta de adquisición de datos. La señal generada se convierte en presión mediante un transductor IP (corriente-presión) y posteriormente se amplifica para activar el pistón de doble acción (Figura 3.5). El equipo está adaptado para trabajar bajo condiciones de esfuerzo sinusoidal controlado con una frecuencia de 0.5 Hz. La adquisición de datos para la etapa cíclica se realiza a una frecuencia de muestreo de 9 Hz. Posteriormente se interpolan a 50 Hz (100 datos por ciclo) para el análisis de los lazos de histéresis, el cual se realiza mediante una secuencia desarrollada en Matlab^{MR}.

El sistema de captura de datos consta de una tarjeta de adquisición de 12 bits, la cual registra automáticamente los valores medidos por las celdas de carga y transductores de desplazamiento en una hoja de cálculo, en los intervalos que el usuario especifique. Este sistema se emplea durante todas las etapas de ensaye.

3.2.4 Calibración

Corrección por fricción y resistencia del confinamiento lateral

Durante la etapa de corte no drenado, se presentan efectos de resistencia debido al confinamiento horizontal que ofrecen los anillos de aluminio y la membrana de látex. Para cuantificar estos efectos y restarlos de la fuerza horizontal medida, se realizó la calibración del equipo utilizando agua como espécimen, con una altura de probeta igual a 20 mm. Se aplicó fuerza vertical a la muestra y posteriormente el desplazamiento de corte hasta alcanzar una deformación angular de 30%. La respuesta de la celda de carga horizontal se graficó contra la deformación angular como se muestra en la Figura 3.6. Se emplearon dos esfuerzos verticales diferentes, 2.5 kPa y 25 kPa, para esfuerzos mayores a este último, los aro-sellos que soportan la membrana de látex se deslizaron.

Típicamente la componente de resistencia intercepta con cero para un desplazamiento nulo, sin embargo, los resultados sugieren que la resistencia tiene un componente inicial de fricción y posteriormente un incremento lineal debido al confinamiento lateral. Se puede observar en la Figura 3.6 que la corrección que debe ser aplicada disminuye cuando el esfuerzo vertical

aplicado aumenta, estos resultados concuerdan con los de otros programas experimentales publicados (Ladd y Edgers 1972, Baxter *et al.* 2002).

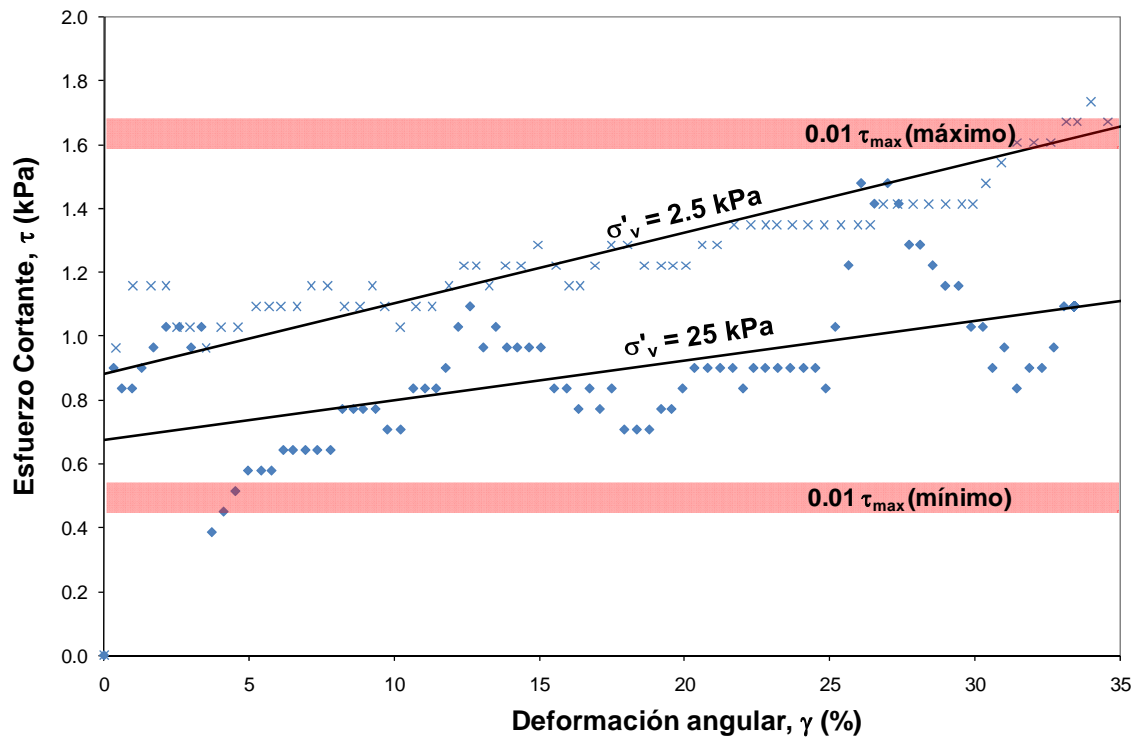


Figura 3.6 Corrección por resistencia del confinamiento lateral

De acuerdo con la norma ASTM D 6528-00, esta corrección debe aplicarse si la resistencia medida excede el 1% del valor del cortante a la falla. En la figura 3.5, se muestran dos bandas que representan el 1% del cortante máximo (τ_{max}) medido durante las pruebas. El valor máximo corresponde a las muestras normalmente consolidadas ($0.01\tau_{max} \approx 1.6$ kPa) y el mínimo a las preconsolidadas ($0.01\tau_{max} \approx 0.5$ kPa).

Tomando en cuenta las observaciones anteriores y para uniformizar la corrección de los resultados, se consideraron los datos obtenidos para un esfuerzo vertical efectivo de 25 kPa. Por lo tanto, el esfuerzo cortante horizontal aplicado durante las pruebas, descontando el esfuerzo por fricción y resistencia del confinamiento lateral, se expresa con la siguiente ecuación

$$(\tau_h)_{cor} = (\tau_h) - 0.6768 - 0.0124(\gamma) \tag{3.3}$$

Donde:

$(\tau_h)_{cor}$ = Esfuerzo cortante horizontal corregido (kPa)

τ_h = Esfuerzo cortante horizontal determinado a partir de la lectura de la celda de carga (kPa)

0.6768 = Fricción horizontal del sistema (kPa)

γ = Deformación angular en %

3.3 Material utilizado

3.3.1 Caolín

El caolín empleado durante la etapa experimental es distribuido en México por Koprino S.A. de C.V. y producido por Feldspar Corporation. Es conocido comercialmente como Caolín EPK (Edgar Plastic Kaolin), el cual es un caolín secundario, lavado en agua, extraído y procesado en Edgar, Florida. El análisis químico de este material se presenta en la Tabla 3.1.

Tabla 3.1 Análisis químico del caolín EPK

SiO ₂	45.35%
Al ₂ O ₃	36.87%
Fe ₂ O ₃	0.68%
TiO ₂	0.30%
P ₂ O ₅	0.12%
CaO	0.13%
MgO	0.12%
Na ₂ O	0.04%
K ₂ O	0.39%
SO ₃	0.05%

El contenido de mineral caolinita (OH)₈Si₄Al₄O₁₀, determinado a partir de difracción de rayos X, es de 97%. La gravedad específica y la superficie específica son 2.57 y 22 m²/g respectivamente. Aproximadamente el 65% de las partículas que lo componen son de un tamaño menor de 2µm, en la Figura 3.7 se muestra la distribución granulométrica de este material. Su valor de PH alrededor de 5.8. Este caolín tiene un límite líquido de 56% y un índice de plasticidad de 28%

3.3.2 Diatomita

La diatomita empleada es distribuida en México por el laboratorio J. T. Baker. Su gravedad específica es de 2.32. En la Figura 3.7 se comparan las distribuciones granulométricas para el caolín y la diatomita determinadas con hidrómetro a partir de la norma ASTM D422. Alrededor

del 50% de las partículas son mayores de 10 μm y la mayor parte de éstas son microfósiles de diatomeas céntricas con diferentes grados de alteración, el resto de las partículas son fragmentos de esqueletos e impurezas que no guardan una geometría específica (Figura 3.8).

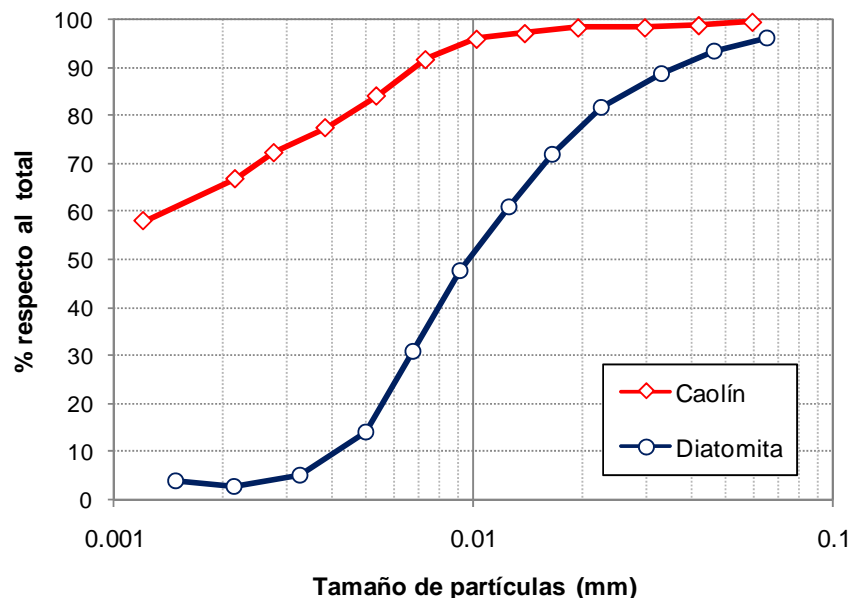


Figura 3.7 Curvas de distribución granulométrica del caolín y la diatomita empleadas en este estudio.

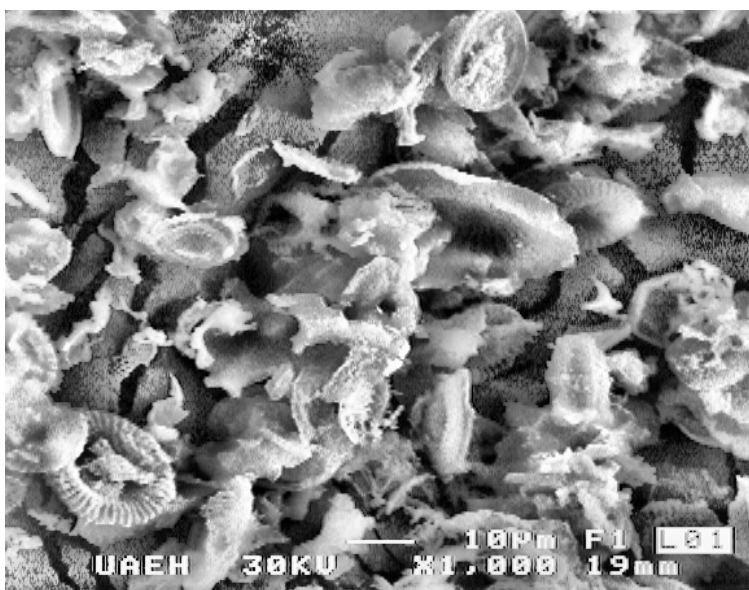


Figura 3.8 Fotomicrografía obtenida mediante microscopio electrónico de barrido (SEM) de la diatomita empleada en este estudio (Centro de Investigaciones Químicas, Universidad Autónoma del Estado de Hidalgo).

La diatomita puede considerarse básicamente inerte ya que su PH se encuentra alrededor de un valor de 6.8. Debido a su naturaleza no cohesiva, no fue posible determinar los límites de Atterberg (líquido y plástico) de los especímenes de diatomita.

3.4 Procedimiento experimental

Durante la etapa experimental se realizaron una serie de pruebas monotónicas pre-cíclicas, cíclicas y monotónicas post-cíclicas, a muestras de caolín mezclado con diatomita en las siguientes proporciones en peso seco: 0% diatomita (100C:0D), 20% diatomita (80C:20D), 40% diatomita (60C:40D), 60% diatomita (40C:60D) y 100% diatomita (0C:100D). Estas mezclas fueron evaluadas con especímenes normalmente consolidados y preconsolidados (OCR=2). La metodología en general, se basó en la norma ASTM D 6528-00 (Corte simple directo consolidado no drenado en suelos cohesivos), a continuación se presentan los detalles de formación de las muestras y características de los ensayos realizados que no se incluyen en dicha norma.

3.4.1 Formación de las muestras caolín-diatomita

El procedimiento para formar las muestras artificiales caolín-diatomita inicia con el pesado de los materiales en condición seca para obtener la proporción deseada. El caolín y la diatomita fueron mezclados en seco, hasta obtener un grado de homogeneidad aceptable. Esto se determinó cuando en la mezcla no se observaron grumos o concentración localizada de cualquiera de los dos materiales.

Posteriormente, el material premezclado en seco, se colocó en una batidora y se mezcló con agua destilada por un lapso de 15 a 20 minutos. El porcentaje de agua necesaria para elaborar cada una de las mezclas, en relación al peso seco del material, fue igual a su límite líquido determinado con cono de caída. El mezclado en estas condiciones permitió que, posteriormente, el material se pudiera colocar adecuadamente dentro de los moldes de consolidación.

Una vez mezclado el material, éste se almacenó y protegió, para evitar pérdida de agua, durante 24h. Una vez terminado este periodo de homogenización del contenido de agua, el material fue colocado en un molde cilíndrico de metal con 12.94 cm de diámetro, 16.37 cm de altura y 0.7 cm de espesor. Para evitar que quedara aire atrapado en el espécimen, el material fue dispuesto en capas y se apisonó hasta tener una superficie uniforme, además, se tuvo cuidado en preparar la superficie de cada capa para asegurar la continuidad entre ellas.

Previamente a la colocación del material dentro del cilindro de consolidación, la superficie interna de estos fue recubierta con un papel encerado resistente al agua, a continuación de una capa de aceite desmoldante a base de silicón. Esta medida fue adoptada con la finalidad de disminuir la alteración de las muestras durante su extracción, además de que la superficie encerada del papel empleado, evitó que se produjera fricción excesiva entre el suelo y dicha superficie durante el proceso de consolidación.

El arreglo para el montaje de muestras en los moldes de consolidación, es similar al empleado para el odómetro convencional. Se colocó una piedra porosa en la parte superior e inferior de la muestra después de un papel filtro para evitar la migración de finos. Posteriormente, en la parte superior de la muestra, se colocó una placa metálica que permitió una distribución homogénea del esfuerzo vertical sobre la superficie del espécimen. La carga axial es aplicada a esta placa mediante un vástago metálico, el cual se centra para evitar excentricidad en la carga mediante un balero que también se ajusta al centro de la placa. Los detalles del dispositivo y arreglo de los moldes de consolidación se muestran en la Figura 3.9.

Después de colocado el espécimen en el dispositivo, se inició la etapa de consolidación unidimensional, la cual consistió en 5 incrementos de carga para obtener esfuerzos verticales de: 15 kPa, 32 kPa, 56 kPa, 87 kPa y 125 kPa. Cada incremento se aplicó por 24 hrs y las deformaciones verticales se monitorearon mediante un transductor de desplazamiento lineal. El último incremento de carga se mantuvo durante 25 días antes de desmontar la muestra. Se tuvo especial cuidado en mantener saturado el espécimen durante las etapas de consolidación, manteniéndolo bajo un tirante de agua constante. El tiempo de consolidación y el esfuerzo vertical empleado, aseguró que las muestras de suelo extraídas tuvieran una consistencia adecuada para ser labradas minimizando su alteración. Debido al considerable tiempo de consolidación empleado, se tuvo precaución de substituir regularmente el agua empleada para la saturación del espécimen, con lo cual se minimizaron las alteraciones en el PH del fluido entre las partículas de suelo.

Finalizado el periodo de consolidación, se extrajo la muestra del cilindro de consolidación, para ello fue necesario deslizar el papel encerado junto con la muestra por las paredes del molde metálico hasta recuperarlos, posteriormente sólo fue necesario cortar el papel de cobertura para trabajar con el material consolidado.

El material consolidado se cortó en muestras de 11 cm de diámetro y 3 cm de altura, lo cual representa una dimensión 50% mayor en relación con la probeta que se empleará finalmente en el corte simple, de esta manera se disminuyen los errores por alteración del espécimen.

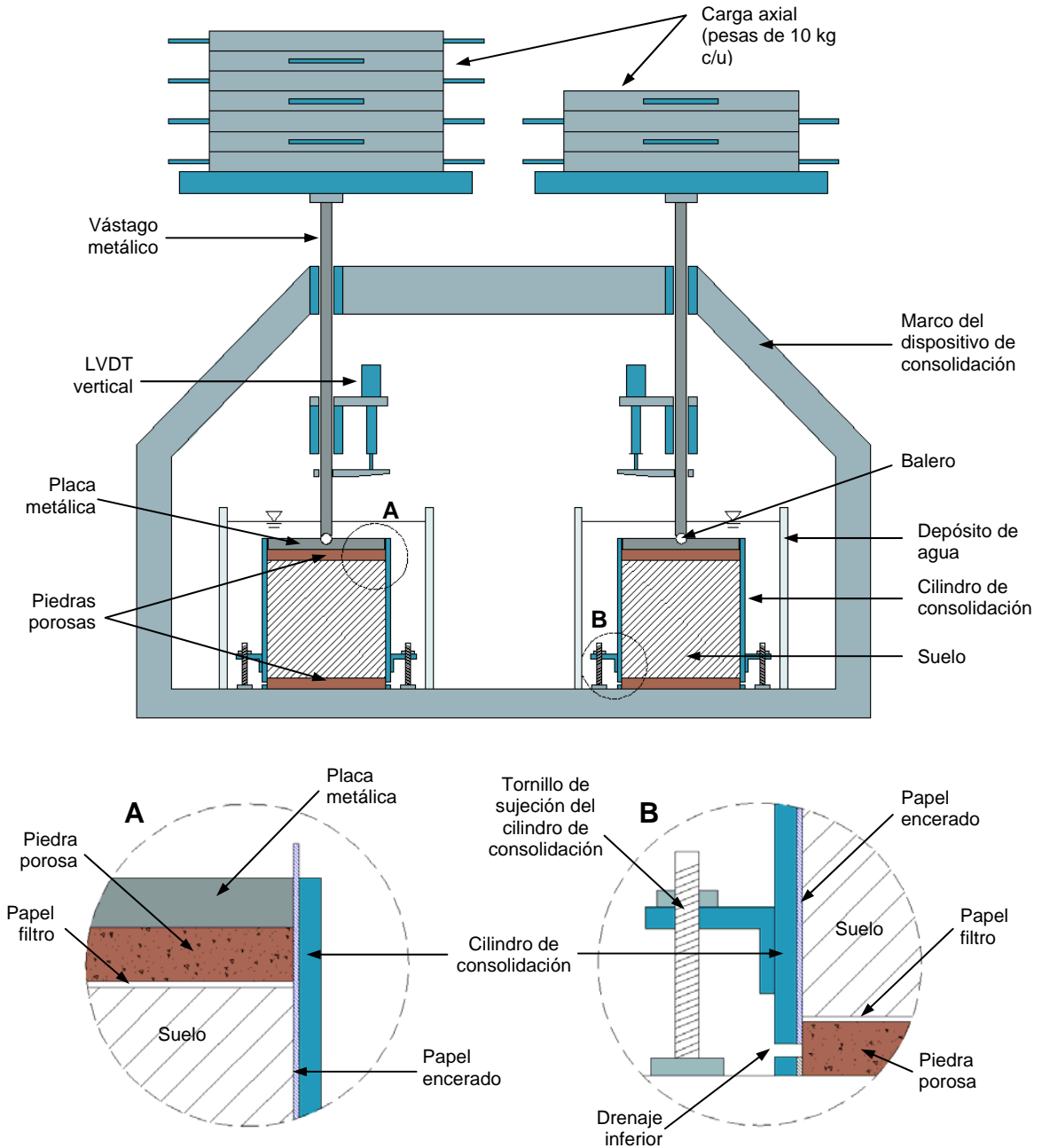


Figura 3.9 Molde y dispositivo de consolidación

Las muestras se conservaron en anillos de PVC con las mismas dimensiones, se protegieron para evitar pérdidas en su contenido de agua y se almacenaron en el cuarto húmedo hasta el día de su ensaye. El periodo máximo en el que las muestras permanecieron en el cuarto húmedo no excedió los 10 días.

Como parte del programa experimental, se elaboraron muestras con 100% de diatomita, para las cuales no se siguió el procedimiento anterior. Al ser un material no plástico, el proceso de consolidación previa no fue suficiente para que las muestras mantuvieran una estructura estable, por lo tanto, las probetas de este material se formaron directamente en el aparato de corte simple. Para estos casos se tuvo cuidado en mantener la cantidad de diatomita, contenido de agua y altura de la probeta constante para todas las pruebas.

3.4.2 Propiedades índice

Previo al ensaye mecánico de las muestras caolín-diatomita, se realizó una serie de pruebas índice a cada una de ellas. A continuación se presentan los procedimientos empleados y las normas revisadas para su ejecución.

- *Contenido de agua.* Obtenido antes y después de cada uno de los ensayos empleando la norma ASTM D 2216.
- *Gravedad específica.* Se obtuvo para las 5 muestras empleadas, con diferentes contenidos de diatomita, a partir del método ASTM D 854.
- *Límite líquido.* Determinado a partir del cono de caída inglés (30° de ángulo en el cono y 80 g de peso) bajo el estándar británico BS 1377-2 (Head 1992)
- *Límite plástico.* Se determinó rolando una porción de suelo siguiendo el método descrito en la norma ASTM D 4318
- *Distribución del tamaño de partículas.* Debido al tamaño promedio de las partículas de caolín y diatomita (menor de 75 μm), su análisis se realizó mediante sedimentación, empleando un hidrómetro para la obtención de datos. La norma de referencia empleada fue la ASTM D 422-63

3.4.3 Montaje de las muestras

Las muestras previamente almacenadas en anillos de PVC se labraron hasta obtener probetas de 71.2 mm de diámetro por 20 mm de altura. Para ello se empleó una plataforma giratoria y un arco con alambre, con el cual se fue reduciendo el diámetro de la muestra hasta una dimensión cercana a los 20 mm. Posteriormente se hincó gradualmente un anillo de corte y confinamiento en la muestra y finalmente se perfilaron las superficies superior e inferior del espécimen (Figura 3.10). Se determinó el contenido de agua antes de la prueba, peso seco de la muestra y relación de vacíos inicial. Otros detalles de este proceso se ejecutaron de acuerdo con la norma ASTM D 6528.

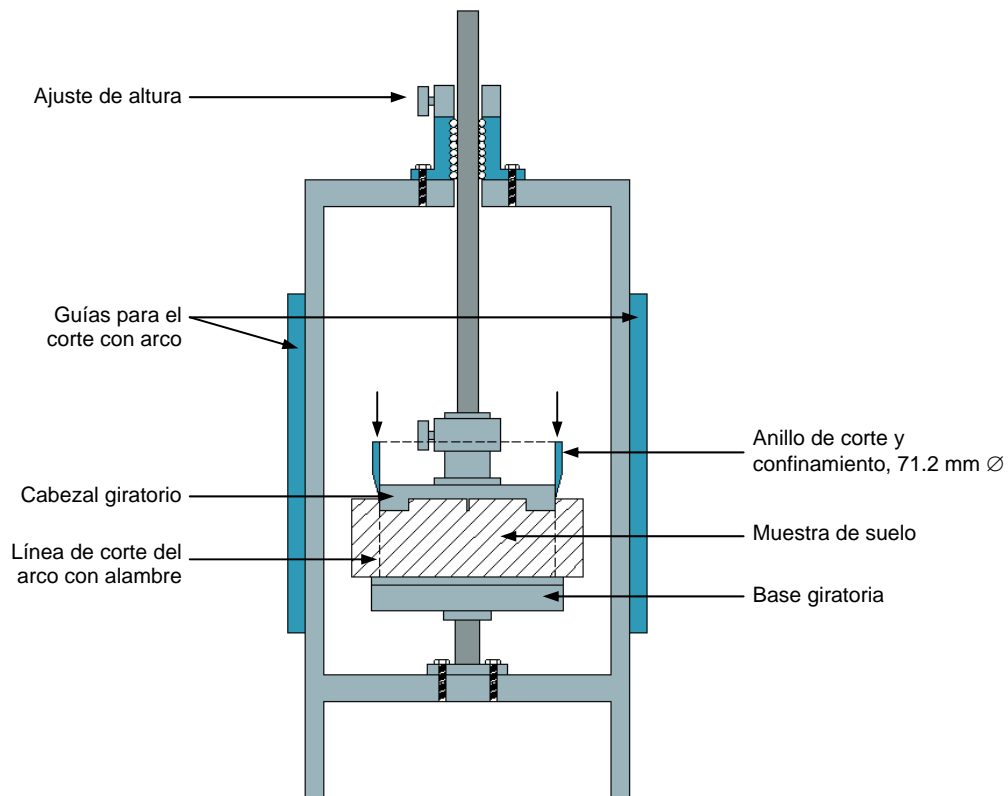


Figura 3.10 Labrado de especímenes: Plataforma giratoria y anillo de corte

En la base del corte simple se fijó la membrana de látex mediante aro-sellos y se recubrió de aceite a base de silicón de baja viscosidad para evitar fricción con los anillos de confinamiento lateral. Posteriormente se colocaron uno a uno los anillos de aluminio y se montó un molde partido sobre ellos, esta herramienta permite la aplicación de vacío, para que la membrana de látex se adhiriera a los anillos y adicionalmente mantiene el arreglo centrado y alineado para no alterar la probeta durante su colocación.

Ya con la muestra de suelo dentro de anillo de corte y confinamiento, se centró dicho anillo en la parte superior del molde partido. Para introducir la muestra en los anillos de aluminio, se montó en el corte simple el dispositivo mostrado en la Figura 3.11, que consiste en un vástago roscado cuyo cabezal se ajusta a la superficie del espécimen. Girando lentamente el vástago, se extrajo la muestra del anillo de corte, introduciéndola en el espacio entre los anillos de aluminio.

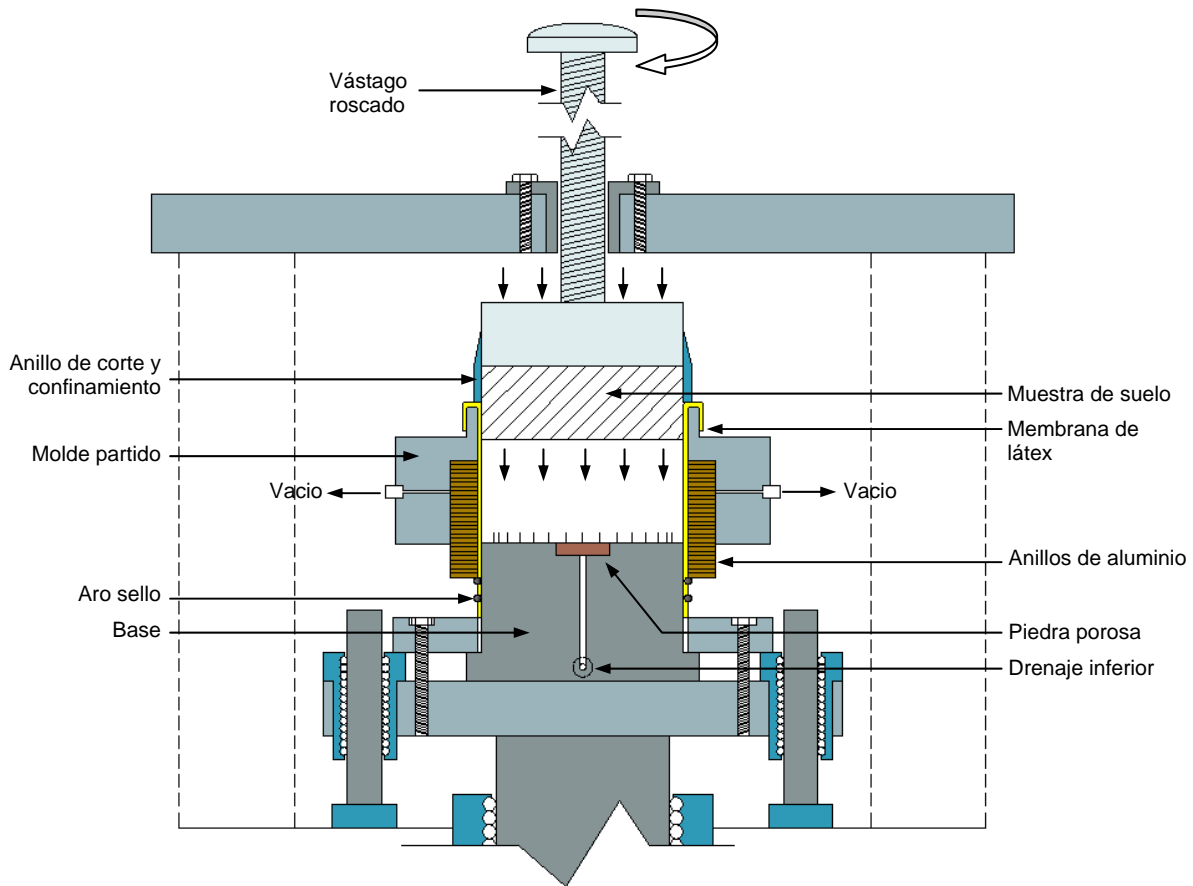


Figura 3.11 Arreglo para el montaje de especímenes

Antes de iniciar la prueba, se asegura la saturación de las piedras porosas y líneas de drenaje así como la inundación del espécimen. Para este punto, así como el de ajuste de carga y lecturas en transductores, se siguieron las recomendaciones de la norma ASTM D-6528.

Debido a que las pruebas se realizaron bajo condiciones de volumen constante y que el grado de saturación inicial de las muestras fue mayor al 95%, no se consideró una etapa de saturación previa a la consolidación. Otros procedimientos similares pueden revisarse en Vucetic y Lacasse (1982), Lefebvre y Pfendler (1996) y en la norma ASTM D-6528.

3.4.4 Consolidación

Para la etapa de consolidación unidimensional se tomaron en cuenta los puntos mencionados en la norma ASTM D 6528 y ASTM D 2435. El confinamiento horizontal durante la prueba (anillos de aluminio), permitió que la consolidación se realizara bajo condiciones k_0 , similares a las que se obtienen en un odómetro convencional.

Durante una serie de pruebas preliminares, se determinó que las muestras con mayor porcentaje de diatomita eran más susceptibles a la alteración durante la etapa de labrado, debido a que presentaron una consistencia poco estable aún después de la consolidación previa de 25 días. Para evitar los efectos por alteración de las muestras y obtener valores de OCR confiables, se realizó una consolidación del suelo basada en la técnica SHANSEP (Stress History and Normalized Soil Engineering Properties) propuesta por Ladd y Foott (1974).

Los incrementos de carga aplicados, correspondieron a los esfuerzos verticales de 30 kPa, 60 kPa, 90 kPa, 120 kPa, 190 kPa y 260 kPa. Los primeros cinco incrementos se aplicaron al finalizar la consolidación primaria bajo el esfuerzo vertical fijado, este tiempo se determinó previamente y se uniformizó para todas las muestras en una hora. El último incremento de carga se mantuvo durante 18 horas para producir las muestras normalmente consolidadas.

Las muestras preconsolidadas con un $OCR=2$, se obtuvieron inicialmente con el mismo procedimiento de carga descrito anteriormente. Una vez cumplidas 18 horas con el esfuerzo vertical de 260 kPa, se realizó una descarga progresiva a 217 kPa, 174 kPa y finalmente 130 kPa. Después de la liberación de esfuerzo, el tiempo necesario para que las lecturas de deformación vertical por dilatación se estabilizaran, fue de 5 horas en promedio. Otros procedimientos de consolidación similares pueden encontrarse en Vucetic y Lacasse (1982), Chu y Vucetic (1992) y Yasuhara *et al.* (2003). La Figura 3.12 ilustra el procedimiento y las variables durante el proceso de consolidación.

3.4.5 Corte simple monotónico

Con la finalidad de contar con un parámetro de comparación de la resistencia pseudo-estática al corte simple de las muestras, se llevaron a cabo una serie de pruebas de corte monotónico a volumen constante y en condiciones no drenadas, inmediatamente después de la etapa de consolidación. La falla se realizó bajo condiciones de deformación angular controlada a una velocidad de 1.5 %/h. El corte monotónico se detuvo cuando la muestra alcanzó un 30% de deformación angular.

Durante la prueba se determinó la deformación angular a partir de las lecturas del transductor de desplazamiento lineal sobre el eje horizontal. El esfuerzo cortante se precisó a partir de las lecturas de la celda de carga horizontal. La presión de poro no fue medida directamente durante la etapa de corte y se infirió del cambio en el esfuerzo vertical necesario para mantener la altura de la probeta constante. Finn y Vaid (1977) y Dyvik *et al.* (1987) corroboraron la validez de los resultados obtenidos bajo esta metodología, en comparación

con los obtenidos de la lectura directa de la presión de poro en muestras de arena y arcilla respectivamente

3.4.6 Corte simple cíclico

Esta etapa se efectuó en muestras normalmente consolidadas y preconsolidadas inmediatamente después de la etapa de consolidación. La prueba se realizó a volumen constante y en condiciones no drenadas.

El componente de corte aplicada a las muestras fue de tipo sinusoidal, con esfuerzo promedio igual a cero y esfuerzos máximo y mínimo constantes (carga bidireccional con completa inversión de esfuerzos). La frecuencia de carga fue de 0.5 Hz.

Cada espécimen experimentó una relación de esfuerzos cíclicos (τ_{cyc}/σ'_v) o relación de resistencia cíclica (τ_{cyc}/s_u) constante, hasta que alcanzó una amplitud de deformación angular de 10% o 100 ciclos de esfuerzo. Este criterio es similar al empleado por Díaz Rodríguez (1989) y Yasuhara *et al.* (2003).

Las mediciones de deformación angular, esfuerzo horizontal y presión de poro durante la etapa cíclica, se realizaron de la misma forma que en el corte monotónico.

3.4.7 Corte simple post-cíclico

A continuación de la etapa de falla cíclica, las muestras se sujetaron a corte simple monotónico, después de esperar durante una hora para la estabilización de la presión de poro residual. Las lecturas del esfuerzo vertical se mantuvieron constantes al finalizar este tiempo en todas las muestras ensayadas.

El corte simple post-cíclico se realizó a volumen constante, en condiciones no drenadas y con una velocidad de deformación angular de 1.5 %/h. La prueba se detuvo al alcanzar una deformación angular del 30%

3.5 Programa experimental

Durante la etapa experimental se llevaron a cabo 3 tipos de ensayos: monotónico pre-cíclico, cíclico y monotónico post-cíclico (Tabla 3.2).

Para los ensayos monotónicos se obtuvieron los valores de resistencia al cortante máxima para las muestras con contenidos de diatomita de 0%, 20%, 40%, 60% y 100%, en condiciones normalmente consolidadas y preconsolidadas respectivamente.

En los ensayos cíclicos se aplicaron diferentes niveles de esfuerzo para cada tipo de muestra, de tal forma que se obtuvieran suficientes puntos experimentales para precisar el comportamiento esfuerzo-deformación, generación de presión de poro y degradación del módulo de corte. En algunas muestras se ejecutaron pruebas monotónicas post-cíclicas para identificar la degradación de la resistencia y rigidez de los especímenes debido a la aplicación de un esfuerzo cíclico.

La nomenclatura de las pruebas representa la proporción de caolín (C) sobre diatomita (D) en porcentaje del peso seco total de la muestra.

Tabla 3.2 Programa experimental

Contenido de diatomita (%)	σ'_v (kPa)	OCR	τ_{hc} (kPa)	Nomenclatura	Tipo de ensaye		
					Monotónico	Cíclico	Post-cíclico
0	260	1	---	100C:0D_1	√		
	260	1	21.06	100C:0D_2		√	√
	260	1	35.88	100C:0D_3		√	√
	260	1	43.16	100C:0D_4		√	√
	260	1	51.74	100C:0D_5		√	
	130	2	---	100C:0D_6	√		
	130	2	22.62	100C:0D_7		√	√
	130	2	28.60	100C:0D_8		√	√
	130	2	36.66	100C:0D_9		√	√
	130	2	41.60	100C:0D_10		√	√
	130	2	49.92	100C:0D_11		√	
20	260	1	---	80C:20D_1	√		
	260	1	28.86	80C:20D_2		√	√
	260	1	37.96	80C:20D_3		√	√
	260	1	45.76	80C:20D_4		√	√
	260	1	51.74	80C:20D_5		√	√
	130	2	---	80C:20D_6	√		
	130	2	27.56	80C:20D_7		√	√
	130	2	30.42	80C:20D_8		√	√
	130	2	33.02	80C:20D_9		√	√
	130	2	37.96	80C:20D_10		√	
	130	2	47.06	80C:20D_11		√	

Tabla 3.2 Programa experimental (continuación)

Contenido de diatomita (%)	σ'_v (kPa)	OCR	τ_{hc} (kPa)	Nomenclatura	Tipo de ensaye		
					Monotónico	Cíclico	Post-cíclico
40	260	1	---	60C:40D_1	√		
	260	1	33.54	60C:40D_2		√	√
	260	1	39.00	60C:40D_3		√	
	260	1	43.16	60C:40D_4		√	
	260	1	54.60	60C:40D_5		√	√
	130	2	---	60C:40D_6	√		
	130	2	19.76	60C:40D_7		√	√
	130	2	26.78	60C:40D_8		√	√
	130	2	37.18	60C:40D_9		√	
	130	2	46.02	60C:40D_10		√	
60	260	1	---	4C:6D_N1	√		
	260	1	35.62	4C:6D_N2		√	√
	260	1	39.26	4C:6D_N3		√	√
	260	1	41.86	4C:6D_N4		√	
	260	1	48.10	4C:6D_N5		√	
	130	2	---	4C:6D_P1	√		
	130	2	23.92	4C:6D_P2		√	√
	130	2	28.08	4C:6D_P3		√	
	130	2	34.06	4C:6D_P4		√	
	130	2	42.64	4C:6D_P5		√	
100	260	1	---	0C:10D_N1	√		
	260	1	38.22	0C:10D_N2		√	
	260	1	43.16	0C:10D_N3		√	
	260	1	52.52	0C:10D_N3		√	
	260	1	57.20	0C:10D_N4		√	
	130	2	---	0C:10D_P1	√		
	130	2	28.86	0C:10D_P2		√	
	130	2	37.44	0C:10D_P2		√	
	130	2	43.68	0C:10D_P3		√	
	130	2	50.18	0C:10D_P4		√	
Total de ensayos ejecutados					10	42	21

3.6 Definición de variables

3.6.1 Consolidación

Como se mencionó en la sección 3.4.4, las muestras con OCR= 1 y OCR= 2, se obtuvieron a partir del método SHANSEP, la curva de compresibilidad típica obtenida durante el proceso y la definición de variables para cada tipo de muestra, se ilustra en la Figura 3.12.

El esfuerzo vertical máximo σ_{vm}' , es el mismo para todas las muestras e igual a 260 kPa, mientras que el esfuerzo vertical de consolidación, σ_{vc}' , representa el esfuerzo vertical final aplicado a la muestra. El σ_{vc}' fue de 260 kPa y 130 kPa para las muestras normalmente consolidadas y las preconsolidadas respectivamente.

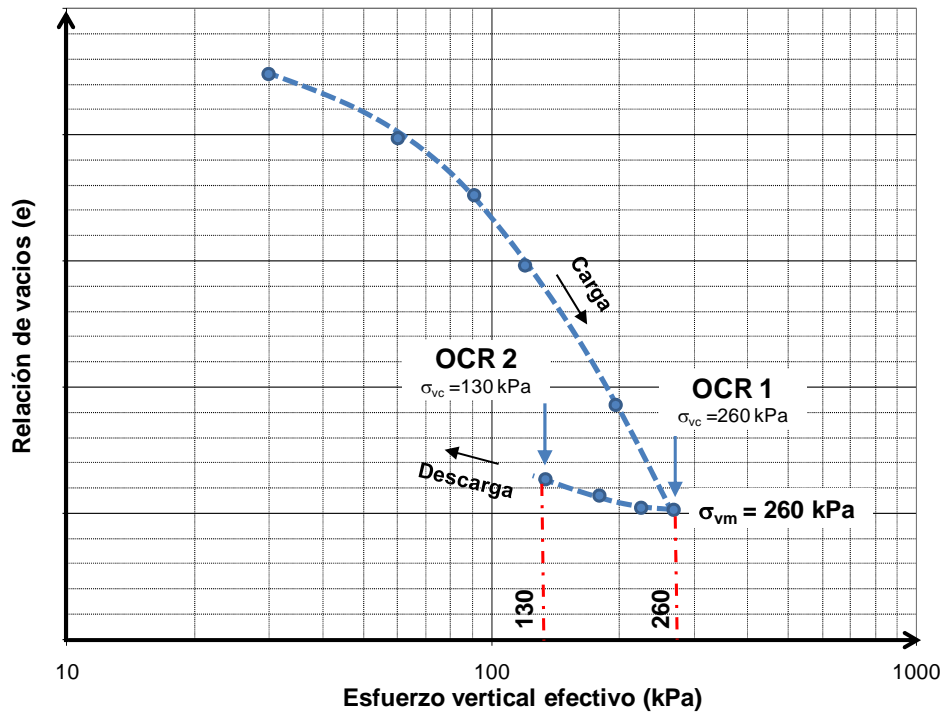


Figura 3.12 Símbolos y definiciones del proceso de consolidación

3.6.2 Corte simple monotónico

La curva esfuerzo deformación tipo durante la etapa monotónica y las variables obtenidas de dichas curvas se ilustran en la Figura 3.13.

Los valores del esfuerzo cortante horizontal en la falla (τ_{sf}) y la deformación en la falla (γ_{sf}), se establecieron como las coordenadas del punto donde se presentó el esfuerzo cortante pico en la curva esfuerzo-deformación.

El módulo secante de rigidez (G_{sec}) representa el gradiente de la línea recta que pasa por el origen y un punto correspondiente a un esfuerzo y deformación particular. La variación de G_{sec} , se graficó contra la deformación angular para obtener las curvas de degradación de la rigidez en pruebas monotónicas.

En este trabajo se presentan diferentes normalizaciones de la resistencia al esfuerzo cortante máximo las cuales permiten una mejor comparación y generalización de los resultados. Relaciones como τ_{sf}/σ_{vm}' y τ_{sf}/σ_{vc}' son empleadas con diferentes propósitos en el Capítulo 4.

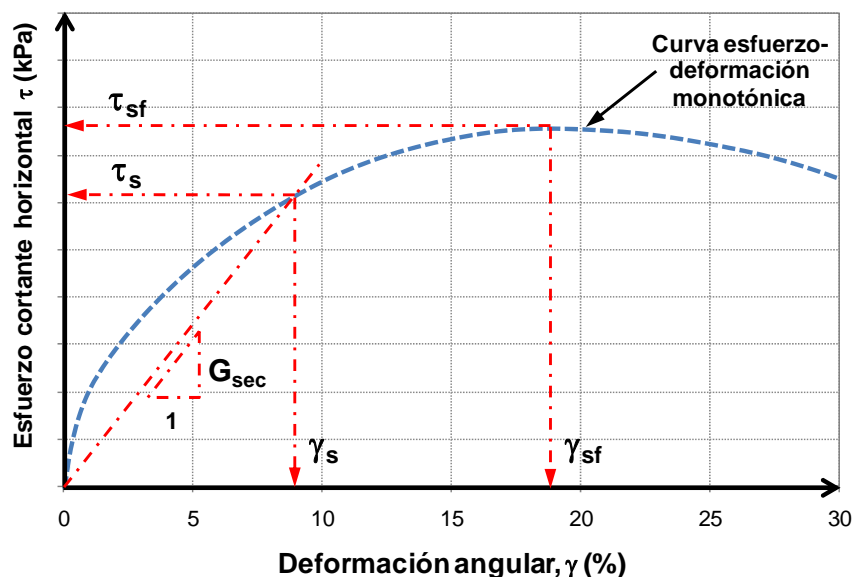


Figura 3.13 Símbolos y definiciones para el corte simple monotónico

3.6.3 Corte simple cíclico

Para la etapa cíclica, se obtuvieron inicialmente las curvas de esfuerzo cortante, deformación y presión de poro contra número de ciclos (Figura 3.14).

Todas las pruebas se realizaron bajo condiciones de esfuerzo controlado, aplicando un esfuerzo cortante cíclico con variación senoidal. El esfuerzo cortante promedio (τ_{prom}) se mantuvo cercano a cero durante toda la prueba, es decir:

$$\tau_{prom} = \frac{|\tau_{hc}| + |-\tau_{hc}|}{2} \approx 0$$

Debido a esto, en la mayor parte del texto se hace referencia al esfuerzo aplicado como $\pm\tau_{hc}$, tomando en cuenta que el esfuerzo máximo y mínimo son aproximadamente simétricos (Figura 3.14).

Al igual que el esfuerzo aplicado, la evolución de las deformaciones durante la etapa cíclica fue aproximadamente simétrica. En el texto se hace referencia al promedio entre la deformación máxima (γ_{max}) y mínima (γ_{min}) como $\pm\gamma$ (Figura 3.14).

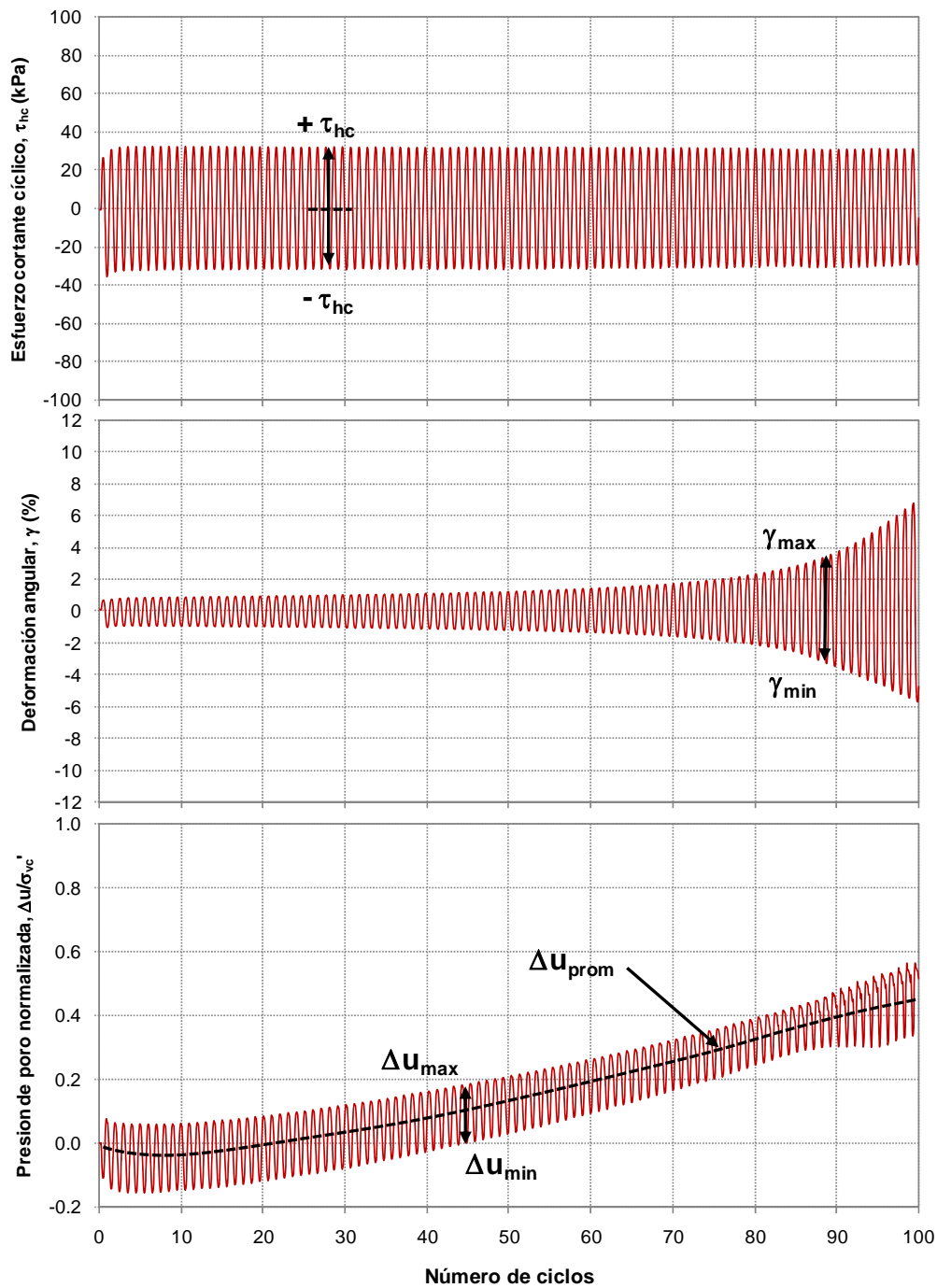


Figura 3.14 Definición de variables para el corte simple cíclico

Para dar claridad a la información cuando se comparan varias gráficas de deformación angular contra número de ciclos, en el Capítulo 5 sólo se muestran las envolventes de deformación máxima y mínima; sin embargo, se debe tener en mente que la evolución de las deformaciones es en todos los casos senoidal.

La variación de la presión de poro durante la etapa cíclica presenta un valor máximo (Δu_{\max}) y mínimo (Δu_{\min}) ciclo a ciclo. En el Capítulo 5 se presentan sólo las envolventes de estos valores. Por otro lado, con fines de comparación de resultados, se hace referencia a la presión de poro promedio (Δu_{prom}) definida como:

$$\Delta u_{\text{prom}} = \frac{\Delta u_{\max} + \Delta u_{\min}}{2}$$

Con fines de evaluar y comparar la respuesta cíclica de las muestras, se emplearon diferentes normalizaciones de los parámetros medidos:

- La normalización del esfuerzo cíclico en relación al esfuerzo vertical máximo τ_{hc}/σ_{vm}' , fue empleada principalmente para comparar los resultados entre mezclas con diferentes contenidos de diatomita y evaluar las trayectorias de esfuerzo durante las pruebas. Esta normalización fue empleada en la mayor parte de la tesis y en especial para la generación del modelo de degradación del módulo G en la sección 5.5.3.
- La normalización τ_{hc}/σ_{vc}' es útil cuando se requiere comparar bajo el mismo esfuerzo de consolidación los resultados para diferentes niveles de OCR empleados. En los capítulos 4 y 5 se emplea esta convención para determinar las diferencia de resistencia y rigidez para OCR= 1 y 2.
- La normalización con respecto a la resistencia al cortante monotónica τ_{hc}/τ_{sf} , presentó algunos inconvenientes en el análisis del comportamiento de mezclas con diferentes contenidos de diatomita, debido a la importante diferencia de resistencias monotónicas para cada una, lo cual se explica con más detalle en el Capítulo 4; sin embargo, esta normalización fue útil para comparar los resultados en relación con otros suelos. La normalización
- En el caso de la presión de poro cíclica se presentan las normalizaciones $\Delta u/\sigma_{vm}'$ para evaluar trayectorias de esfuerzo
- $\Delta u/\sigma_{vc}'$ se emplea para comparar el comportamiento de las muestras con diferentes contenidos de diatomita y para evaluar los resultados en comparación a otros suelos.

3.7 Resumen

El aparato de corte simple nos proporciona información para estudiar el comportamiento monotónico y cíclico de un suelo bajo diversas condiciones útiles en problemas de ingeniería. Algunas de sus ventajas están relacionadas con la poca susceptibilidad a errores experimentales, sin embargo, su desventaja radica en la falta de información acerca de los esfuerzos radiales generados durante la prueba

La fase experimental de este trabajo puede resumirse en las siguientes etapas:

1. Formación de las mezclas caolín-diatomita en proporciones de 100%, 80%, 60%, 40% y 0% de caolín en peso seco del material. Las mezclas se prepararon con un contenido de agua igual a su límite líquido y fueron colocadas en un molde cilíndrico donde se mantuvieron en consolidación unidimensional durante 25 días con un esfuerzo vertical de 125 kPa.
2. Obtención del contenido de agua antes y después de cada prueba, gravedad específica, límite líquido, límite plástico y distribución de tamaño de las partículas para cada mezcla.
3. Los especímenes labrados en probetas de 71.2 mm de diámetro y 20 mm de altura se montaron en un equipo de corte simple directo que corresponde al tipo NGI, el confinamiento lateral se obtuvo mediante una serie de anillos de aluminio con recubrimiento de teflón que forzaron la condición k_0 durante las pruebas. Las recomendaciones empleadas para el labrado de muestras, montaje y ensaye en corte simple corresponden a las de la norma ASTM D-6528.
4. Durante la etapa de consolidación se empleó la metodología SHANSEP para obtener muestras con OCR= 1 y 2. El proceso consistió en la aplicación de seis incrementos de carga hasta alcanzar un esfuerzo vertical máximo de 260 kPa para obtener las muestras normalmente consolidadas (OCR= 1). Los especímenes preconsolidados (OCR= 2) se obtuvieron descargando a 130 kPa las muestras.
5. Como referencia para la etapa cíclica, se efectuaron ensayos de corte simple monotónico no drenado a velocidad controlada de 1.5%/h. Las condiciones de volumen constante permitieron que la evolución de presión de poro se infiriera a partir del cambio en el esfuerzo vertical necesario para mantener la altura de la probeta constante.

-
6. La etapa de corte simple cíclico, no drenado a volumen constante, se aplicó a las muestras durante 100 ciclos de esfuerzo o hasta alcanzar una deformación angular de $\pm 10\%$. Los ensayos se realizaron a esfuerzo cíclico controlado con una frecuencia de 0.5 Hz. y componente de corte sinusoidal.
 7. En las muestras que no presentaron falla durante la etapa cíclica, se aplicó una etapa monotónica post-cíclica a deformación controlada, para evaluar la degradación de la rigidez y resistencia de las muestras.

Diferentes normalizaciones de las variables obtenidas se presentan para evaluar los resultados durante este estudio (τ_{hc}/σ_{vc}' , τ_{hc}/σ_{vm}' , τ_{hc}/τ_{st} , etc.), cada una tiene un propósito y significado en particular, los cuales se resumieron en este capítulo y serán corroborados en el desarrollo del texto.

Propiedades índice, compresibilidad y comportamiento monotónico pre-cíclico

4.1 Introducción

En este capítulo se presentan las propiedades índice, características de compresibilidad y comportamiento monotónico pre-cíclico de las mezclas caolín-diatomita. Estas propiedades fueron agrupadas en este capítulo ya que son características de los suelos diatomáceos estudiadas con anterioridad por varios autores (Pittenger *et al.*, 1989; Bryant y Rack, 1990; Rack y Palmer-Julson, 1992; Tanaka y Locat, 1999; Shiwakoti *et al.*, 2002; Nava-Tristán, 2007 y Verdugo, 2008), teniendo esto en consideración, se comparan los resultados del presente estudio con los disponibles en la literatura.

Los resultados de las pruebas monotónicas pre-cíclicas en muestras normalmente consolidadas y preconsolidadas, se presentan como base para evaluar el efecto de la carga cíclica en la resistencia del suelo.

4.2 Propiedades índice

4.2.1 Límites de consistencia

Se determinaron los límites líquido (BS 1377), plástico (ASTM D 4318) e índice de plasticidad de las muestras 100C:0D, 80C:20D, 60C:40D y 40C:60D. En la Tabla 4.1 se muestran los valores obtenidos y en la Figura 4.1 se grafican los límites de consistencia, contra el porcentaje de diatomita en la muestras. Se incluyen los valores encontrados por Tanaka y

Locat (1999), Shiwakoti *et al.* (2002) y Nava-Tristán (2007). La Figura 4.2 ilustra la variación del índice de plasticidad con el contenido de diatomita.

Tabla 4.1 Límite líquido, límite plástico e índice de plasticidad para diferentes proporciones caolín-diatomita

Contenido de Diatomita %	Tanaka and Locat (1999), Shiwakoti et al. (2002)			Nava-Tristán (2007)				Este estudio		
	w_L^1	w_P^1	I_P	w_L^1	w_L^2	w_P^1	I_P	w_L^2	w_P^1	I_P
0	68.8	34.9	33.9	52.5	58.7	31.3	27.4	56.4	28.9	27.5
5				53.5	58.8	32.8	26.0			
10				54.1	59.0	34.0	25.0			
20				54.4	59.3	36.6	22.7	58.9	33.7	25.2
25	83.1	48.0	35.1							
30				58.6	65.8	42.9	22.9			
40								68.6	46.8	21.8
50	100.5	67.5	33.0							
60								75.5	56.7	18.8
75	112.0	88.1	23.9							

¹ Norma ASTM D 4318

² Norma BS 1377

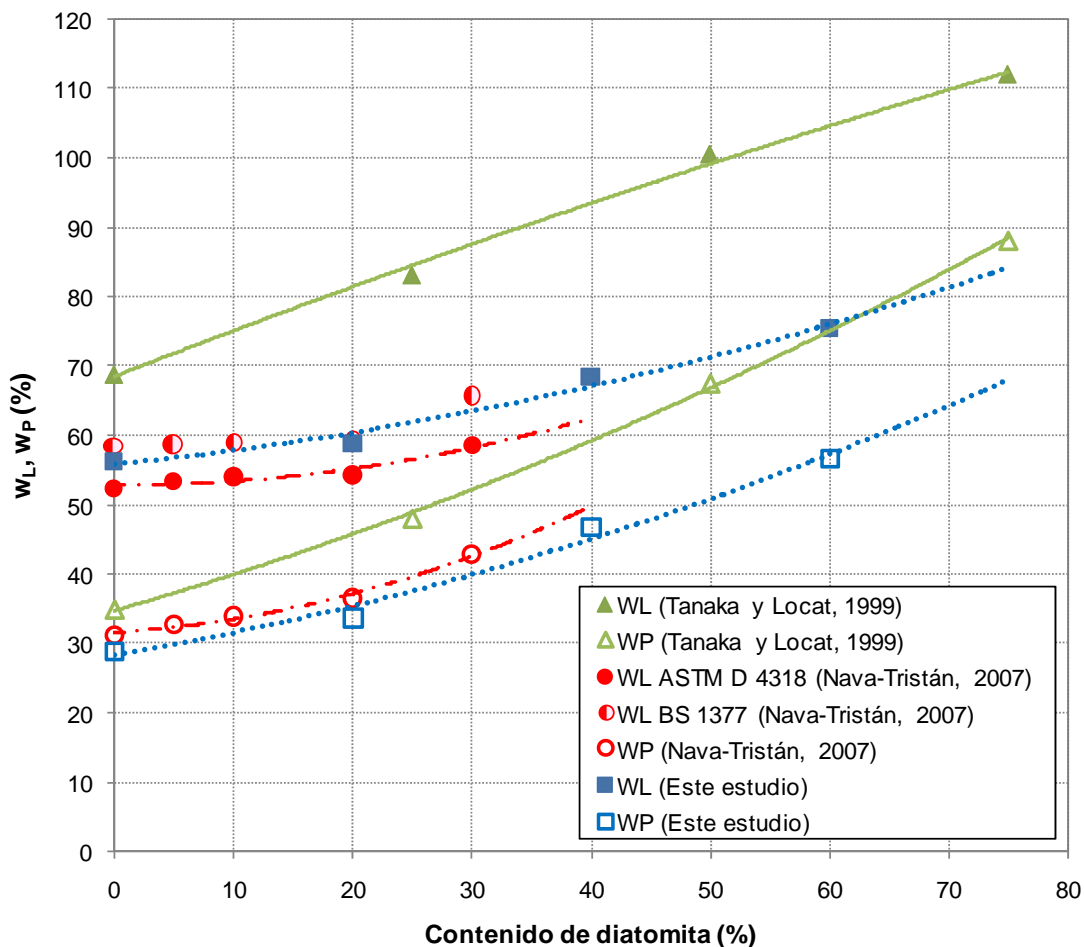


Figura 4.1 Límite líquido y plástico para diferentes proporciones caolín-diatomita

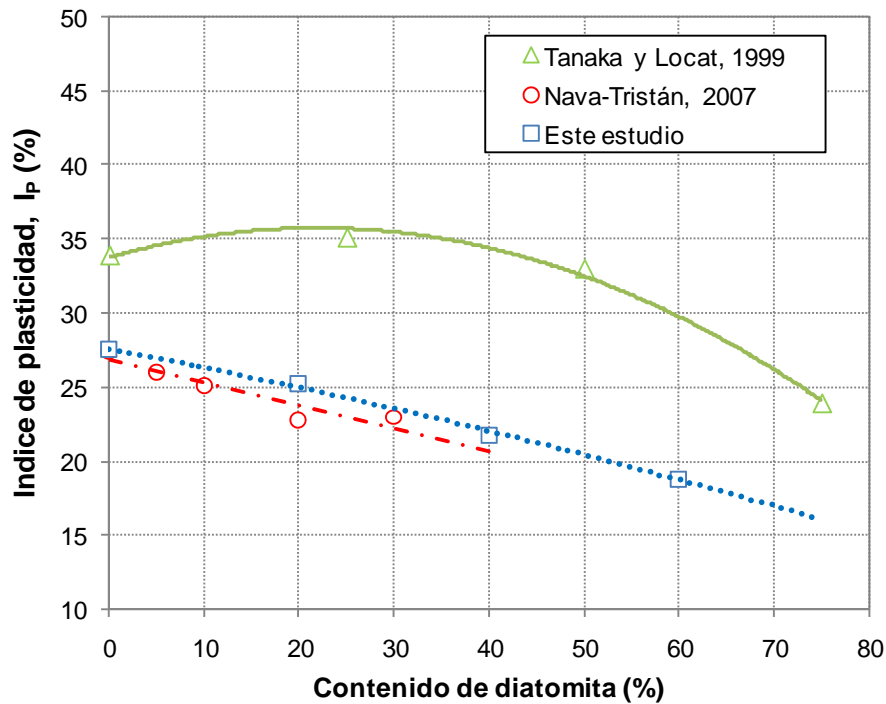


Figura 4.2 Índice de plasticidad para diferentes proporciones caolín-diatomita

La tendencia de aumento en los límites líquido y plástico al aumentar el contenido de diatomita es una característica persistente en todas las investigaciones revisadas. En particular los datos de Nava-Tristán (2007) y este estudio, presentan tendencias paralelas debido a que se empleó caolín y diatomita de características similares. No fue posible determinar los límites de consistencia para las muestras de 100% diatomita ya que se trata de un material no plástico.

Como se observa en la Figura 4.1, al incrementar el porcentaje de diatomita en las muestras, aumentan el límite líquido y plástico respectivamente, sin embargo, al mismo tiempo se presenta una ligera reducción en el índice de plasticidad de las mezclas.

Para el presente estudio y en relación con la muestra de 100% caolín, el límite líquido presenta un aumento de 2.5%, 12.2% y 19.1% para contenidos de diatomita de 20%, 40% y 60% respectivamente. Por otro lado, el límite plástico presentó una tendencia de aumento mayor, 4.8%, 17.9% y 27.8% para 20%, 40% y 60% de diatomita respectivamente. Esta diferencia en las tendencias de aumento se observa en todos los datos revisados de la Figura 4.1 y en consecuencia a este hecho y tomando en cuenta la naturaleza no plástica de los microfósiles, los índices de plasticidad presentan una ligera disminución al aumentar el contenido de diatomita (Figura 4.2).

Para evaluar el comportamiento al mezclar otro tipo de material no plástico con el caolín, Shiwakoti *et al.* (2002) realizó una serie de pruebas con mezclas arena-caolín, encontrando que los límites de consistencia disminuían al aumentar el contenido de arena en la mezcla. De manera general se puede concluir que los suelos ordinarios, presentan una reducción en los límites de consistencia al mezclarse con partículas no plásticas.

En la mecánica de suelos convencional se considera que la mayor cantidad de agua se mantiene en las partículas de arcilla en relación con las partículas de tamaño limo. Sin embargo, tomando en cuenta que la diatomita tiene una gran capacidad de almacenamiento de agua, esquelética e intra esquelética, es necesario reevaluar el significado de los límites de consistencia.

Debido a que el agua almacenada por las diatomitas se mantiene dentro de la malla rígida formada por su esqueleto, ésta sólo contribuye en menor medida en las propiedades índice del suelo. A partir de esta observación Locat y Tanaka (2001) propusieron un contenido de agua corregido igual a:

$$w_0 = w - w_f \quad (4.1)$$

Donde w_f es la cantidad de agua retenida en las diatomeas y puede ser estimada a partir de la relación:

$$w_f = \left(\frac{\gamma_w}{\gamma_{sf}} \right) \alpha \beta \quad (4.2)$$

Donde γ_{sf} es el peso específico de las diatomeas y donde:

$$\alpha = \frac{W_{sf}}{W_s} \quad (4.3)$$

y

$$\beta = \frac{V_{wf}}{V_{sf}} \quad (4.4)$$

El factor α se obtiene a partir de W_{sf} que representa el peso seco de las diatomeas y W_s , el peso seco del suelo. Dicho valor es fácil de determinar en mezclas como las empleadas en este estudio, sin embargo, para suelos naturales sólo puede determinarse a partir de observación directa, difracción de rayos X, espectroscopia infrarroja o análisis químico

Para obtener el factor β , es necesario conocer el volumen de agua en los microfósiles (V_{wf}) y el volumen de sólidos de éstos (V_{sf}). Para obtener este último valor Locat y Tanaka (2001), propusieron una geometría estándar de las diatomitas céntricas empleadas en su estudio (suelo de la Bahía de Osaka) y obtuvieron el volumen de su esqueleto tomando en cuenta su porosidad.

Al evaluar la ecuación 4.1, encontraron que para un contenido natural de agua de 43% en el suelo de la Bahía de Osaka el cual presenta aproximadamente un 30% de diatomita, el contenido de agua corregido (o el agua en la matriz del suelo) era cercano al 15%, es decir, el 28% del agua es retenida por los microfósiles. Para los datos mostrados en la Figura 4.1 concluyeron que el contenido de agua en los microfósiles (w_f) era muy aproximado al porcentaje de diatomita (p.ej. para la mezcla con 20% de diatomita, $w_f \approx 20\%$), sin embargo, dicho valor deberá variar junto con el incremento del esfuerzo vertical en el suelo, si éste provoca un cambio en la geometría de los microfósiles.

Por lo tanto, el contenido de agua que realmente contribuye en las propiedades índice del suelo se encuentra en función del contenido de diatomita, su geometría y porosidad esquelética e intra esquelética, las cuales controlan la cantidad de agua que pueden almacenar por succión.

A partir del razonamiento anterior, el que los límites de consistencia para las mezclas estudiadas por Tanaka y Locat (1999) alcancen valores mayores que el presente estudio (Figura 4.1), se debe en parte a las diferencias de la diatomita empleada. La distribución granulométrica de ambas diatomitas es muy similar, por lo tanto, se puede concluir que la geometría y porosidad de las partículas juegan un papel muy importante. Sin embargo, es necesario un estudio más detallado para determinar dichas diferencias.

De acuerdo con los datos de las Figuras 4.1 y 4.2, se puede deducir que la ubicación de las mezclas en la carta de plasticidad depende de la proporción caolín-diatomita empleada (Figura 4.3). A partir de la muestra de 100% caolín, la cual se clasifica como una arcilla inorgánica de alta plasticidad, al incrementar el contenido de diatomita se puede observar un corrimiento hacia la derecha desde la línea A y debido al decremento en el índice de plasticidad, las muestras toman las características de un limo inorgánico de alta compresibilidad (Mitchell, 2005). Este comportamiento se presenta también en los resultados obtenidos por Tanaka y Locat (1999).

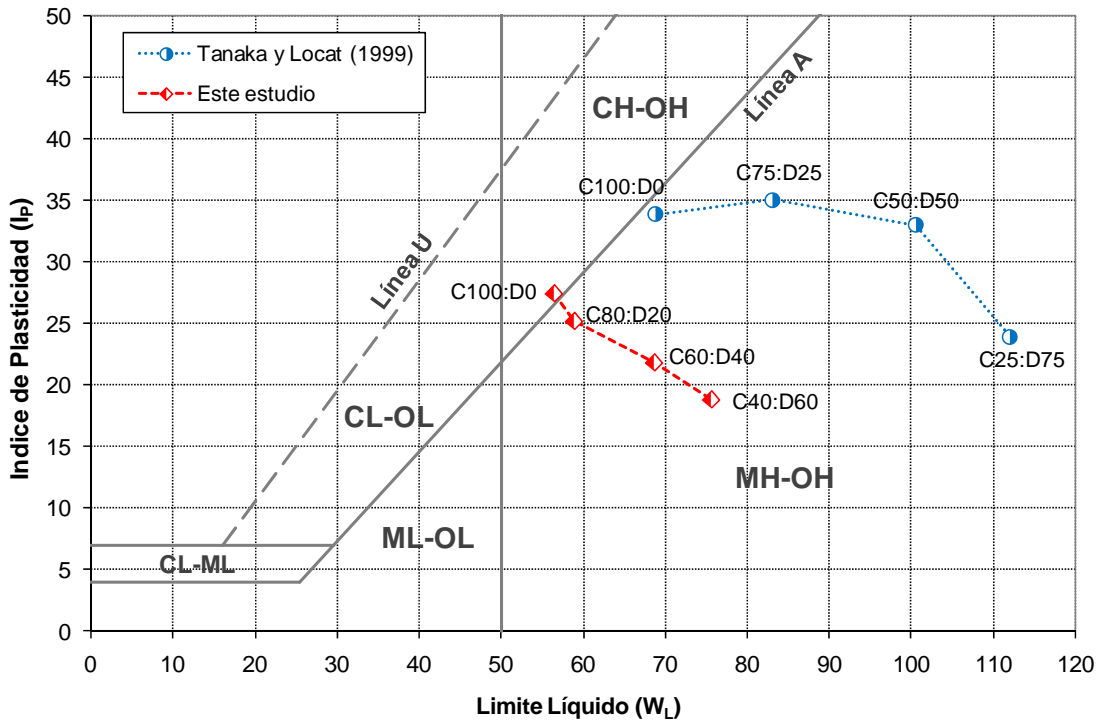


Figura 4.3 Carta de plasticidad y ubicación de las mezclas caolín-diatomita

4.2.2 Actividad

Para muchas arcillas la relación entre el índice de plasticidad y la fracción arcillosa (porcentaje en peso de las partículas menores de $2\mu\text{m}$) produce una línea recta que pasa por el origen como muestran las líneas discontinuas con pendientes 0.5, 1.0, 2.0 y 4.0 en la Figura 4.4. Dicha relación representa la actividad del suelo y para el caolín este valor se encuentra alrededor de 0.5.

A mayor actividad, es más importante la influencia de la fracción arcillosa en las propiedades del suelo y por lo tanto, será más susceptible a cambiar su comportamiento debido a factores como el tipo de cationes intercambiables y la composición del fluido en los poros (Mitchell, 2005).

Para evaluar el efecto que tiene el incluir partículas inertes tamaño limo en caolín, Shiwakoti *et al.* (2002) obtuvo la variación de la actividad al mezclar arena triturada de Toyoura con caolín en diferentes proporciones. Como se muestra en la Figura 4.4, la actividad se mantiene relativamente constante en un valor de 0.59.

En esta misma investigación se presentó el efecto en la actividad al mezclar el caolín con diatomita, encontrando que se obtiene un aparente aumento en la actividad aún cuando la fracción arcillosa disminuye.

En el caso de este estudio, se obtuvieron resultados similares ya que para cada mezcla caolín-diatomita se obtuvieron valores de actividad 0.42, 0.48, 0.53 y 0.65 para 0%, 20%, 40% y 60% de diatomita respectivamente.

Algunos suelos diatomáceos naturales, también presentan valores altos de actividad aún cuando la fracción arcillosa no es muy alta, por ejemplo, las arcillas japonesas de Ariake y Hachirogata presentan una actividad promedio de 2 y 4 respectivamente (Shiwakoti *et al.* 2002) y el suelo de la Ciudad de México con valores de actividad de hasta 8 (Díaz-Rodríguez *et al.*, 1998). Una de las razones de dicha actividad se atribuía al contenido de esmecita, sin embargo, los resultados obtenidos indican que los microfósiles también contribuyen aumentando de forma aparente la actividad.

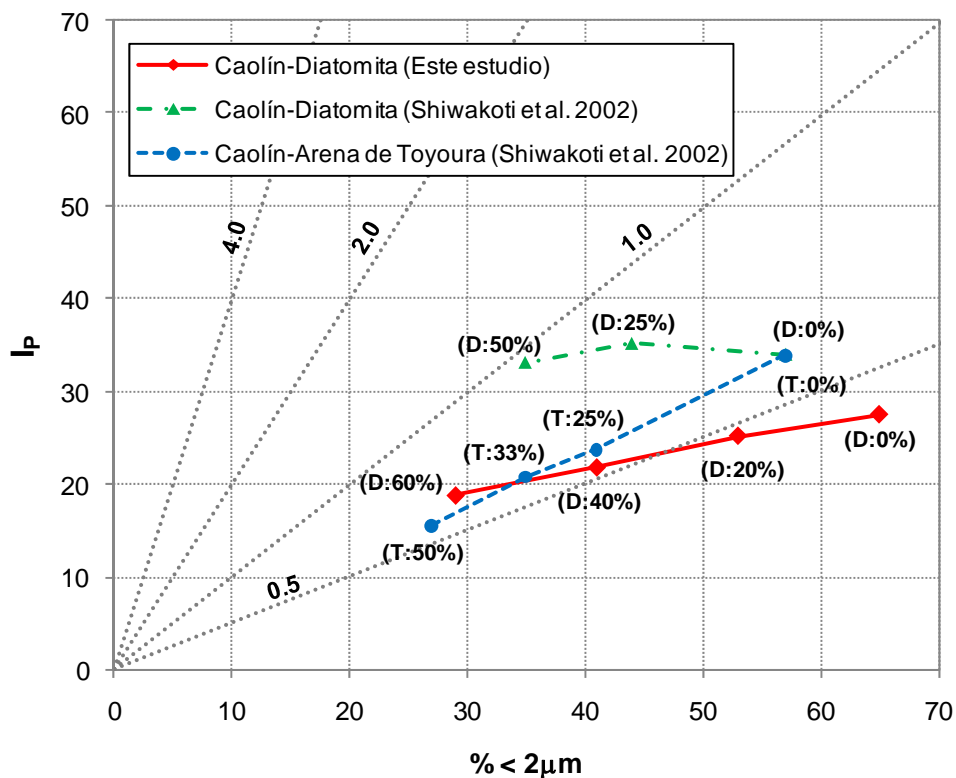


Figura 4.4 Actividad para diferentes mezclas caolín-diatomita y arena de Toyoura-diatomita

4.2.3 Gravedad específica, contenido de agua y relación de vacíos

Antes de iniciar el proceso de consolidación las muestras presentaron las propiedades mostradas en la Tabla 4.2.

Tabla 4.2 Características iniciales de las mezclas caolín-diatomita

Contenido de diatomita (%)	Gs	γ (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)	w (%)	Sr (%)	e ₀	n
0	2.57	16.822	11.764	43.0	97.93	1.143	0.533
20	2.50	16.353	11.229	45.6	97.45	1.189	0.543
40	2.45	16.010	10.506	52.4	99.74	1.287	0.563
60	2.41	15.115	9.576	57.9	95.98	1.469	0.595
100	2.32	11.996	4.151	190.0	99.00	4.500	0.818

Para la muestra de 100% caolín se obtuvo una gravedad específica (Gs) o densidad de sólidos de 2.57, mientras que la diatomita presentó un valor promedio de 2.32, el cual es bajo en comparación a otros los suelos naturales comunes tanto granulares como arcillosos. De acuerdo con los datos anteriores, la disminución de la gravedad específica al aumentar el contenido de diatomita en las mezclas, es una característica congruente. El mismo efecto se presenta para el peso volumétrico (γ) y el peso volumétrico seco (γ_d) de las muestras (Figura 4.5).

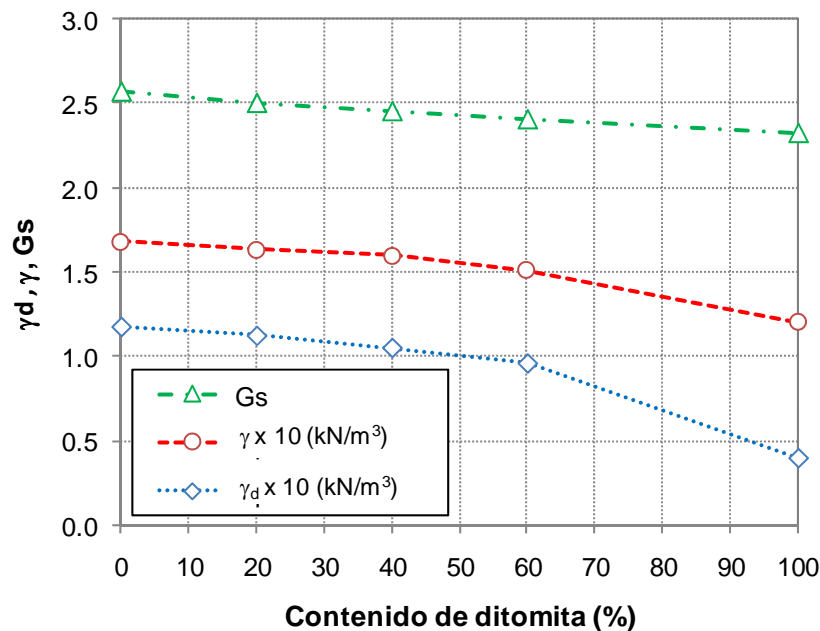


Figura 4.5 Gravedad específica (Gs), peso volumétrico (γ) y peso volumétrico seco (γ_d) para diferentes mezclas caolín-diatomita

La gravedad específica en suelos diatomáceos naturales, también presenta valores relativamente bajos, por ejemplo, para los suelos japoneses se tienen valores de 2.4 a 2.7, mientras que el suelo de la Ciudad de México presenta valores de 2.35. De acuerdo con estas observaciones, aparentemente existe una correlación entre la gravedad específica de estos suelos con el contenido de diatomita (Shiwakoti *et al.*, 2002)

Como las muestras de laboratorio se prepararon con un contenido de agua igual al límite líquido (sección 3.4.1) y tomando en cuenta que las diatomitas retienen una cantidad importante de agua, la tendencia mostrada en la Figura 4.6 se considera adecuada. En ésta se observa un aumento del contenido de agua (w) en relación con la muestra de 100% caolín, de 2.6%, 9.4% y 14.9% para contenidos de diatomita de 20%, 40% y 60% respectivamente. La tendencia y valores encontrados son similares a los obtenidos por Nava-Tristán (2007)

Debido al proceso de formación de las muestras con 100% diatomita, las cuales no recibieron una consolidación previa, se observa un contenido de agua más alto, que en promedio fue de 190%.

En la Figura 4.6 se muestra el grado de saturación promedio (S_r) obtenido en las muestras con diferentes contenidos de diatomita, en general se puede considerar una variación en un rango de 96% a 98%, lo cual confirma que el aumento en el contenido de agua de las mezclas se debe a la capacidad de retención de agua de la diatomita.

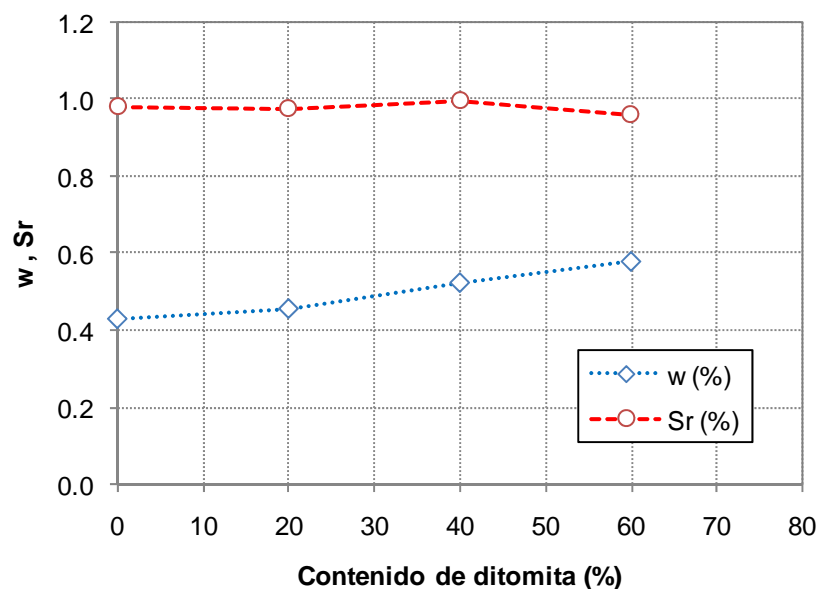


Figura 4.6 Contenido de agua (w) y grado de saturación (S_r) de diferentes mezclas caolín-diatomita

La observación anterior concuerda con la información publicada por Pittenger *et al.* (1989) para sedimentos marinos, donde concluyó que la presencia de sílice orgánica estaba directamente relacionada con un incremento en el contenido de agua. De igual manera, Pittenger *et al.* (1989), Bryant y Rack (1990) y Rack y Palmer-Julson (1992) determinaron que la presencia de microfósiles en suelos marinos está directamente relacionada con una alta porosidad.

Debido a la geometría y porosidad esquelética e intra esquelética de la diatomita, los suelos diatomáceos generan una estructura abierta con una alta relación de vacíos. Su valor estará en función de la naturaleza de la diatomita y el esfuerzo vertical efectivo al que está sometido.

En las muestras elaboradas en laboratorio se observa que la relación de vacíos (e) y la porosidad (n), las cuales están directamente relacionadas, presentan un aumento al incrementar el contenido de diatomita (Figura 4.7). Considerando que el proceso de formación de las muestras se realizó en condiciones semejantes, se puede confirmar que el comportamiento es comparable al observado en suelos diatomáceos naturales.

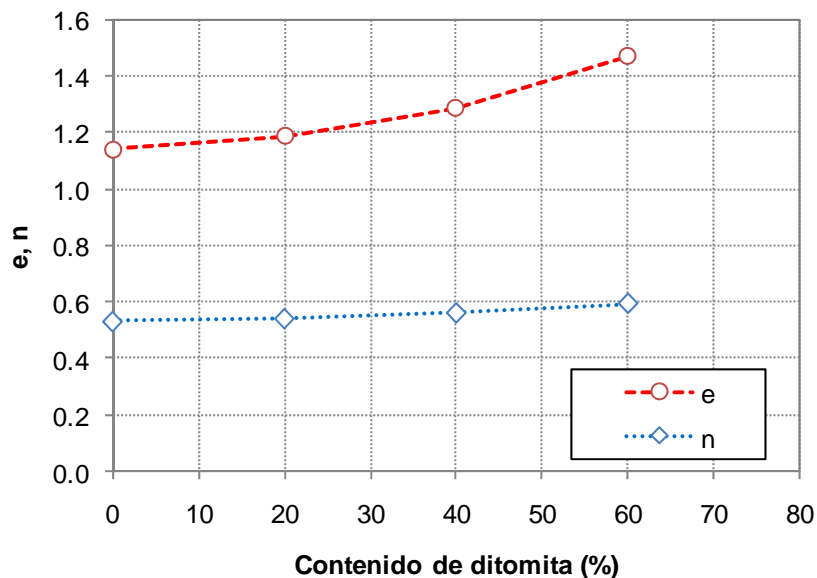


Figura 4.7 Relación de vacíos (e) y porosidad (n) de diferentes mezclas caolín-diatomita

4.3 Compresibilidad

En las figuras 4.8a a 4.8e, se presentan las curvas de consolidación unidimensional promedio de las muestras C100:D0, C80:D20, C60:D40, C40:D60 y C0:D100.

En la Tabla 4.3 se muestran los datos obtenidos de las curvas de consolidación y compresibilidad de cada muestra, los cuales se analizan con más detalle a continuación.

Tabla 4.3 Características promedio de las mezclas caolín-diatomita durante la etapa de consolidación

Contenido de diatomita (%)	C_c ¹	t_{100} (min) ¹	C_α ¹	C_α/C_c	e_0	e_f	$e_0 - e_f$
0	0.327	61.5	0.0046	0.014	1.143	0.952	0.191
20	0.281	55.5	0.0048	0.017	1.189	0.964	0.225
40	0.263	18	0.0067	0.025	1.287	1.040	0.248
60	0.204	<1	0.0065	0.032	1.469	1.324	0.146
100	0.776	<1	0.0305	0.039	4.500	4.082	0.418

¹ Los valores de estos parámetros se obtuvieron para $\sigma_v' = 260$ kPa

Como se mencionó en la sección 3.4.4, los primeros 5 incrementos de esfuerzo vertical se mantuvieron durante una hora. En la Figura 4.9 se muestra la deformación axial unitaria obtenida al final de este periodo para cada incremento de esfuerzo vertical y contenido de diatomita.

En dicha figura se observa que para todos los incrementos de carga, la deformación unitaria se incrementa al aumentar el contenido de diatomita en 20% y 40%, sin embargo, se observan valores menores para un 60% de diatomita. De acuerdo con los datos de la Tabla 4.3 ($e_0 - e_f$), la muestra con 40% de diatomita presenta la mayor disminución en la relación de vacíos durante el proceso de consolidación y también exhibió la deformación más amplia de la serie para el primer incremento de carga. El menor decremento en la relación de vacíos lo presentó la muestra de 60% (última columna tabla 4.3).

Debido a que las muestras de 100% diatomita se fabricaron siguiendo una metodología diferente, éstas presentaron los valores más altos de relación de vacíos inicial y la mayor compresibilidad.

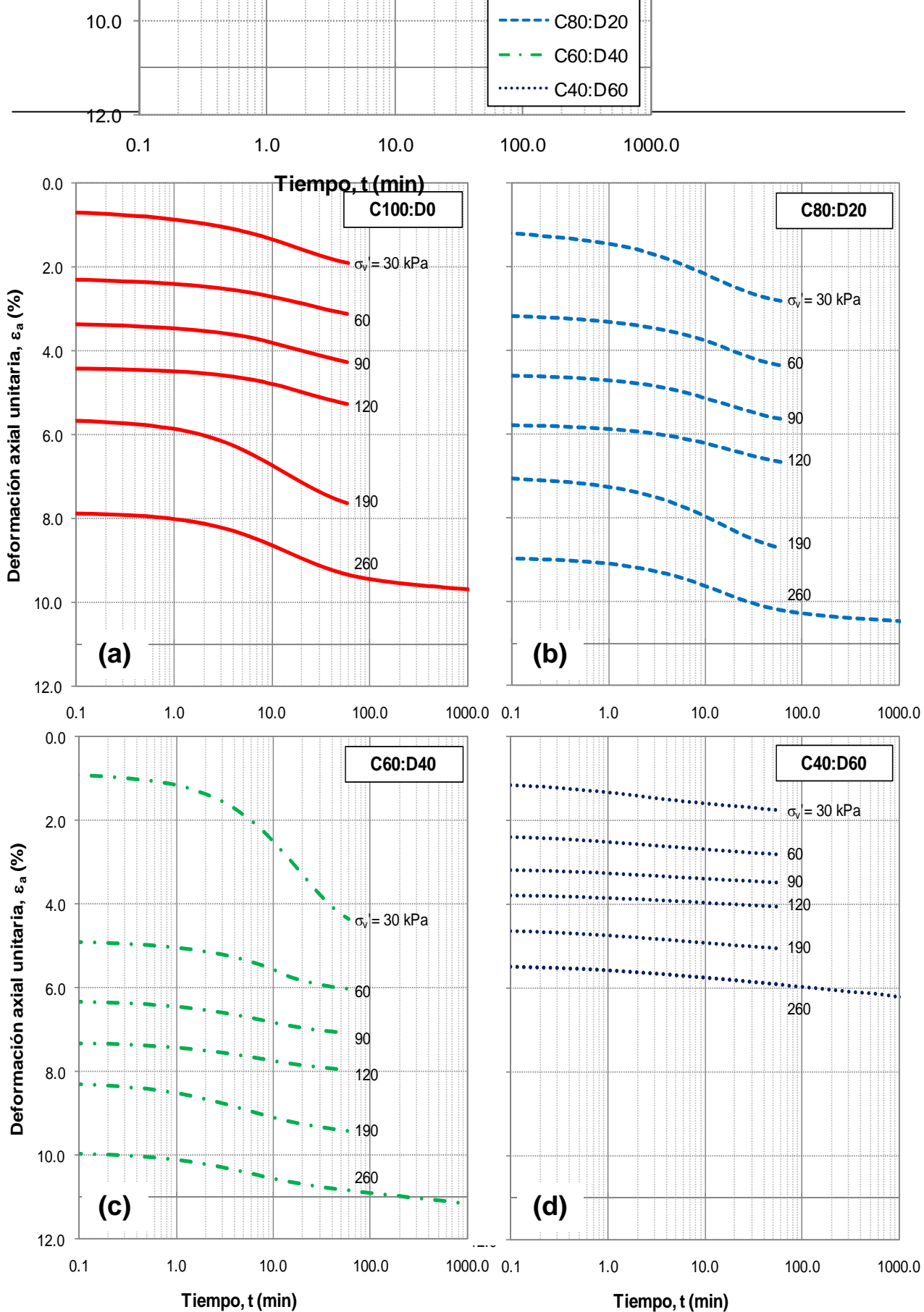


Figura 4.8 Curva de compresibilidad para muestras con diferentes contenidos de diatomita a) 0%, b) 20%, c) 40%, d) 60%

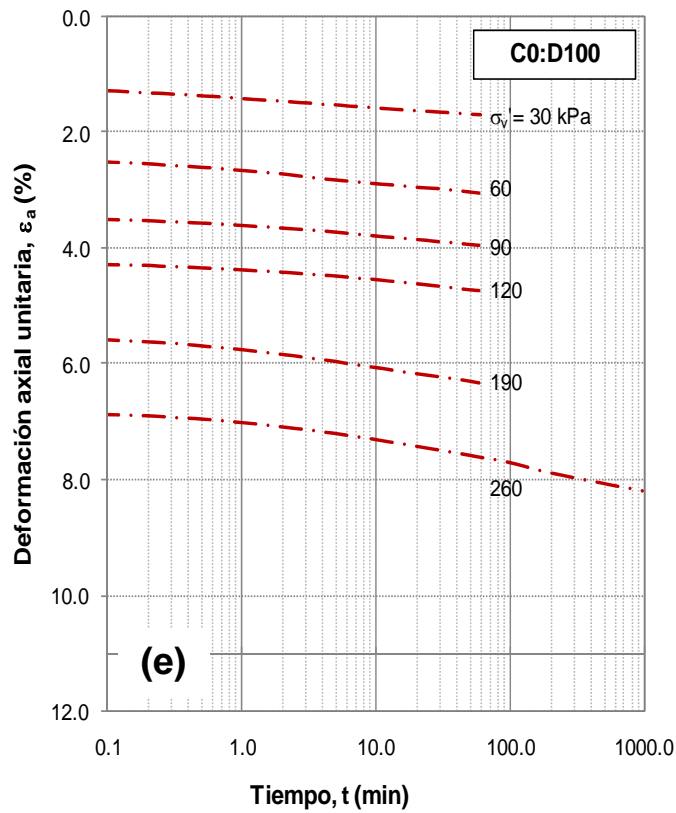


Figura 4.8e Curva de compresibilidad para muestras de 100% diatomita

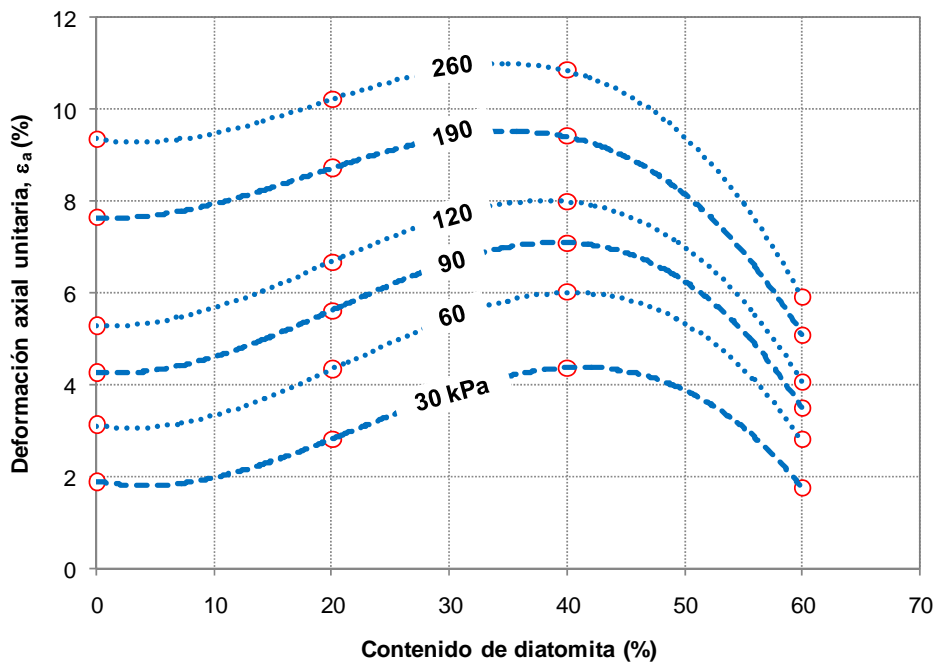


Figura 4.9 Deformación axial unitaria por incremento de carga y contenido de diatomita

Para el último incremento en cada una de las muestras, se determinó el tiempo necesario para finalizar la consolidación primaria (t_{100}). Los datos se presentan en la Tabla 4.3 y Figura 4.10. Como se observa, la consolidación primaria se completa en un menor tiempo al aumentar el contenido de diatomita e incluso para las muestras con 60% y 100% de diatomita no fue posible determinar con precisión este tiempo, debido a que fue menor a un minuto.

Estos resultados están directamente relacionados con la permeabilidad de las mezclas, es decir, que al aumentar el contenido de diatomita se espera que la permeabilidad sea mayor. Este hecho ha sido confirmado en investigaciones anteriores por Shiwakoti *et al* (2002) para mezclas artificiales y por Bryant y Rack (1990) y Marsters y Christian (1990) para sedimentos marinos. En estos trabajos han concluido que debido a la porosidad de las frústulas diatomáceas y que su geometría genera suelos con estructuras abiertas, la permeabilidad de los suelos diatomáceos es muy alta en comparación con otros que presentan la misma composición arcillosa y granulométrica, pero sin presencia de microfósiles.

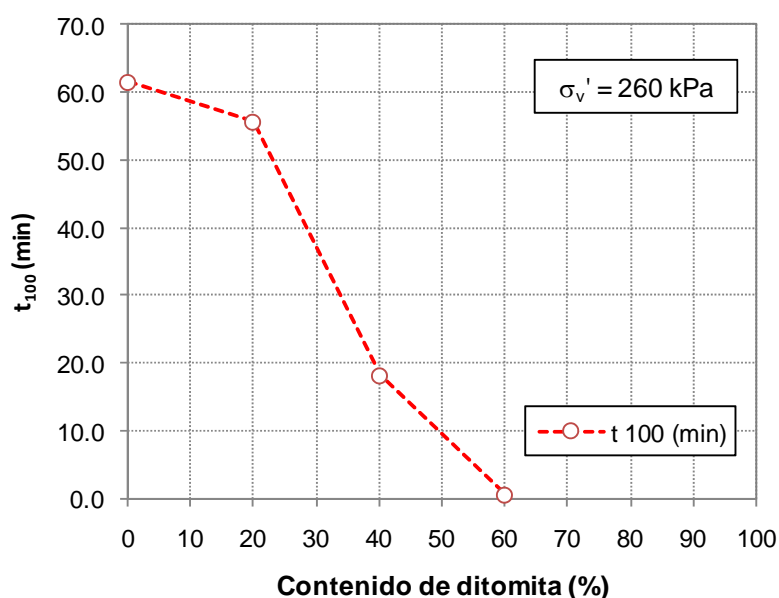


Figura 4.10 Variación de t_{100} con el contenido de diatomita

En la Figura 4.11 se muestran las curvas típicas de compresibilidad para las muestras C100:D0, C80:D20, C60:D40 y C40:D60. Como se indicó en la Tabla 4.3, los valores del índice de compresibilidad (C_c), se obtuvieron del último incremento de carga para evitar los efectos iniciales y obtener datos de la rama desestructurada.

En las curvas de compresibilidad no se distingue claramente un esfuerzo de fluencia σ_y' , especialmente cuando aumenta el contenido de diatomita, esto puede deberse a la alteración

de la muestra durante su extracción después del proceso de consolidación previa (sección 3.4.1), la cual influye de manera más importante al disminuir la plasticidad del material. Debido a estos resultados se determinó emplear el método SHANSEP (Ladd y Foott, 1974) para obtener datos fidedignos de la resistencia monotónica y cíclica del material.

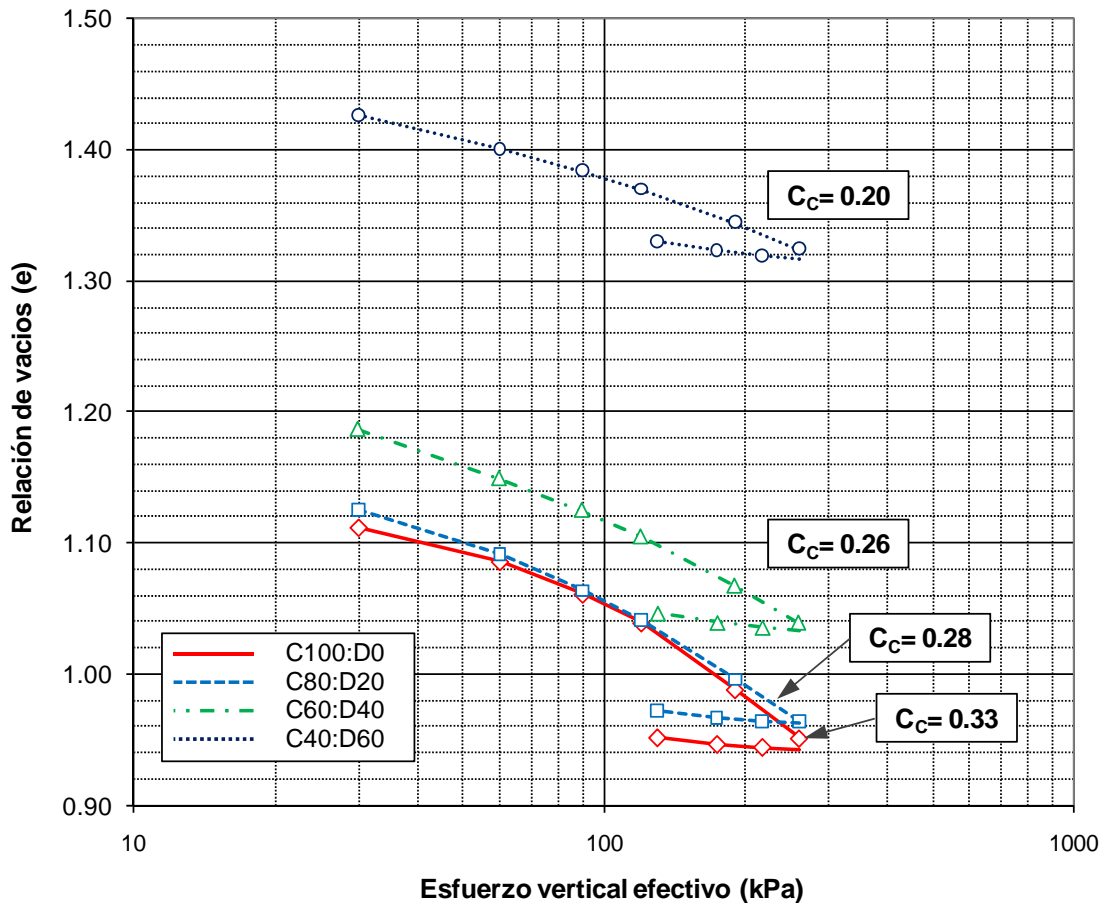


Figura 4.11 Relación de vacíos contra esfuerzo vertical efectivo en muestras con diferentes contenidos de diatomita.

Shiwakoti *et al.* (2002) presentó el efecto en C_c al incluir partículas inertes no fosilíferas tamaño limo (arena de Toyoura triturada) en caolín, encontrando que C_c disminuía al aumentar el contenido de este material. Por el contrario, al mezclar diatomita en caolín, el valor de C_c fue incrementándose junto con el contenido de microfósiles (Figura 4.12). Dicho comportamiento se debió a un mecanismo complejo durante el proceso de consolidación en el que se generan roturas en los esqueletos diatomáceos individuales lo cual produce un aumento en el índice de compresibilidad.

Contrario a los resultados descritos en la investigación de Shiwakoti *et al.* (2002), en este estudio se encontró que el valor de C_c disminuyó al aumentar el contenido de diatomita (Figura

4.12), lo cual coincide con lo obtenido por Nava-Tristán (2007). Se puede considerar que esta diferencia de resultados es debida a la geometría de la diatomita empleada, ya que en los trabajos de Shiwakoti *et al.* (2002) se confirmó vía SEM (Scanning Electron Microscope) que las diatomitas no presentaron trituración previa al proceso de consolidación. Por otro lado, la diatomita empleada para este estudio fue previamente triturada para su uso industrial.

En suelos diatomáceos naturales los valores de C_c suelen ser muy altos al sobrepasar el esfuerzo de fluencia (σ_y'), por ejemplo, para las arcillas de la Bahía de Osaka este índice alcanza valores de hasta 4.7 (Tanaka y Locat, 1999); para sedimentos del Mar Noruego se encontraron valores entre 2 y 5 (Pittenger, 1989); en el suelo de la Ciudad de México se han reportado valores mayores a 8 (Mesri *et al.*, 1975 y Díaz-Rodríguez y Martínez-Vásquez, 2008); en el caso de diatomita en estado natural, C_c puede alcanzar valores de hasta 8 (Shiwakoti *et al.*, 2002).

De acuerdo con algunas observaciones (Tanaka y Locat, 1999; Shiwakoti *et al.*, 2002 y Hong *et al.*, 2006) la alta compresibilidad en suelos diatomáceos naturales está directamente relacionada con el nivel de esfuerzo vertical aplicado. Para esfuerzos menores al de fluencia, el comportamiento de estos suelos depende de la compresibilidad de las partículas de las que se forme el suelo, mientras que para esfuerzos mayores, entra en juego la rotura de los esqueletos de diatomita, lo cual reduce el volumen de poros del suelo y disminuye de manera irreversible su capacidad de almacenar agua.

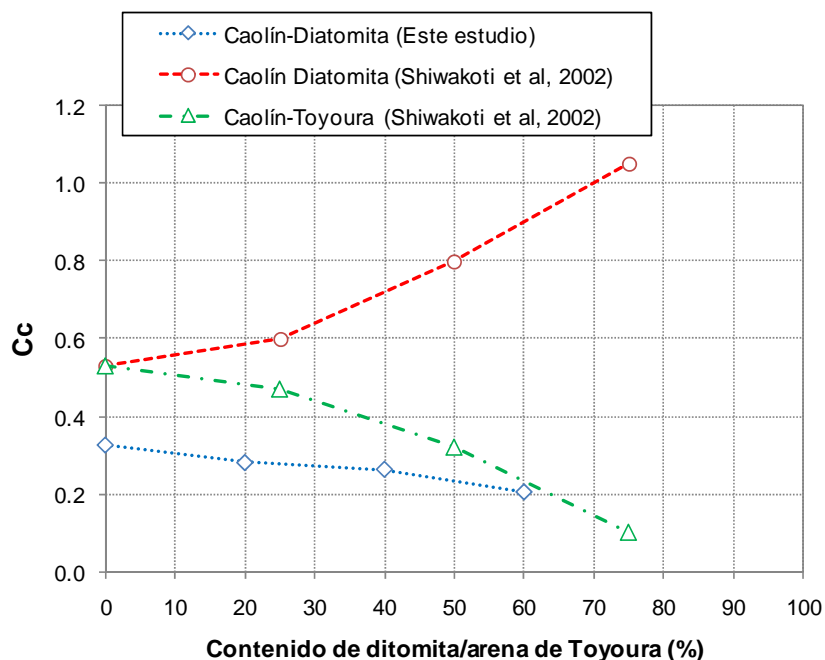


Figura 4.12 Índice de compresibilidad para diferentes mezclas caolín-diatomita, caolín-arena de Toyoura

Otro indicativo de la diferencia entre el tipo de diatomita empleada para esta investigación y la de Shiwakoti *et al.* (2002), se observa en la relación de vacíos obtenida durante el proceso de consolidación. Por ejemplo, para un contenido de diatomita de 25% y un esfuerzo vertical efectivo de 100 kPa, Shiwakoti *et al.*, obtuvo una relación de vacíos de 2.2 aproximadamente, mientras que en el presente estudio, aún para un contenido de diatomita de 60% no se obtuvieron relaciones de vacíos de esta magnitud (Figura 4.11). Esto sin duda refleja la importancia de la geometría y condiciones iniciales de la diatomita en las características de compresibilidad de las mezclas.

De acuerdo con estos datos se puede resumir que el comportamiento durante el proceso de consolidación de los suelos diatomáceos exhibe características singulares sólo cuando los esqueletos no presentan alteraciones importantes y de otro modo su comportamiento es similar al de una mezcla de arcilla con partículas inertes de tamaño limo.

Para analizar el comportamiento de las mezclas durante la etapa de consolidación secundaria, se obtuvo el valor del índice C_α para el último incremento de carga. Existe una ligera tendencia al aumento de este índice de consolidación secundaria con el aumento en el contenido de diatomita (Figura 4.13).

Por otro lado, el cociente C_c/C_α , presenta un claro incremento al aumentar el contenido de diatomita (Figura 4.13 y 4.14). Los valores de este cociente se encuentran en el rango de 0.01 a 0.07 para todos los materiales geotécnicos y su magnitud aparenta ser dependiente de la compresibilidad y deformabilidad de las partículas del suelo. Por ejemplo, para arenas se tiene un valor promedio $C_c/C_\alpha = 0.02 \pm 0.01$, para arcillas inorgánicas 0.04 ± 0.01 , para arcillas y limos orgánicos 0.05 ± 0.01 y para suelos orgánicos y turbas 0.075 ± 0.01 (Terzaghi *et al.*, 1996 y Mitchell y Soga, 2005).

Para el caso de una muestra de caolín, Wang y Xu (2007) presentaron valores de C_c/C_α en el rango de 0.012 a 0.015, por lo tanto el valor promedio de 0.014 obtenido en este estudio puede considerarse adecuado. Por otro lado, aún cuando los valores de C_c disminuyen al aumentar el contenido de diatomita, el cociente C_c/C_α indica un aumento en la compresibilidad y deformabilidad de las mezclas. Este resultado puede indicarnos que el mecanismo de consolidación secundaria, el cual incluye deslizamientos entre contactos interparticulares, expulsión de agua de elementos microestructurales y reacomodo del agua adsorbida (Mitchell y Soga 2005), se vuelve más complejo en suelos diatomáceos debido a la geometría de las partículas, rugosidad, porosidad y capacidad de absorción de agua.

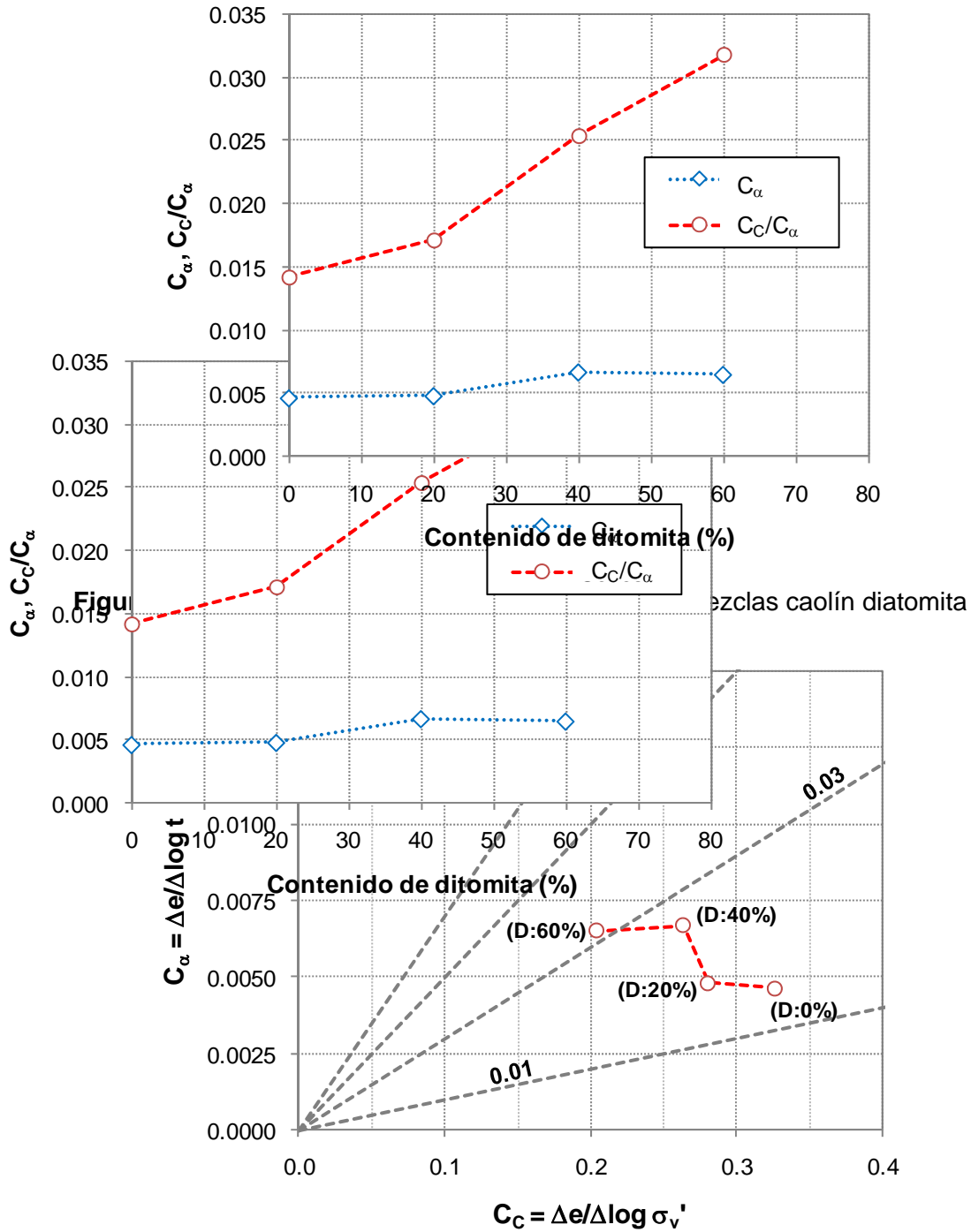


Figura 4.14 Variación de C_C/C_α para diferentes mezclas caolín diatomita

Por lo tanto, puede considerarse que la consolidación secundaria juega un papel importante en suelos diatomáceos, sin embargo, se requiere un estudio más adecuado en el mismo tipo de mezclas para evaluar esta característica, ya que los valores de C_α , son dependientes de la historia previa de esfuerzos y del tiempo para el cual se obtiene dicho índice, factores que quedan fuera del alcance de este estudio.

4.4 Comportamiento monotónico pre-cíclico

En esta sección se muestran los resultados obtenidos durante el corte simple monotónico pre-cíclico de las muestras C100:D0, C80:D20, C60:D40, C40:D60 y C0:D100, las cuales se consolidaron bajo condiciones k_0 con dos esfuerzos verticales efectivos diferentes, con el objeto de ensayar muestras normalmente consolidadas ($OCR=1$) y preconsolidadas ($OCR=2$). En la Figura 3.11 se ilustra el procedimiento de obtención de dichas muestras.

4.4.1 Comportamiento monotónico de muestras normalmente consolidadas

Comportamiento esfuerzo-deformación-presión de poro

Las curvas típicas de esfuerzo-deformación de las muestras normalmente consolidadas con un esfuerzo vertical efectivo de 260 kPa, para diferentes porcentajes de diatomita, se muestran en la Figura 4.15. En la misma figura se muestra el desarrollo de la presión de poro contra la deformación angular durante la prueba.

Los resultados se normalizaron con respecto al esfuerzo vertical efectivo máximo ($\sigma_{vm}'=260$ kPa), esto con la finalidad de realizar comparaciones con las muestras preconsolidadas.

Las curvas esfuerzo-deformación muestran diversas características que dependen del contenido de diatomita con el que se formaron las muestras. A continuación se muestran y discuten los resultados.

Mediante los ensayos realizados, se confirma parte de la información publicada a la fecha, ya que se observa que la resistencia máxima al esfuerzo cortante (τ_{max}) aumenta cuando el contenido de diatomita se incrementa (Figura 4.15a).

La forma de las curvas esfuerzo-deformación presentan algunas diferencias con respecto a otras investigaciones debido al tipo de ensaye empleado: corte directo a volumen constante (Tanaka y Locat, 1999 y Shiwakoti *et al.*, 2002), compresión triaxial (Nava-Tristán, 2007) y corte simple directo a volumen constante (este estudio). Sin embargo, la tendencia en el incremento de la resistencia al esfuerzo cortante con el contenido de diatomita persiste en todos los casos.

El esfuerzo cortante máximo para cada muestra, aumenta en relación con la resistencia del caolín en 9%, 56% y 150% para contenidos de diatomita de 20%, 40% y 60% respectivamente. El aumento en la resistencia es evidente a partir de contenidos de diatomita

mayores al 20%, lo cual se asemeja a lo publicado por Tanaka *et al.* (2002), quien registra un incremento importante en el ángulo de fricción interna (ϕ') para un contenido de diatomita de 25% en muestras de caolín. Los resultados obtenidos por Nava-Tristán (2007), también muestran un incremento significativo en la resistencia de las muestras a partir del 20% de contenido de diatomita.

La deformación angular alcanzada para movilizar la resistencia máxima al esfuerzo cortante en cada muestra, aumenta con el contenido de diatomita. Se obtuvieron valores de deformación angular en la falla (γ_{sf}) de 13.2%, 16.4%, 20.2% y 24.8% para contenidos de diatomita de 0%, 20%, 40% y 60% respectivamente.

Al incrementarse el contenido de diatomita, el comportamiento dilatante de los especímenes se hace más evidente. Esta observación se deriva de la generación de presión de poro registrada, la cual en el caso de la muestra con mayor contenido de diatomita llegó a presentar valores negativos para deformaciones angulares entre 15 y 20%.

Para analizar el comportamiento de las muestras en función de esfuerzos efectivos, se presentan en la Figura 4.15c, las trayectorias de esfuerzo de los ensayos (esfuerzo cortante horizontal normalizado τ_h/σ_{vm}' , contra esfuerzo vertical efectivo normalizado σ_v'/σ_{vm}'). En las trayectorias mostradas se observa que las muestras con 0% y 20% de diatomita presentan un comportamiento predominantemente contractivo. Para un contenido de diatomita de 40%, el comportamiento dilatante de la muestra se exhibe de forma moderada, hasta presentar una dilatación pronunciada para un 60% de diatomita.

Las muestras formadas con 100% diatomita, no muestran la misma tendencia presentada en la Figura 4.15. La resistencia al esfuerzo cortante y el comportamiento dilatante registrados disminuyen en relación con los resultados para 60% de diatomita. En la Figura 4.16, se muestra una comparativa de las trayectorias de esfuerzo para las muestras con 0%, 60% y 100% de diatomita.

Aún cuando la muestra con 60% de diatomita desarrolla la mayor resistencia al esfuerzo cortante, un análisis del ángulo de fricción efectivo (ϕ'), detallado en la sección 4.4.3, indica que el máximo valor de ϕ' en las muestras ensayadas, se presenta para el espécimen con 100% de diatomita.

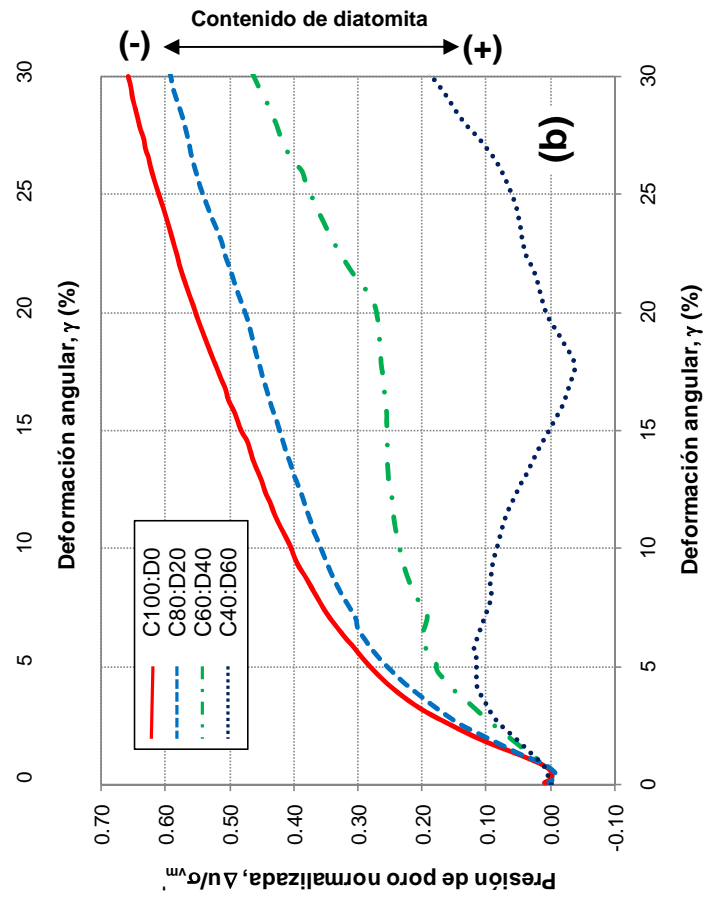
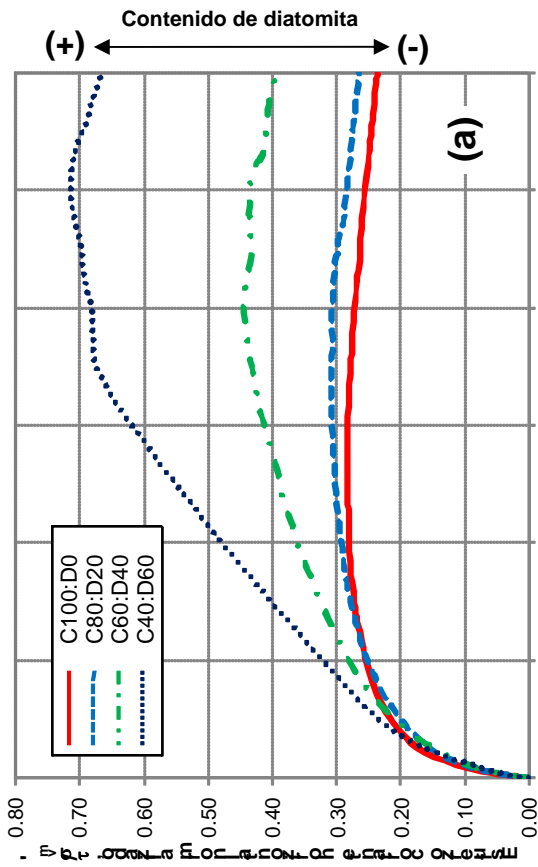
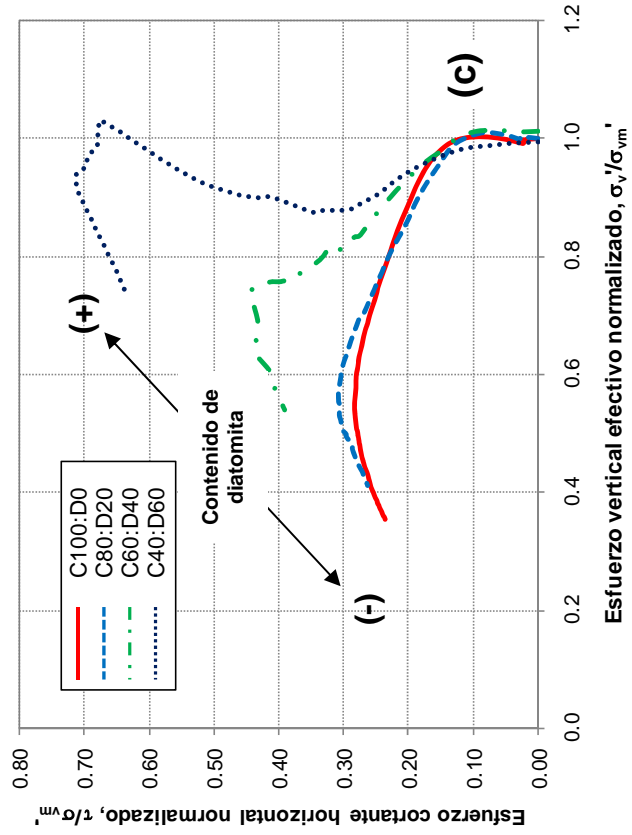


Figura 4.15 Comportamiento monotónico pre-cíclico de muestras normalmente consolidadas ($\sigma_{vm} = 260$ kPa) con 0%, 20%, 40% y 60% de diatomita.

- (a) Esfuerzo-deformación
- (b) generación de presión de poro-deformación
- (c) Trayectorias de esfuerzo

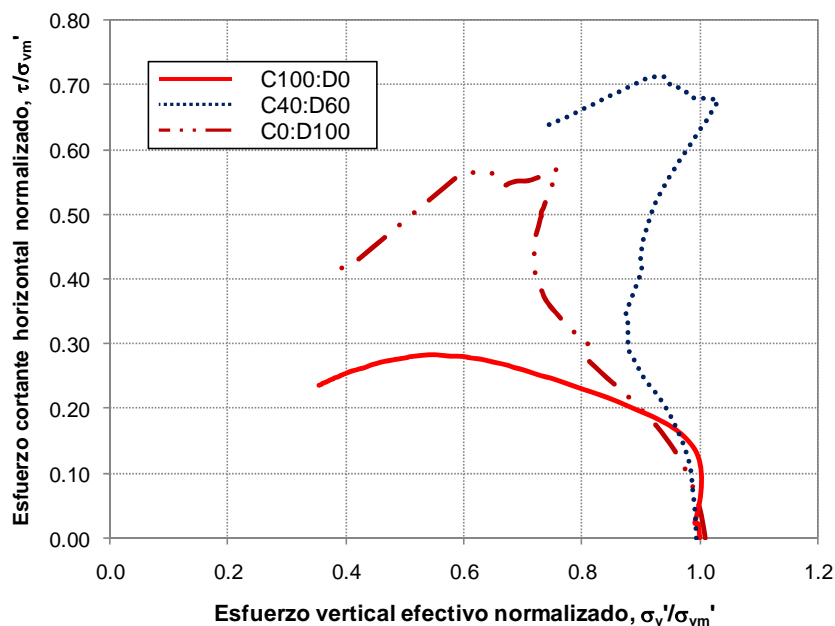


Figura 4.16 Comportamiento monotónico pre-cíclico de muestras normalmente consolidadas. Trayectorias de esfuerzo para 0%, 60% y 100% de diatomita.

Degradación del módulo secante de rigidez (G_{sec})

Para estudiar la degradación de la rigidez de las muestras durante la aplicación del corte simple monotónico, se evaluó el cambio del módulo secante en la curva esfuerzo-deformación como se mencionó en la sección 3.6.2.

Los valores de G_{sec} , se determinaron en un rango de deformaciones angulares entre 0.1% y 30%. La instrumentación del equipo no permitió la definición adecuada de la etapa de comportamiento lineal del suelo y, por lo tanto, los módulos determinados pertenecen a la región de comportamiento plástico no lineal.

Las curvas de módulo secante contra deformación angular en escala logarítmica se muestran en las Figuras 4.17, 4.18 y 4.19. Se comparó la degradación de las mezclas caolín-diatomita con respecto a la muestra de 100% caolín. En estas figuras se observa que al incrementar el contenido de diatomita, la rigidez en la zona de comportamiento no lineal, en relación con la del caolín, disminuye para un rango de deformaciones entre 0.1% y 2%. Sin embargo, al incrementar el contenido de diatomita, el módulo de rigidez al corte aumenta para deformaciones mayores a 2%.

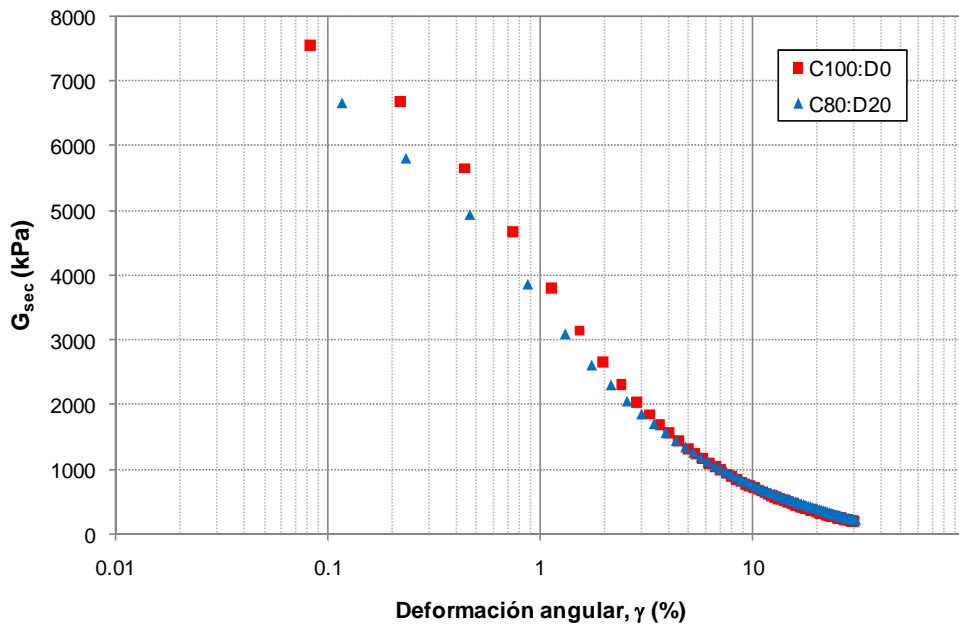


Figura 4.17 Degradación del módulo secante durante la prueba monótonica pre-cíclica en muestras normalmente consolidadas con 0% y 20% de diatomita

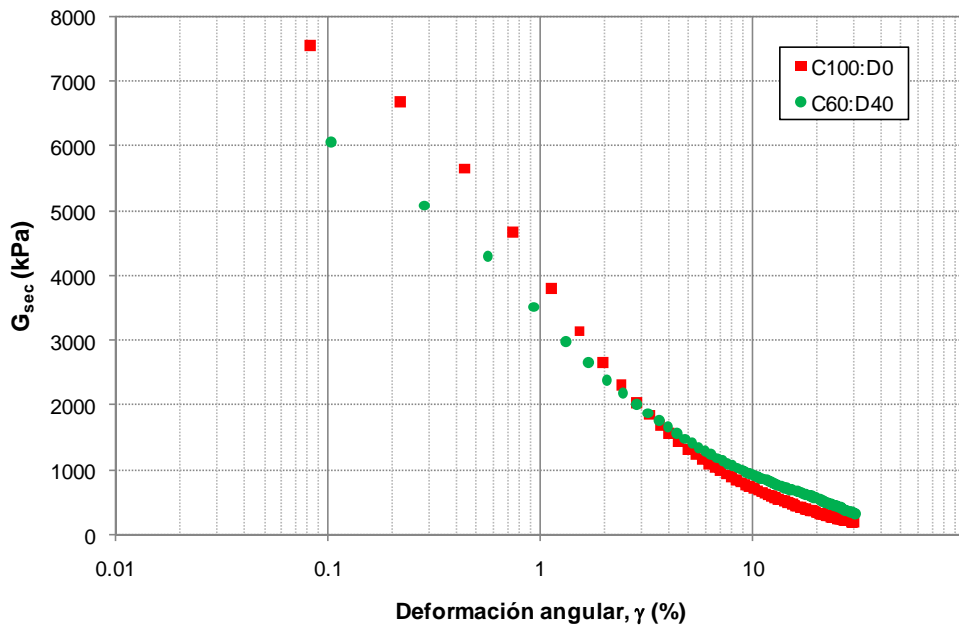


Figura 4.18 Degradación del módulo secante durante la prueba monótonica pre-cíclica en muestras normalmente consolidadas con 0% y 40% de diatomita

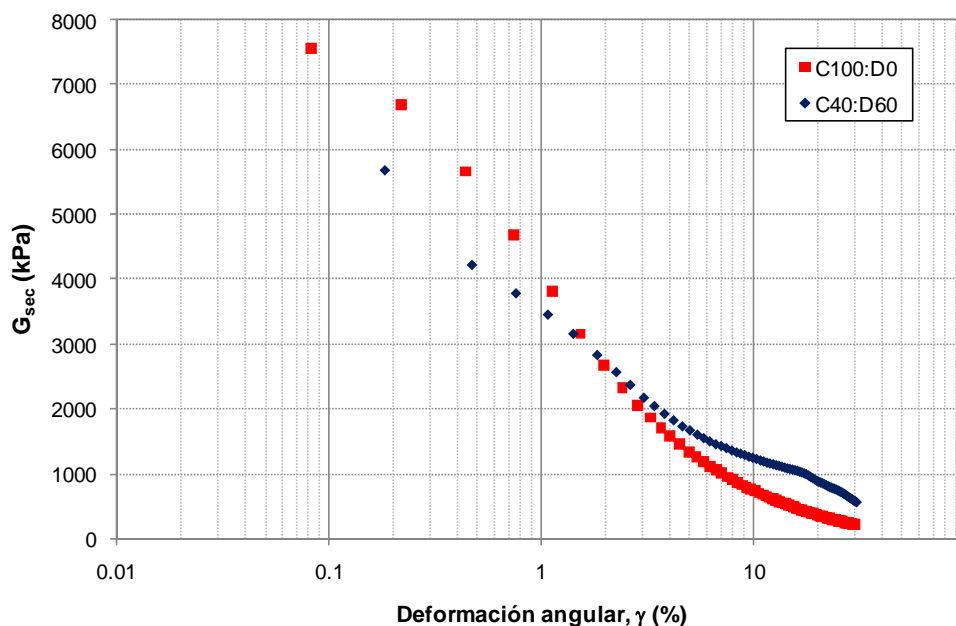


Figura 4.19 Degradación del módulo secante durante la prueba monotónica pre-cíclica en muestras normalmente consolidadas con 0% y 60% de diatomita

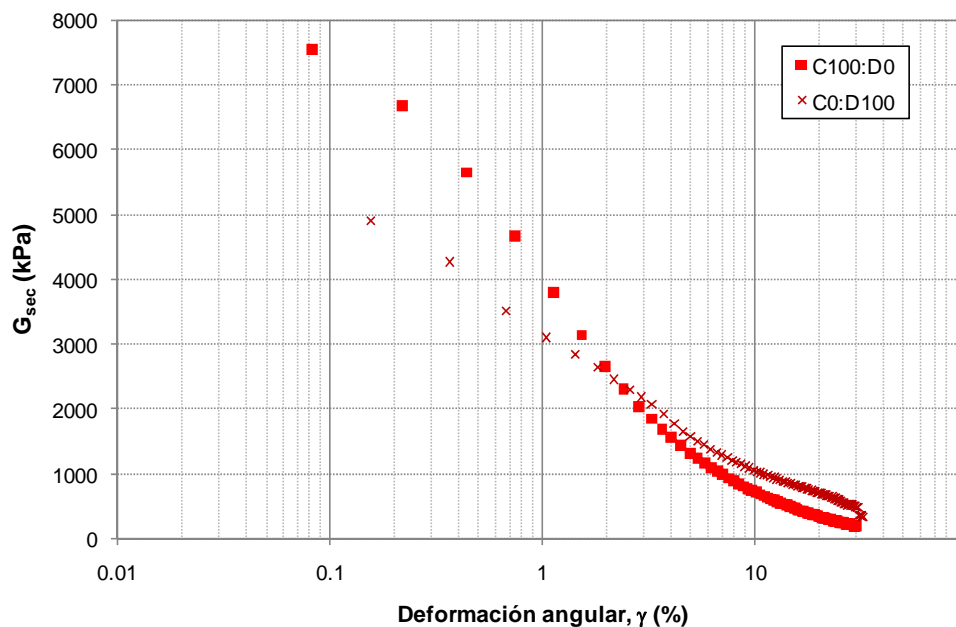


Figura 4.20 Degradación del módulo secante durante la prueba monotónica pre-cíclica en muestras normalmente consolidadas con 0% y 100% de diatomita

La curva de degradación del módulo para la muestra C0:D100 se muestra en la Figura 4.20. El valor de G_{sec} inicial para este material, es el menor en comparación con las muestras anteriores, sin embargo, el módulo para deformaciones mayores al 2% presenta valores intermedios entre las muestras con 40% y 60% de diatomita.

4.4.2 Comportamiento monotónico de muestras preconsolidadas

Comportamiento esfuerzo-deformación-presión de poro

Para las muestras consolidadas en condiciones k_0 bajo un esfuerzo vertical efectivo de 130 kPa ($OCR= 2$), se muestra en las Figura 4.21a y 4.21b el comportamiento esfuerzo-deformación y generación de presión de poro-deformación durante el ensaye monotónico.

La tendencia de aumento de la resistencia máxima al corte con el incremento del contenido de diatomeas se conserva como en las muestras normalmente consolidadas.

Las formas de las curvas esfuerzo-deformación son muy similares a las obtenidas en muestras normalmente consolidadas, con la diferencia de que los esfuerzos cortantes máximos alcanzados son menores en un 20% en promedio cuando se emplea una normalización τ_{sf}/σ_{vm}' , la cual será útil para determinar las trayectorias de esfuerzo más adelante. Para comparar la resistencia última de las muestras con $OCR= 1$ y 2 bajo el mismo nivel de esfuerzo vertical, es necesario emplear una normalización τ_{sf}/σ_{vc}' , en este caso, las muestras preconsolidadas presentan valores de resistencia mayores, lo cual se detallará en la sección 4.4.3.

El incremento en la resistencia al corte simple en relación con la muestra de caolín es de 5%, 69% y 150% para contenidos de diatomita de 20%, 40% y 60% respectivamente. Dichos valores son semejantes a los encontrados en muestras normalmente consolidadas.

La deformación angular para movilizar el esfuerzo cortante máximo de cada muestra se encontró en 12.0%, 13.0%, 23.7% y 21.4%, para contenidos de diatomita de 0%, 20%, 40% y 60% respectivamente. La desviación de estos datos con respecto a los encontrados en muestras normalmente consolidadas es mayor, sin embargo, la tendencia de aumento en la deformación angular en la falla junto con el incremento en el contenido de diatomita se mantiene.

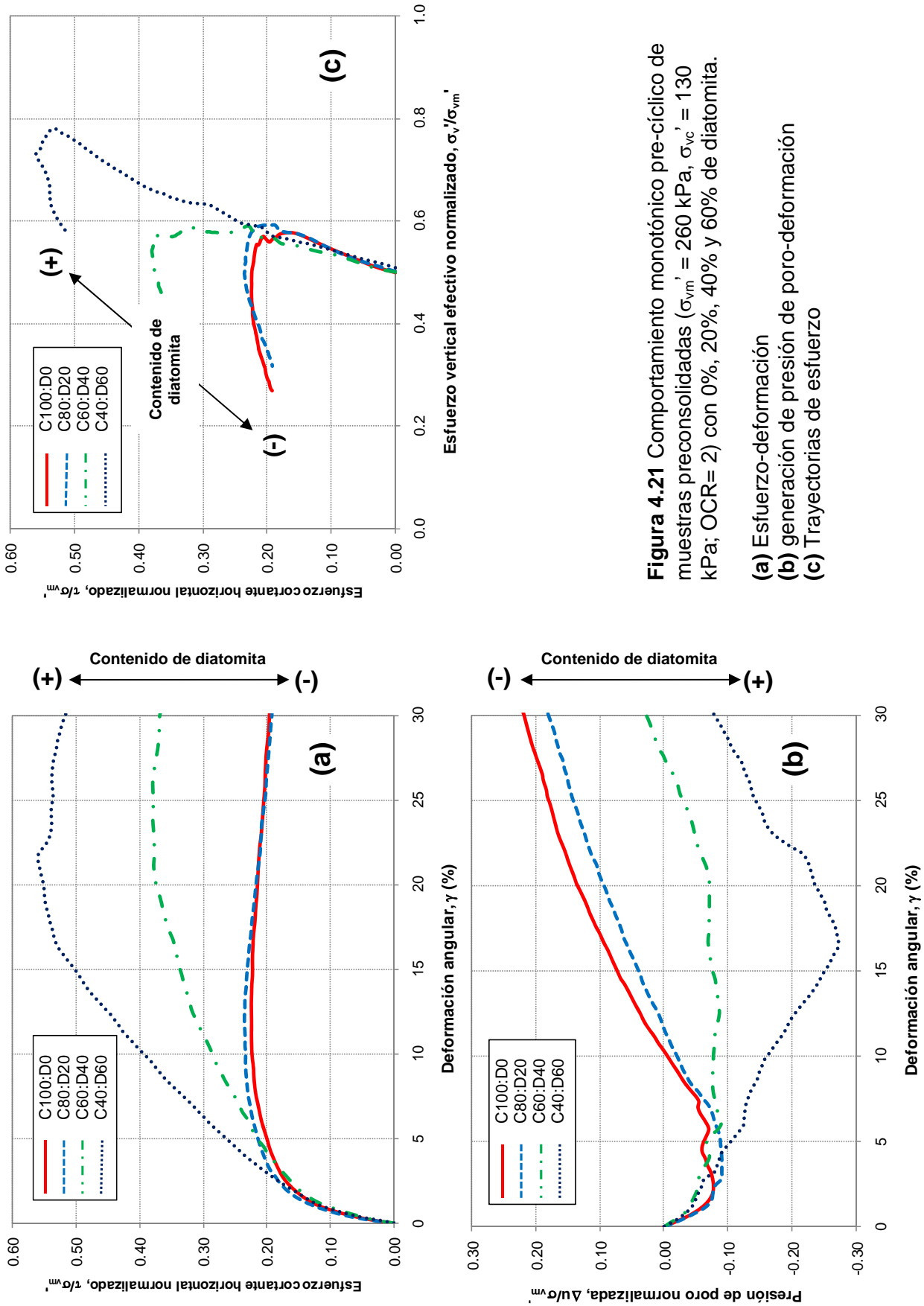


Figura 4.21 Comportamiento monotónico pre-cíclico de muestras preconsolidadas ($\sigma_{vm}' = 260$ kPa, $\sigma_{vc}' = 130$ kPa; OCR= 2) con 0%, 20%, 40% y 60% de diatomita.

- (a) Esfuerzo-deformación
- (b) generación de presión de poro-deformación
- (c) Trayectorias de esfuerzo

A diferencia de las muestras normalmente consolidadas, se observa que la presión de poro generada en todas las muestras fue negativa desde el inicio de la prueba. En los especímenes con menor contenido de diatomita la presión de poro se incrementa rápidamente a partir de una deformación angular de 5%, sin embargo, con el incremento de diatomita, las muestras presentan un aumento gradual en la presión de poro y para la muestra con 60% de diatomita, la muestra no mostró presión de poro positiva durante la prueba. Estos datos confirman que la presencia de diatomita en el caolín acentúa su comportamiento dilatante, el cual se hace aún más evidente para muestras preconsolidadas.

En la Figura 4.21c, se muestran las trayectorias de esfuerzo, en donde se observa el comportamiento dilatante de todas las muestras debido a su condición preconsolidada. Al igual que en especímenes normalmente consolidados, es evidente el cambio del comportamiento del caolín para un contenido de diatomita mayor de 20%

Al igual que en las muestras normalmente consolidadas, la muestra con 100% de diatomita no presenta la misma tendencia mostrada en la Figura 4.21, ya que alcanza una resistencia al esfuerzo cortante menor a la obtenida con 60% de diatomita (Figura 4.22). Sin embargo, el espécimen con 100% de diatomita presenta el mayor valor de ϕ' para el grupo de muestras ensayadas, lo cual se revisa con más detalle en la sección 4.4.3.

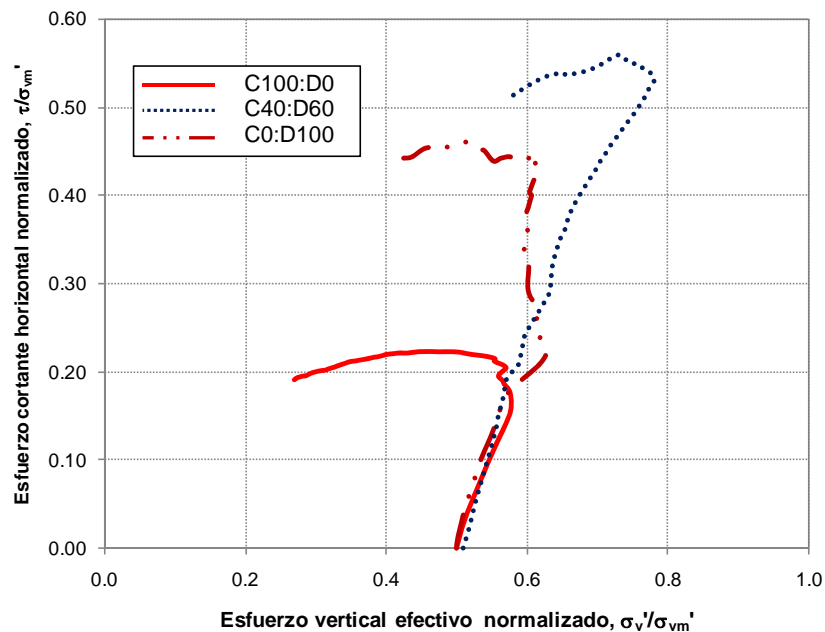


Figura 4.22 Comportamiento monótonico pre-cíclico de muestras preconsolidadas. Trayectorias de esfuerzo para 0%, 60% y 100% de diatomita.

Degradación del módulo secante de rigidez (G_{sec})

La revisión de la degradación del módulo secante durante el corte monotónico se muestra en las Figuras 4.23, 4.24 y 4.25. En estas figuras, se compara la degradación de las muestras caolín-diatomita con respecto a la de 100% caolín, como se mencionó anteriormente, se revisó únicamente la zona de comportamiento plástico no lineal.

Los valores de G_{sec} encontrados son menores a los de las muestras normalmente consolidadas y los valores máximos decaen de un rango de 6500 kPa (OCR= 1) a 4500 kPa (OCR= 2). Para evaluar el valor de G_{sec} bajo un mismo nivel de esfuerzos verticales, se presenta en la sección 4.4.3 la normalización de los datos G_{sec}/σ_{vc}' .

Los especímenes con contenidos de diatomita de 0% y 20% presentan características muy similares, con una rigidez ligeramente mayor para la muestra con 20% de diatomita en un rango de deformaciones entre 0.1% y 5% aproximadamente.

Para los especímenes con un contenido de diatomita mayor al 20%, el comportamiento es similar al observado en especímenes normalmente consolidados, es decir, en relación con la muestra C100:D0, presentan un decremento en la rigidez para un rango de deformaciones entre 0.1% y 2% y un incremento en la rigidez para deformaciones mayores a 2%.

A diferencia de las muestras normalmente consolidadas, la zona de deformaciones comprendida entre 0.1% y 2% muestra un comportamiento diferente, ya que se observaron valores del módulo ligeramente menores en el espécimen con 40% de diatomita en comparación con el de 60%, sin embargo, para deformaciones mayores al 2%, el aumento de la rigidez con el contenido de diatomita es una característica consistente.

La Figura 4.26 muestra que al igual que en las muestras normalmente consolidadas, el espécimen de 100% diatomita presenta valores de G_{sec} intermedios a los obtenidos para 40% y 60% de diatomita en la región de deformaciones mayores al 2%.

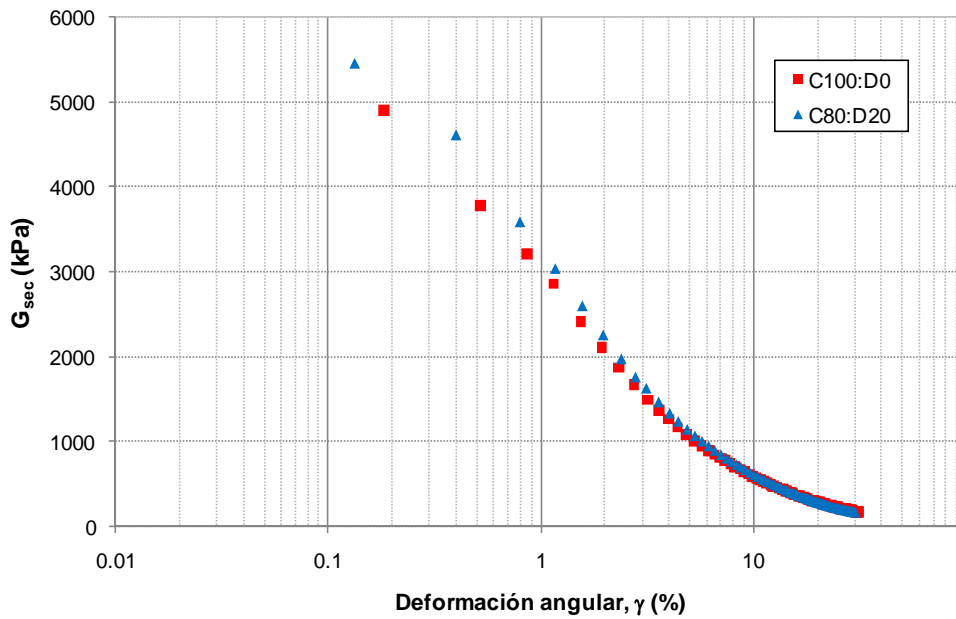


Figura 4.23 Degradación del módulo secante durante la prueba monotónica pre-cíclica en muestras preconsolidadas con 0% y 20% de diatomita

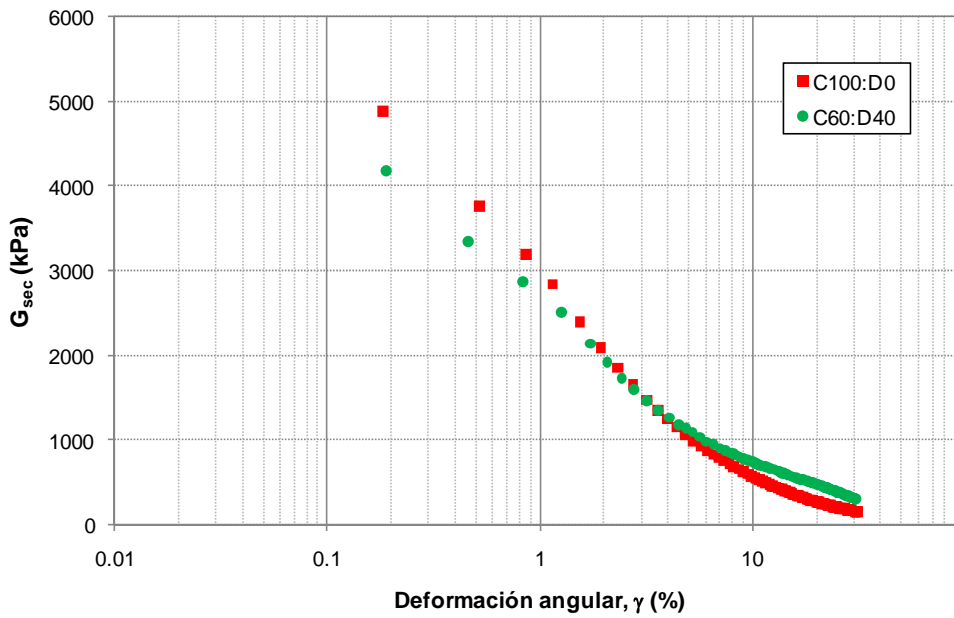


Figura 4.24 Degradación del módulo secante durante la prueba monotónica pre-cíclica en muestras preconsolidadas con 0% y 40% de diatomita

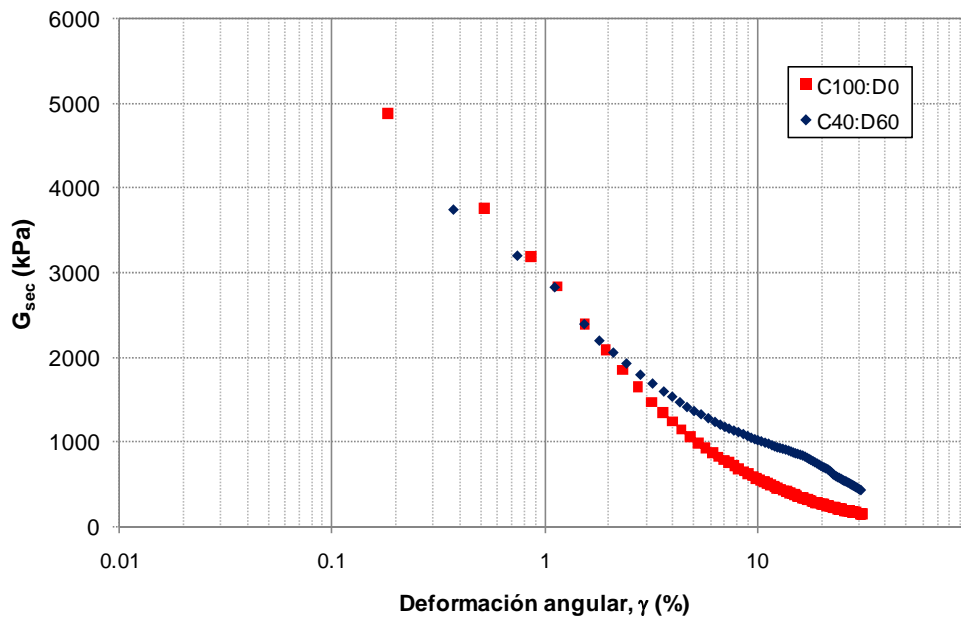


Figura 4.25 Degradación del módulo secante durante la prueba monótonica pre-cíclica en muestras preconsolidadas con 0% y 60% de diatomita

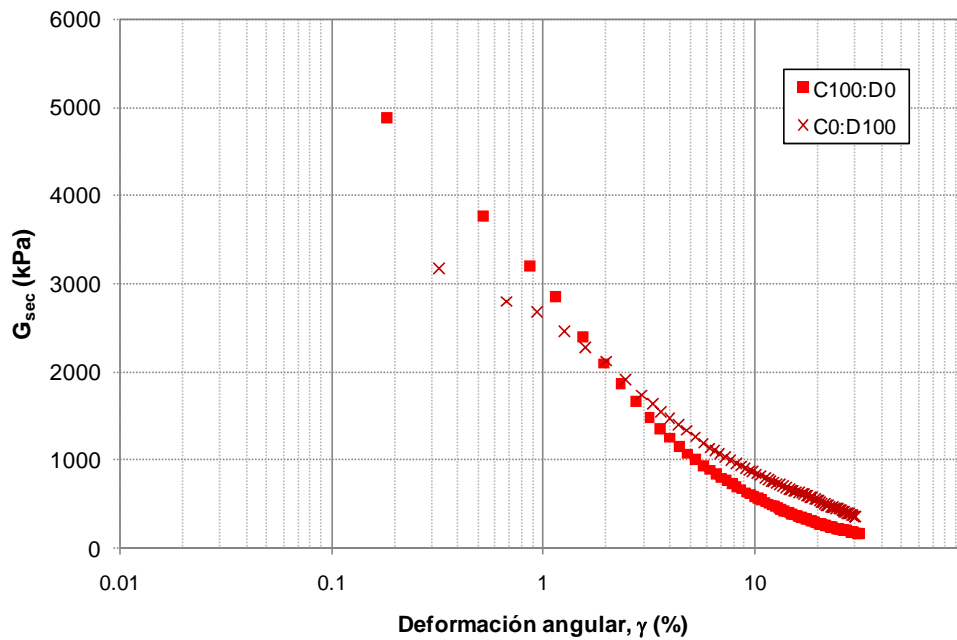


Figura 4.26 Degradación del módulo secante durante la prueba monótonica pre-cíclica en muestras preconsolidadas con 0% y 100% de diatomita

4.4.3 Comparación de resultados

En la Tabla 4.4 se muestra el resumen de los resultados obtenidos para muestras normalmente consolidadas (OCR= 1) y preconsolidadas (OCR= 2) durante los ensayos monotónicos pre-cíclicos.

Tabla 4.4 Resumen de resultados en pruebas monotónicas pre-cíclicas

Prueba	Contenido de diatomita	σ_{vc}' kPa	Corte monotónico precíclico							
	%		τ_{sf} kPa	τ_{sf}/σ_{vm}'	τ_{sf}/σ_{vc}'	γ_{sf} (%)	U_{sf} kPa	U_{sf}/σ_{vc}'	U_{sf}/σ_{vm}'	σ_v'/σ_{vm}'
OCR 1										
100C:0D_N1	0	260.0	72.80	0.28	0.28	13.20	115.4	0.44	0.44	0.56
80C:20D_N1	20	260.0	79.56	0.31	0.31	16.36	108.2	0.42	0.42	0.58
60C:40D_N1	40	260.0	118.04	0.45	0.45	20.23	71.1	0.27	0.27	0.73
40C:60D_N1	60	260.0	185.00	0.71	0.71	24.84	15.3	0.06	0.06	0.94
0C:100D_N1	100	260.0	147.94	0.57	0.57	23.54	62.9	0.24	0.24	0.76
OCR 2										
100C:0D_P1	0	130.0	58.50	0.23	0.45	12.03	7.0	0.01	0.03	0.47
80C:20D_P1	20	130.0	61.62	0.24	0.47	13.50	2.6	0.01	0.01	0.49
60C:40D_P1	40	130.0	97.24	0.37	0.75	21.57	-16.6	-0.03	-0.06	0.56
40C:60D_P1	60	130.0	143.39	0.55	1.10	22.06	-62.7	-0.12	-0.24	0.74
0C:100D_P1	100	130.0	110.76	0.43	0.85	24.96	-13.0	-0.02	-0.05	0.55

De la Tabla 4.4, se dibujaron los valores normalizados de esfuerzo cortante máximo, contra contenido de diatomita para las muestras con OCR= 1 y 2 (Figura 4.27). Al normalizar los valores de esfuerzo cortante con respecto al esfuerzo vertical de consolidación máximo (σ_{vm}'), es decir, 260 kPa para muestras con OCR= 1 y OCR= 2, se observa que los valores obtenidos siguen tendencias similares con respecto al contenido de diatomita.

Al comparar los resultados de las muestras normalmente consolidadas y preconsolidadas bajo un mismo nivel de esfuerzo vertical, es decir considerando una normalización τ_{sf}/σ_{vc}' , para cada contenido de diatomita, la resistencia de los especímenes aumenta junto con el OCR en un 60%, 55%, 64%, 55%, y 50%, para 0%, 20%, 40%, 60% y 100% de diatomita respectivamente. En promedio, se tiene un aumento de 57% en la resistencia al corte de los especímenes preconsolidados (OCR= 2), en comparación con los normalmente consolidados cuando se analizan bajo el mismo nivel de esfuerzos verticales.

Para los valores de OCR revisados, la resistencia máxima al esfuerzo cortante aumenta con el contenido de diatomita hasta alcanzar una proporción 40C:60D. De acuerdo con la Figura 4.16 y 4.22, la resistencia al cortante de las muestras de 100% diatomita disminuye con respecto a

las que contienen 60% (Figura 4.27). El comportamiento para este contenido de diatomita difiere de lo señalado en párrafos anteriores y puede explicarse con un criterio como el que se propone a continuación.

Si se revisa la Figura 4.27 de izquierda a derecha: a partir de una mezcla de 100% caolín, la inclusión de diatomita en las muestras contribuye en el aumento de la resistencia al esfuerzo cortante. Con un contenido de diatomita entre 0% y 50% se puede considerar que el material contiene predominantemente finos plásticos y el suelo puede clasificarse como una arcilla diatomácea, sin embargo, al incluir un mayor contenido de diatomita, la mezcla presenta un comportamiento similar al de un material no plástico.

A partir de una relación 40C:60D, el material puede considerarse como una diatomita con arcilla, donde las características friccionantes de los microfósiles diatomáceos contribuyen en mayor medida en la resistencia del material, mientras que los finos plásticos forman parte de la matriz en la mezcla.

Al disminuir el contenido de caolín, de acuerdo con las tendencias trazadas en la Figura 4.27, es posible que exista una proporción límite entre materiales donde la interacción entre las características de la diatomita y la matriz arcillosa generen la mayor resistencia al cortante, dicha proporción puede encontrarse alrededor de 20C:80D, sin embargo, es necesario un estudio más detallado para corroborar dicho comportamiento. Para una cantidad menor de caolín, la resistencia del material decae y para un 100% de diatomita, se observan valores de resistencia menores a los encontrados para C40:D60.

La Figura 4.28 muestra los valores normalizados de la presión de poro para el máximo esfuerzo cortante alcanzado, contra el contenido de diatomita para las muestras con OCR= 1 y 2.

En dicha figura se observa que para las dos relaciones de preconsolidación empleadas, la forma de las tendencias de generación de presión de poro en la falla son similares y su valor disminuye al aumentar el contenido de diatomita hasta una proporción de 40C:60D. Este comportamiento, se relaciona directamente con la resistencia al esfuerzo cortante analizada anteriormente.

Para un mismo contenido de diatomita, el valor de $\Delta u/\sigma_{vc}'$ disminuye al aumentar el OCR en, 0.43, 0.41, 0.31, 0.18 y 0.26 unidades, para 0%, 20%, 40%, 60% y 100% de diatomita respectivamente. Para un OCR=2, y a partir de un 20% de diatomita, los valores de presión de poro en la falla se mantienen con valores negativos.

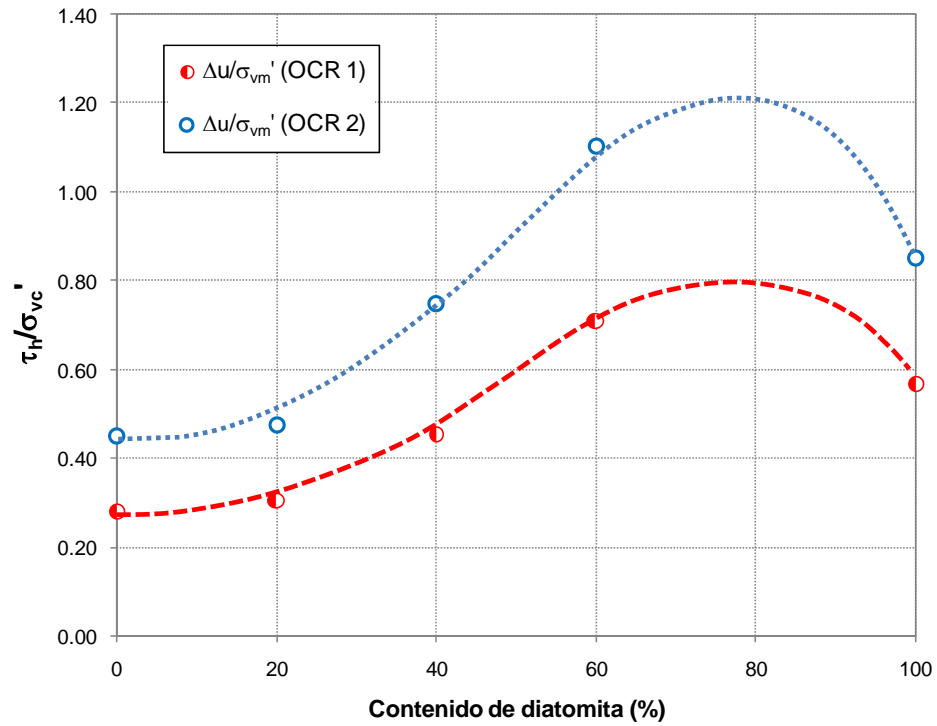


Figura 4.27 Esfuerzo cortante máximo normalizado contra contenido de diatomita para muestras con OCR= 1 y 2

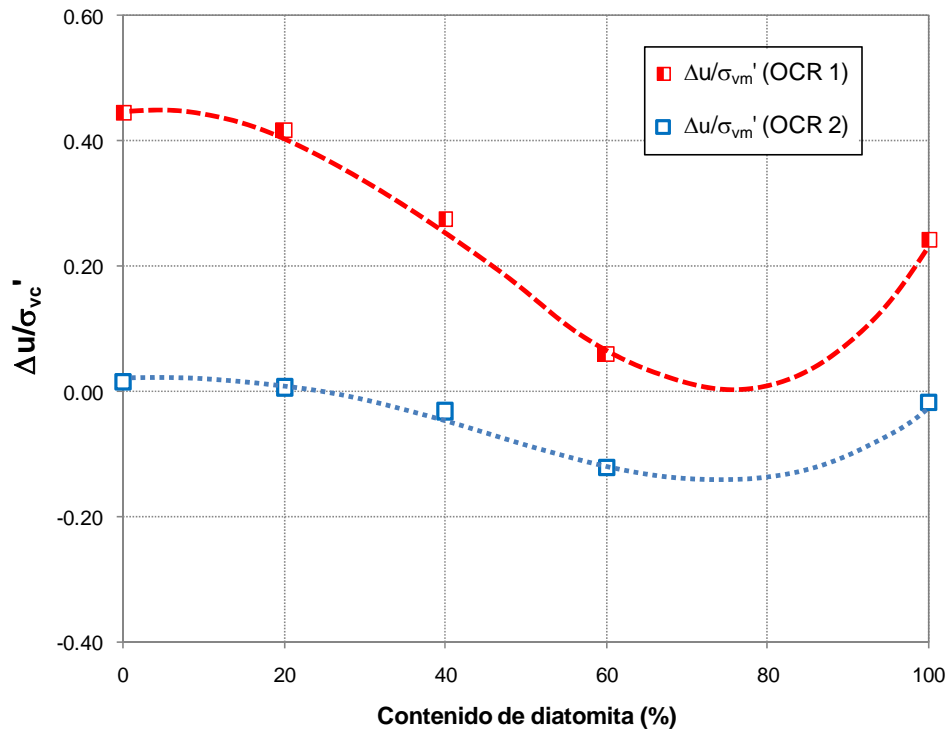


Figura 4.28 Presión de poro en la falla normalizada contra contenido de diatomita para muestras con OCR= 1 y 2

Al igual que en el análisis de la resistencia al esfuerzo cortante, las tendencias dibujadas en la Figura 4.28 indican un cambio de comportamiento para un contenido de diatomita entre 70% y 75%, en donde se podría tener el máximo comportamiento dilatante de las muestras.

En la Figura 4.29 se puede observar que la deformación angular en la falla aumenta junto con el contenido de diatomita. Dichos resultados son más claros para los especímenes normalmente consolidados, sin embargo, las deformaciones en la falla para cada contenido de diatomita y diferente OCR, pueden aproximarse a la tendencia que se muestra en la figura.

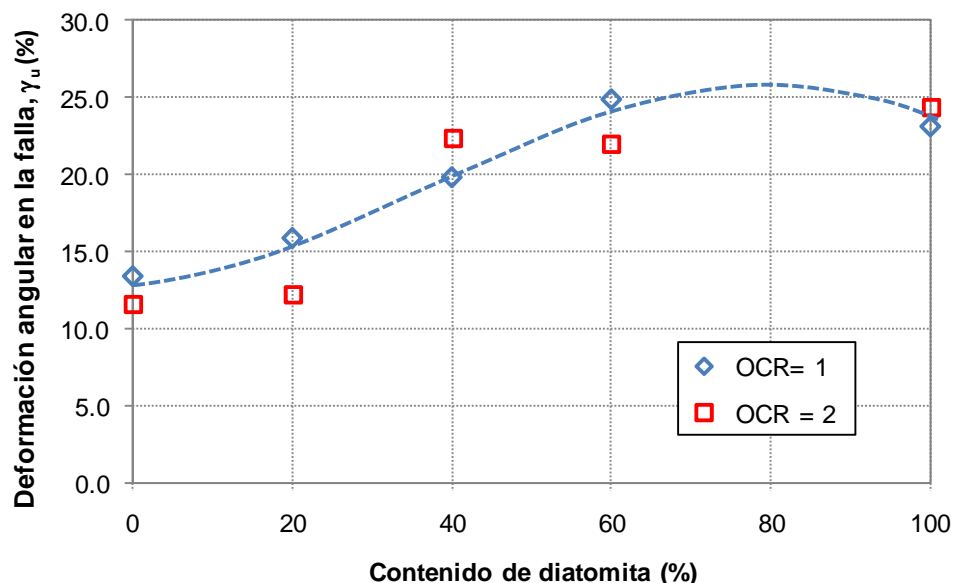


Figura 4.29 Deformación angular en la falla contra contenido de diatomita para muestras con OCR= 1 y 2

Parte del comportamiento monótonico de las mezclas caolín-diatomita puede explicarse a partir de diversas consideraciones microestructurales presentadas por Tanaka y Locat (1999), Santamarina *et al.* (2001), Díaz-Rodríguez y Santamarina (2001), Shiwakoti *et al.* (2002) y Mitchell y Soga (2005), estas observaciones se tomaron en cuenta para la interpretación que se presenta a continuación.

Para los microfósiles diatomáceos, la rugosidad de su superficie y angulosidad, son los factores que dominan su respuesta ante grandes deformaciones, ya que durante la etapa de corte a volumen constante, estas características impiden la rotación de las partículas, efecto que se hace más importante cuando el contenido de diatomita y el esfuerzo vertical efectivo se incrementa (Figura 4.27). Este mecanismo es también conocido como “*interlocking*” o trabazón entre partículas.

Como se mencionó en el Capítulo 2, los microfósiles y en particular los diatomáceos, pueden presentar varios diseños geométricos además de porosidad y rugosidad de superficie variables, por lo tanto, el comportamiento observado en este estudio no se puede generalizar, ya que sólo se considera el uso de diatomitas procesadas, cuya granulometría es controlada por el fabricante. Las diatomitas no trituradas podrían inducir mayor anisotropía y heterogeneidad en las mezclas.

Al igual que otros suelos bajo condiciones no drenadas, el comportamiento dilatante se incrementa al disminuir el esfuerzo vertical efectivo y aumentar la relación de vacíos. La presencia de diatomita en el caolín produce un incremento en la relación de vacíos y por otro lado, el decremento en el esfuerzo vertical efectivo en muestras preconsolidadas, explican la pronunciada dilatación de estos especímenes.

Junto con el comportamiento dilatante, que también se encuentra asociado con la geometría de las partículas y la dificultad que presentan para acomodarse, se incrementa la resistencia al esfuerzo cortante y, por lo tanto, al aumentar el contenido de diatomita, la deformación requerida para movilizar la resistencia final de las mezclas también se incrementa (Figura 4.29).

Análisis de trayectorias de esfuerzo

Como se mencionó en la sección 3.2.1, debido a las condiciones del aparato de corte simple, no se tiene suficiente información para construir el círculo de Mohr de los esfuerzos en la falla. DeGroot (1989) y DeGroot *et al.* (1992) realizaron una recopilación de criterios para definir el estado de esfuerzos en corte simple. De los siete criterios presentados, se eligieron dos de ellos (Criterio II y III) debido a que mostraron mejor consistencia.

Criterio II. El plano horizontal es el plano de falla y ϕ' se obtiene con la expresión:

$$\tan \phi' = \tau_h / \sigma_v' \quad (4.5)$$

Emplear este criterio puede conducir a obtener ángulos de fricción pequeños. Pruebas realizadas por Airey *et al.* (1985) en caolín, mostraron que la ruptura de la muestra se desarrolló en un ángulo de 5° a 15° con respecto a la horizontal.

Criterio III. El plano horizontal es el plano donde se aplica el máximo esfuerzo cortante, mientras que el plano de falla se presenta en un ángulo igual a $\phi'/2$. El ángulo de fricción se obtiene con la expresión:

$$\text{sen } \phi' = \tau_h / \sigma_v' \quad (4.6)$$

Este criterio muestra resultados aceptables para suelos granulares, sin embargo, no hay suficientes datos publicados para arcillas.

Finalmente se puede concluir que definir el estado de esfuerzos en el corte simple no es sencillo y los resultados derivados de cualquier criterio deben ser analizados con cautela. En la Tabla 4.5 se muestran los valores obtenidos bajo los criterios II y III de la literatura revisada, así como los ángulos de fricción obtenidos por Shiwakoti *et al* (2002) y Nava-Tristán (2007).

Tabla 4.5 Ángulo de fricción para diferentes proporciones caolín-diatomita

Contenido de Diatomita (%)	Nava-Tristán (2007)	Shiwakoti <i>et al.</i> (2002)	Este estudio			
			OCR = 1		OCR = 2	
	ϕ' (°)	ϕ' (°)	ϕ' (II)	ϕ' (III)	ϕ' (II)	ϕ' (III)
0	23.6	29.9	26.7	30.2	25.4	28.4
5		32.2				
10		33.1				
20		35.6	27.7	31.6	25.8	28.9
25	33.7					
30		37.7				
40			32.0	38.7	33.5	41.5
50	37.8					
60			37.1	49.1	36.7	48.1
75	38.7					
100	39.5		36.9	48.6	37.8	50.8

La Figura 4.30 muestra la variación del ángulo de fricción con el contenido de diatomita que se reportó en la literatura revisada y los resultados obtenidos en este estudio, las líneas discontinuas representan la tendencia de los datos revisados. Se debe puntualizar que los valores encontrados corresponden a diferentes tipos de ensaye. Para los datos de Shiwakoti *et al.* (2002), ϕ' se obtuvo a partir de pruebas de corte directo consolidadas no drenadas (CD-CU); Nava-Tristán (2007) con pruebas triaxiales isotrópicamente consolidadas no drenadas (TX-CIU) y para este estudio, mediante corte simple directo consolidado en condiciones k_0 no drenado (CSD-C k_0 U).

Para los criterios II y III empleados en este estudio se presenta con línea discontinua la tendencia promedio de las muestras con OCR= 1 y 2, para determinar los ángulos de fricción se empleó el punto con el valor de τ_{sf} y su correspondiente σ_v' . Se observa en la figura que el criterio II arroja resultados más conservadores, mientras que el III presenta valores adecuados

hasta un 40% de contenido de diatomita y al parecer los valores para 60% y 100% son muy altos al compararse con los resultados obtenidos por Shiwakoti *et al.* (2002).

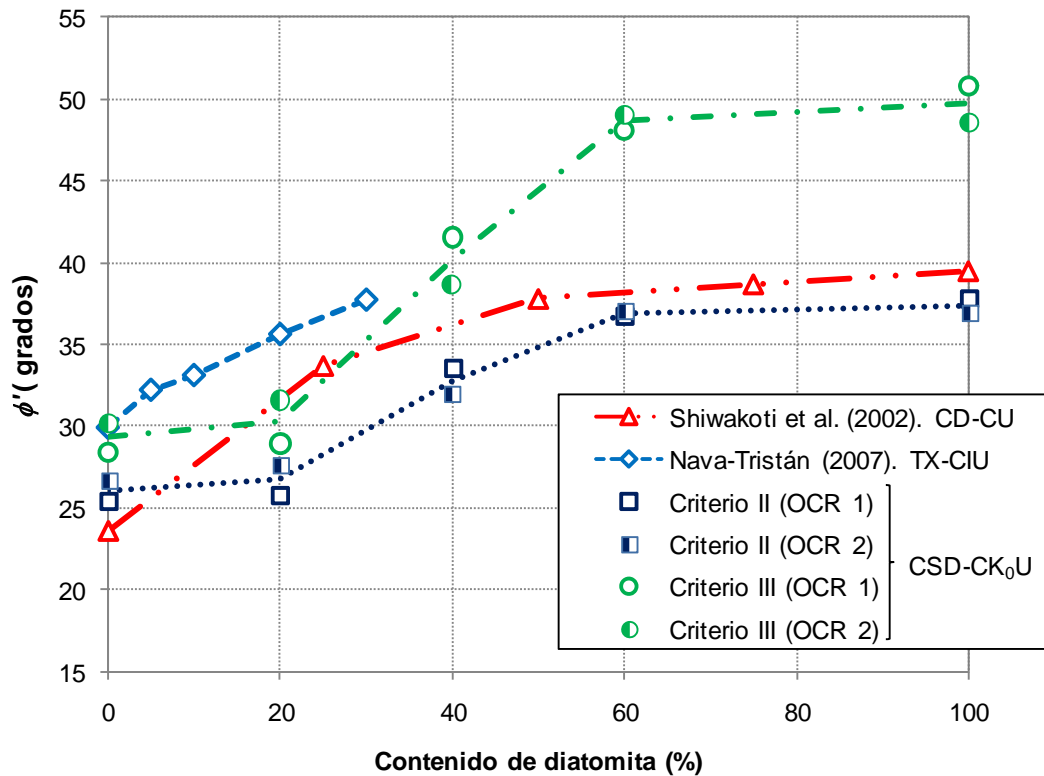


Figura 4.30 Variación del ángulo de fricción ϕ' con el contenido de diatomita

Finalmente se puede concluir que en todos los casos, se presenta una tendencia de aumento en el valor de ϕ' al incrementarse el contenido de diatomita, sin embargo, mediante este análisis no se aprecia una disminución en la resistencia para los especímenes de 100% diatomita como se observó en la Figura 4.27, esto se debe a que estas muestras presentaron menor dilatación que las de 60% diatomita, lo cual en términos de esfuerzos efectivos produjo un resistencia ligeramente mayor. Dicho efecto se ve claramente al comparar las figuras 4.31d y 4.31e

De acuerdo con estos resultados se decidió emplear el criterio II ya que se obtuvieron resultados razonables y por la facilidad que ofrece el criterio para evaluar ϕ' en el espacio τ/σ_{vm}' contra σ_v'/σ_{vm}' , lo cual posteriormente será de utilidad para interpretar el comportamiento cíclico y post-cíclico de cada muestra (Capítulo 5). En la serie de Figuras 4.31a a 4.31e se observa la representación gráfica de ϕ' así como la pendiente de la envolvente, la cual se trazó a partir del valor medio entre las muestras normalmente consolidadas y preconsolidadas.

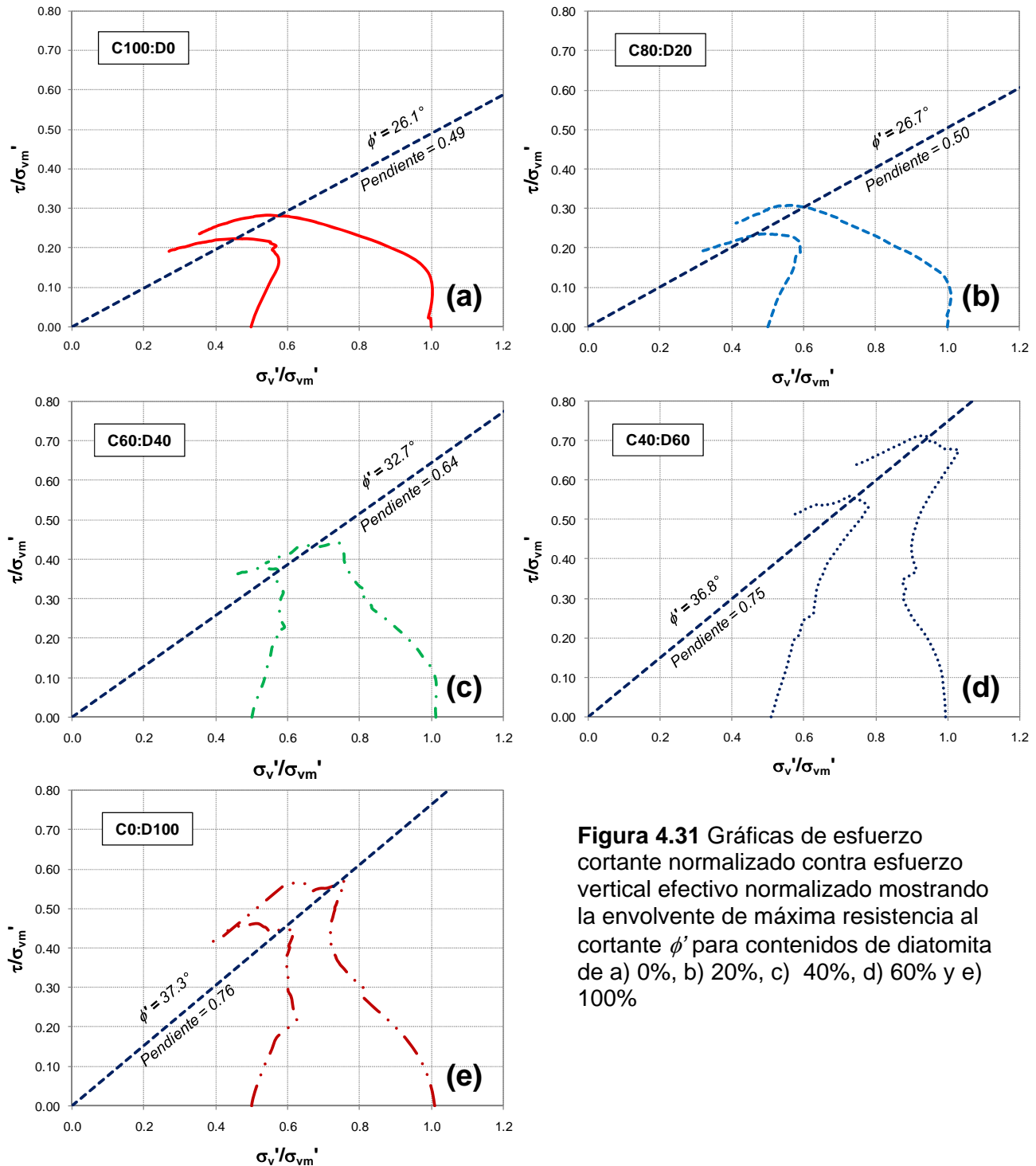


Figura 4.31 Gráficas de esfuerzo cortante normalizado contra esfuerzo vertical efectivo normalizado mostrando la envolvente de máxima resistencia al cortante ϕ' para contenidos de diatomita de a) 0%, b) 20%, c) 40%, d) 60% y e) 100%

La pendiente promedio para cada contenido de diatomita de la Figura 4.31 parte del origen en todos los casos, sin embargo, los especímenes con menor contenido de diatomita deben presentar una componente de cohesión la cual desplazaría dicha pendiente en forma ascendente sobre el eje τ/σ_{vm}' , tal como lo obtuvo Andersen *et al.* (1980) en arcillas marinas

para pruebas en corte simple. Por otro lado, estos resultados no son suficientes para determinar el origen de la pendiente en las Figuras 4.31, y se requeriría al menos otro valor de OCR para obtener una tendencia confiable. Por lo tanto, para fines prácticos y de comparación con posteriores resultados, se considera que este criterio es adecuado.

En resumen la Figura 4.32 presenta las pendientes para la resistencia máxima al cortante de las muestras con cada contenido de diatomita. Tal como se explicó anteriormente, el incremento más importante en la resistencia del suelo se exhibe al sobrepasar el contenido de diatomita de 20%, ya que para este porcentaje se observa un incremento de sólo el 1.5% en el valor de ϕ' con respecto a la muestra de 100% caolín, mientras que para el 40% de diatomita se presenta un incremento de 32%.

Para un contenido de 60% y 100% de diatomita el incremento del valor de ϕ' con respecto a la muestra de 100% caolín es de 44% y 48% respectivamente.

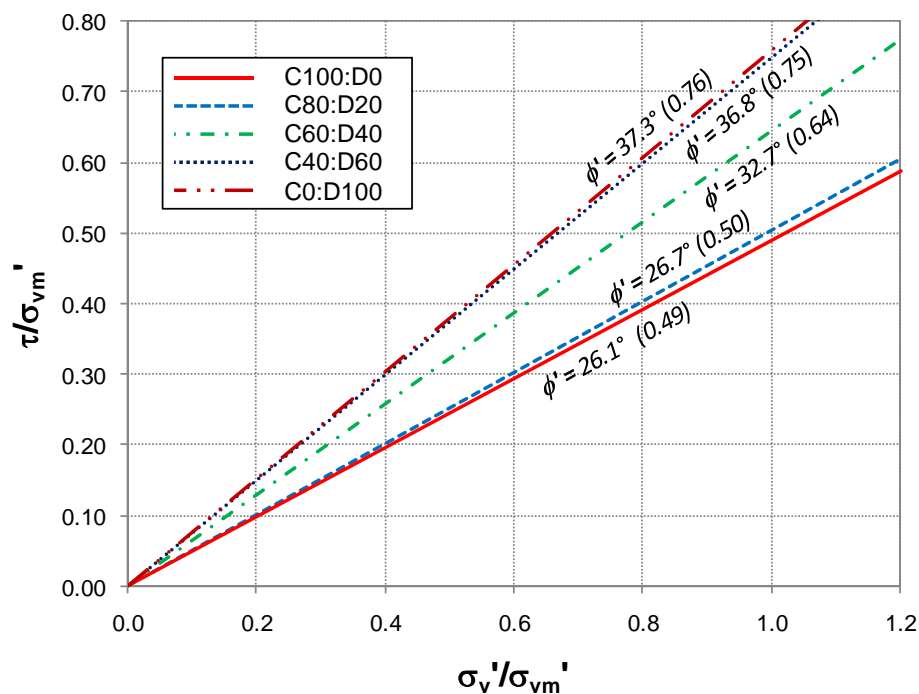


Figura 4.32 Variación de ϕ' para cada contenido de diatomita en el espacio τ/σ_{vm}' contra σ_v'/σ_{vm}' (entre paréntesis se muestra la pendiente de la envolvente)

En relación con la información anterior, Shiwakoti *et al.* (2002) reportó que el ángulo de fricción efectivo presentaba un aumento del 40% con respecto al de una muestra de 100% caolín, al incluir 25% de diatomita y que por otro lado, el incremento de ϕ' se volvía poco significativo cuando el contenido de diatomita excedía el 50%.

Comportamiento en relación con otros suelos

DeGroot *et al.* (1992) realizó una recopilación de resultados de pruebas de corte simple directo no drenado consolidado en condiciones k_0 (CSD-Ck₀U), realizadas en una gran variedad de suelos arcillosos y limosos normalmente consolidados, esto con la finalidad de revisar las tendencias en el comportamiento del suelo en relación con sus propiedades índice. A continuación se presentan algunas de las correlaciones encontradas y su comparación con las muestras ensayadas en este estudio.

La deformación angular en la falla (γ_{sf}) se incrementa al aumentar el índice de plasticidad del suelo (Figura 4.33). Para las mezclas revisadas en este estudio, se observa que al incrementar el contenido de diatomita, la deformación angular en la falla alcanza valores de 20% y 25% para las muestras con 40% y 60% de diatomita respectivamente, dichos valores no se presentaron en otros suelos cohesivos revisados por DeGroot *et al.* (1992). La muestra de caolín evaluada se encuentra dentro de los valores mostrados en la tendencia, sin embargo, el decremento en el índice de plasticidad al incluir diatomita, produce que los resultados se alejen de la tendencia presentada.

Debido a que los suelos cohesivos normalmente consolidados muestran un comportamiento contractivo, la deformación a la falla no suele ser muy grande en condiciones de corte simple, sin embargo, las mezclas caolín-diatomita presentan características dilatantes aún en su condición normalmente consolidada, esto es lo que produce deformaciones angulares en la falla mayores a las presentadas por DeGroot *et al.* (1992).

El esfuerzo vertical efectivo normalizado (σ_v'/σ_{vm}') alcanzado para el valor de $\tau_{h \max}$ presenta valores muy constantes en suelos cohesivos (Figura 4.34). Para la mezcla analizadas de 100% caolín y la que contiene 20% de diatomita los resultados se ajustan a la tendencia mostrada, sin embargo, para un contenido de 40% y 60% de diatomita se observan valores muy altos.

Para las condiciones de corte simple a volumen constante, el valor de σ_v'/σ_{vm}' está directamente relacionado con la generación de presión de poro durante la prueba ($\sigma_v'/\sigma_{vm}' + \Delta u/\sigma_{vm}' = 1$), por lo tanto, los resultados mostrados en la Figura 4.34 son indicativos de que en las muestras con 40% y 60% de diatomita la presión de poro generada en la falla es mucho menor a la de los suelos compilados por DeGroot *et al.* (1992), lo cual es indicativo de su comportamiento dilatante (Figura 4.15).

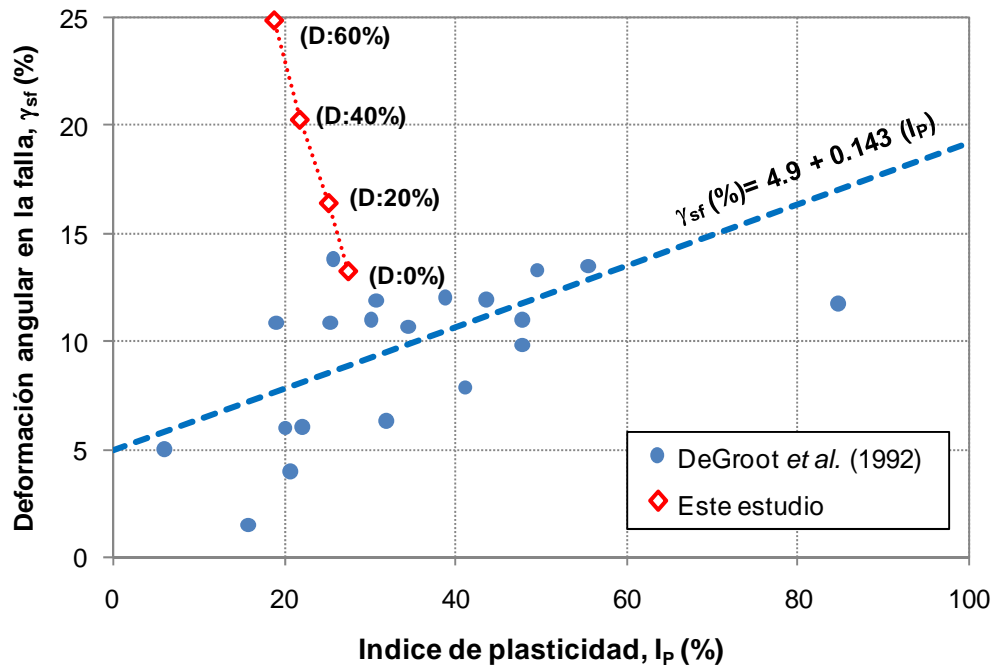


Figura 4.33 Deformación angular para τ_{hmax} contra el índice de plasticidad para suelos normalmente consolidadas en pruebas CSD-Ck₀U (adaptada de DeGroot *et al.* 1992).

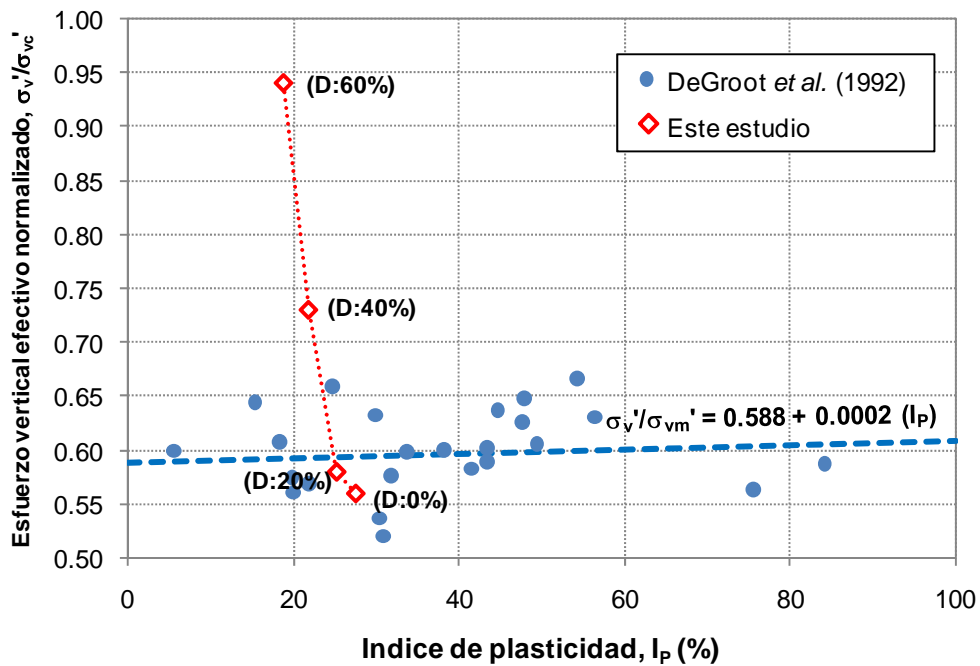


Figura 4.34 Esfuerzo vertical normalizado para τ_{hmax} contra el índice de plasticidad para suelos normalmente consolidadas en pruebas CSD-Ck₀U (adaptada de DeGroot *et al.*, 1992)

En relación con el esfuerzo cortante a la falla en condiciones de corte simple, existen varias compilaciones de datos que incluyen las de DeGroot *et al.* (1992) y Terzaghi *et al.* (1996), algunos datos de estos autores se presentan en la Figura 4.35, así como su línea de tendencia ($\tau_{sf}/\sigma_{vm}' = 0.186 + 0.00161 I_p$). En general, se encontró que para los suelos arcillosos CL y CH el valor $\tau_{sf}/\sigma_{vm}' = 0.226 \pm 0.027$, mientras que los limos y los suelos orgánicos que se encuentran bajo la “línea A” de la carta de plasticidad (ML, MH y OH), presentan valores de $\tau_{sf}/\sigma_{vm}' = 0.260 \pm 0.037$. Posteriormente Shiwakoti *et al.* (2002) incluyó a los suelos japoneses (diatomáceos) dentro de esta relación de datos, modificando la línea de tendencia como se muestra en la figura ($\tau_{sf}/\sigma_{vm}' = 0.11 + 0.0037 I_p$).

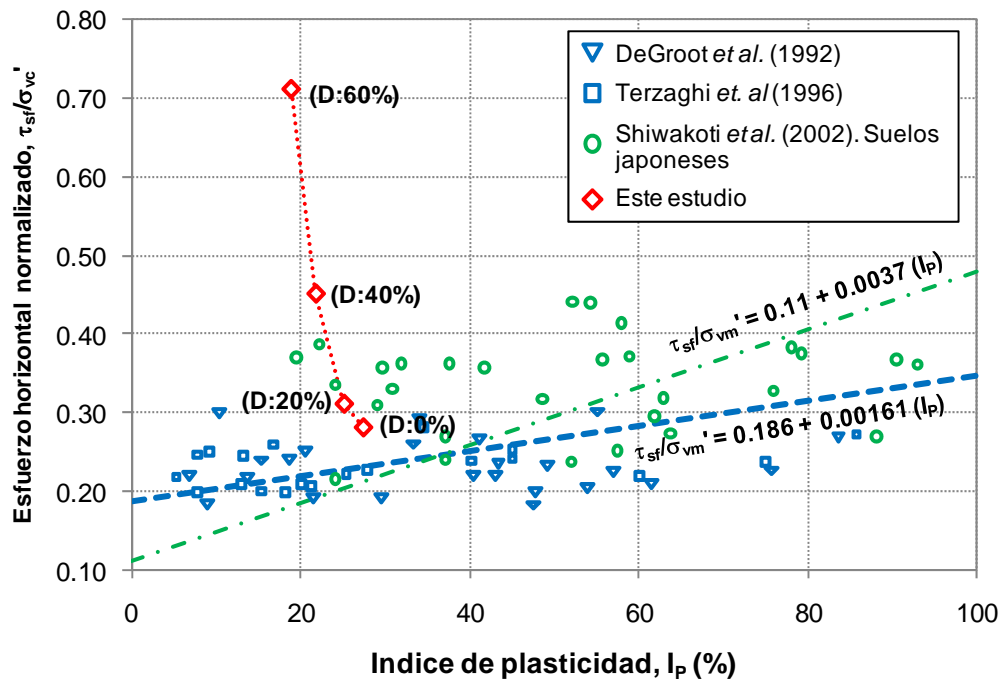


Figura 4.35 Resistencia al cortante normalizada contra el índice de plasticidad para suelos normalmente consolidadas (DeGroot *et al.*, 1992; Terzaghi, 1996 y Shiwakoti *et al.*, 2002)

Las mezclas revisadas es este estudio, muestran valores dentro de las tendencias para contenidos de diatomita de 0% y 20%, mientras que para el 40% y 60% de diatomita los valores de τ_{sf}/σ_{vm}' alcanzan valores muy altos en comparación con los observados en la Figura 4.35. Estos valores son comunes en suelos de muy alta plasticidad influidos por efectos de tiempo (Bjerum and Simons, 1960) o suelos granulares no plásticos, cuyo comportamiento está controlado en mayor medida por su compacidad relativa (Boulanger e Idriss, 2004 y 2006). Finalmente se puede concluir que la presencia de diatomita en las mezclas normalmente consolidadas, aumenta su resistencia máxima al cortante de manera importante.

Para comparar muestras con diferentes valores de OCR, así como evaluar el aumento de la resistencia al corte no drenada, normalizada en relación con el esfuerzo vertical efectivo de

consolidación (τ_{max}/σ_{vc}'), Ladd y Foott (1974) publicaron una serie de resultados en suelos naturales con índices de plasticidad en el rango de 12 a 75 (Figura 4.36). Para suelos normalmente consolidados ($OCR=1$), los valores τ_{max}/σ_{vc}' se encuentran en el rango de 0.18 a 0.3. Dichos valores aumentan junto con el OCR de acuerdo con la envolvente que se muestra en la Figura 4.36.

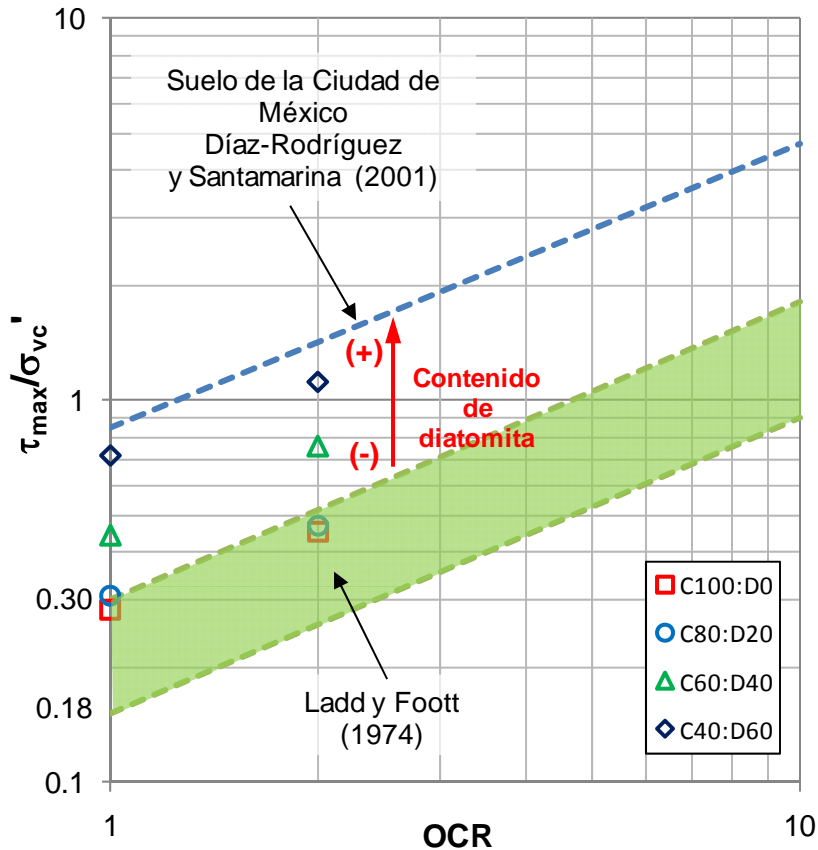


Figura 4.36 Efecto del OCR en la resistencia no drenada al cortante normalizada con respecto al esfuerzo vertical efectivo.

En el caso de las mezclas ensayadas en este estudio, se observa que para contenidos de diatomita de hasta 20%, los valores de τ_{max}/σ_{vc}' para $OCR=1$ y 2, se mantienen dentro del rango propuesto por Laad y Foott (1974), sin embargo, para contenidos de diatomita mayores, se observan valores τ_{max}/σ_{vc} poco comunes en suelos naturales (valores de la Tabla 4.4).

La tendencia de aumento en el valor de τ_{max}/σ_{vc} junto con el contenido de diatomita, puede corroborarse con los resultados obtenidos en suelos diatomáceos naturales. Para ello, se incluye en la Figura 4.36 los resultados correspondientes al suelo de la Ciudad de México (Díaz-Rodríguez y Santamarina, 2001), en el cual se ha estimado mediante observación, un contenido de 60% de microfósiles silíceos en su mayoría de diatomeas (Mesri *et al.*, 1975). Como se observa en la figura, la tendencia mostrada por el suelo de la Ciudad de México se

encuentra fuera de la envolvente propuesta por Laad y Foott (1974), mientras que las mezclas de este estudio se acercan a dicha tendencia al aumentar el contenido de diatomita. De esta forma se puede evaluar el papel de las diatomitas en la alta resistencia al corte de suelos naturales.

Los datos de Díaz-Rodríguez y Santamarina (2001) se obtuvieron mediante pruebas triaxiales, sin embargo, los autores estimaron que para condiciones de corte simple y muestras normalmente consolidadas del suelo de la Ciudad de México, el valor de τ_{\max}/σ_{vc} se encontraría cercano a 0.4, lo cual corresponde a un punto intermedio entre las muestras de 20% y 40% de diatomita en este trabajo.

Se debe tomar en cuenta que en suelos naturales existen varios factores que contribuyen en la resistencia al cortante, como la historia previa de esfuerzos, anisotropía en la estructura y los enlaces entre partículas, por lo tanto, es difícil determinar cuantitativamente la aportación de las diatomitas en la resistencia de suelos naturales.

Bjerrum y Simons (1960), Terzaghi *et al.* 1996 y Mitchell *et al.* (2005), presentaron la relación entre el índice de plasticidad y el ángulo de fricción efectivo (ϕ') de una gran variedad de suelos sedimentarios, en los cuales se incluyen aquellos con fracciones arcillosas menores de 20% hasta minerales arcillosos puros, sujetos a esfuerzos normales efectivos desde 50kPa a 400 kPa. La Figura 4.37 muestra con línea discontinua la tendencia de esta relación. Posteriormente Shiwakoti *et al.* (2002) mostró que los suelos japoneses (diatomáceos) presentan una dispersión importante de la tendencia mencionada, ya que exhiben valores de ϕ' mayores a los esperados.

Las mezclas analizadas en este trabajo presentan una tendencia de aumento en el ángulo de fricción efectivo al aumentar el contenido de diatomita, sin embargo, como se indico en la Sección 4.4.3.1, es difícil determinar el valor adecuado de ϕ' por las condiciones de prueba del corte simple. En la Figura 4.37 se muestran los resultados para los dos criterios empleados, para el criterio II, las muestras con 60% de diatomita muestran la mayor dispersión, mientras que, para el criterio III, las muestras con 40% y 60% de diatomita se alejan considerablemente de la tendencia mostrada en la figura. Para ambos criterios, se observa que el mayor incremento de ϕ' se presenta al incluir un 40% de diatomita

El suelo de la Ciudad de México, presenta valores peculiares para esta relación, ya que exhibe un valor de ϕ' que puede alcanzar entre 43° y 46° para un índice de plasticidad cercano a 300 (Díaz-Rodríguez *et al.*, 2001). Siguiendo la tendencia de Bjerrum y Simons (1960) le correspondería un ϕ' de entre 5° y 15°.

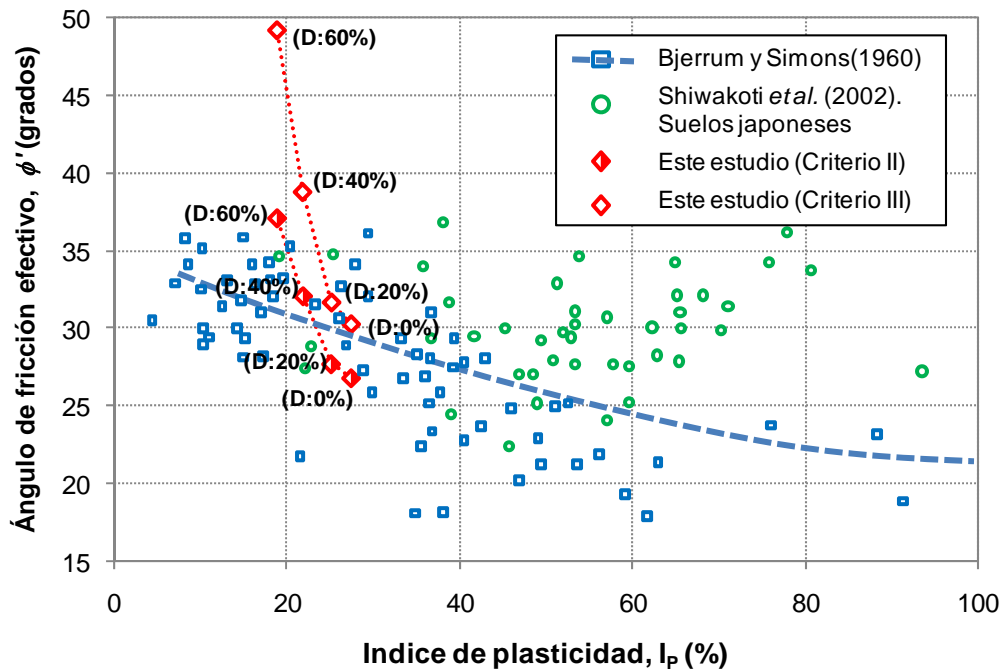


Figura 4.37 Ángulo de fricción efectivo contra el índice de plasticidad .

En resumen, cuando se trata de suelos diatomáceos, deben utilizarse con cuidado las correlaciones empleadas para suelos naturales arcillosos y limosos, ya que la presencia de este material, modifica sus propiedades índice y mecánicas, en proporciones que dependen del contenido de diatomita y su interacción con otros elementos presentes en el suelo.

Módulo secante de rigidez (G_{sec})

El nivel de preconsolidación (OCR) afecta la magnitud de la rigidez en la región de comportamiento plástico no lineal de todos los suelos y bajo el mismo esfuerzo de consolidación, la rigidez de los suelos preconsolidados es siempre mayor a la de los suelos normalmente consolidados.

Debido a que el nivel de preconsolidación en las mezclas caolín-diatomita se obtuvo mediante el método SHANSEP, la degradación del módulo se presenta normalizada con respecto al esfuerzo de consolidación efectivo (σ_{vc}'). La Figura 4.38a a 4.38d muestra la comparación de las muestras normalmente consolidadas (OCR= 1) y preconsolidadas (OCR= 2) para cada contenido de diatomita.

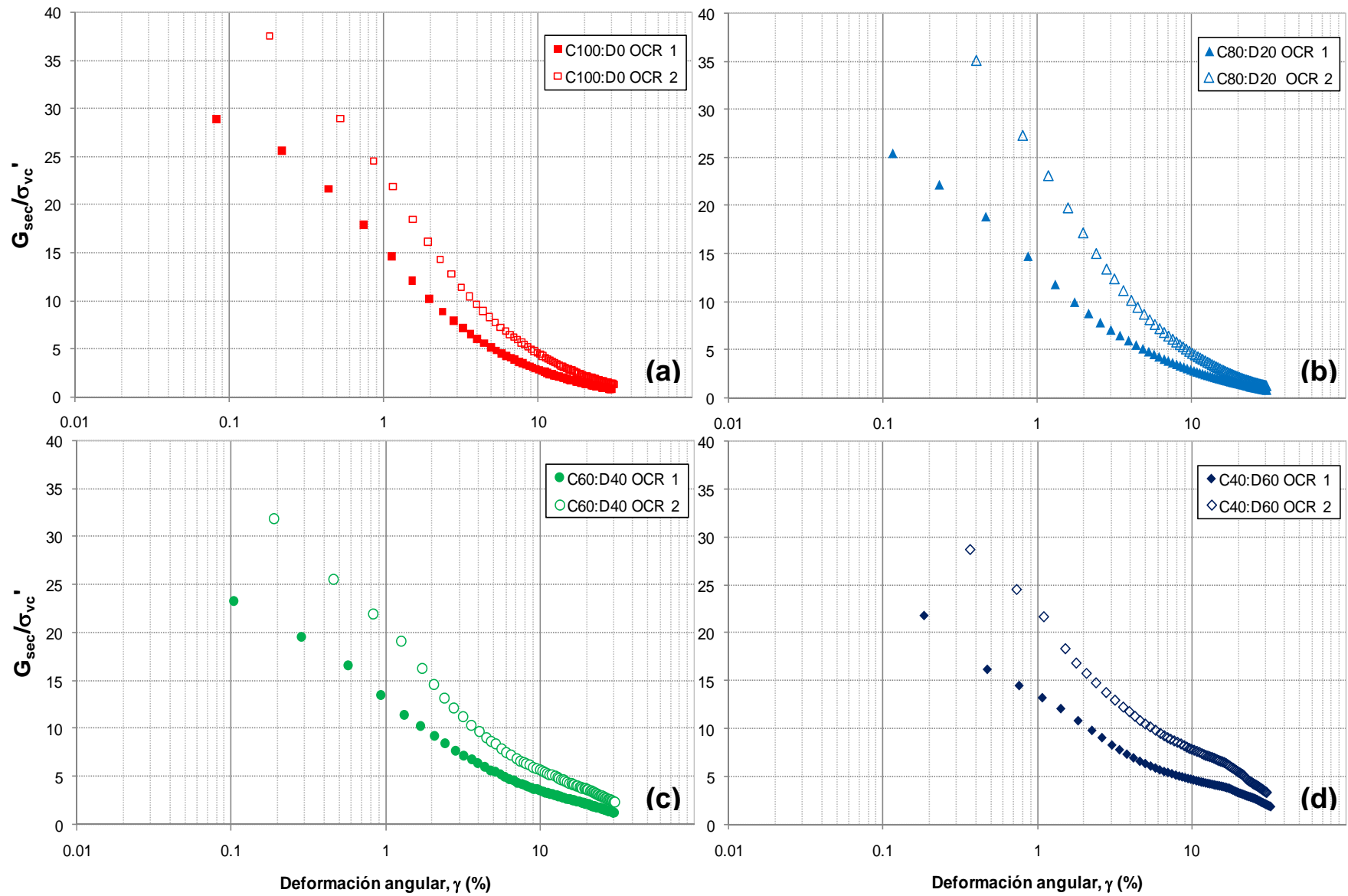


Figura 4.38 Degradación del módulo de rigidez normalizado para OCR= 1 y 2 en muestras con contenidos de diatomita de: (a) 0%, (b) 20%, (c) 40% y (d) 60%

En estas figuras se observa que para cualquier contenido de diatomita, las muestras preconsolidadas ($OCR= 2$), presentan mayores valores de rigidez normalizada. Este aumento se presentó aproximadamente en la misma proporción para todos los contenidos de diatomita, sin embargo, no se encontró una comparación cuantitativa del aumento en G_{sec}/σ_{vc}' relacionada con el contenido de diatomita en las mezclas.

Como ya se mencionó en secciones anteriores, debido a las condiciones de los ensayos realizados, sólo la región de comportamiento no lineal pudo ser analizada de manera confiable. En la Figura 4.39 y 4.40, se muestra una ampliación de la zona de 1% a 100% de deformación angular en las pruebas monotónicas, para las muestras con $OCR= 1$ y 2 respectivamente.

Tanto para las muestras normalmente consolidadas como las preconsolidadas, se observa que el módulo secante aumenta al aumentar el contenido de diatomita principalmente al sobrepasar deformaciones del 2%. Este comportamiento se mantiene hasta contenidos de diatomita de 60%, ya que las muestras de 100% diatomita muestran un comportamiento intermedio entre las muestras con 40% y 60% de diatomita.

Al igual que en revisiones anteriores, las muestras C100:D0 y C80:D20 muestran comportamientos similares, mientras que se exhibe una mayor diferencia a partir de 40% de diatomita, especialmente en las muestras preconsolidadas.

Este aumento en el módulo secante para deformaciones grandes, está directamente relacionado con la geometría, angulosidad y rugosidad de las partículas diatomáceas, especialmente en condiciones de volumen constante (Santamarina y Díaz-Rodríguez, 2003). La dificultad que tienen las partículas para rotar durante el corte monotónico se incrementa junto con el contenido de diatomita, lo cual produce que se incremente la dilatación, la resistencia al cortante y la deformación necesaria para alcanzar la resistencia máxima, todo ello se refleja en un mayor módulo secante a grandes deformaciones para contenidos altos de diatomita. Al parecer, existe una proporción caolín-diatomita que genera la mayor dificultad de rotación y reacomodo de partículas durante el corte (como se mencionó en la Sección 4.4.3), ya que para un contenido de diatomita de 100% se presentaron módulos secantes menores a la proporción 40C:60D.

Los valores del módulo secante para muestras normalmente consolidadas y preconsolidadas se normalizaron con respecto a la resistencia monotónica al esfuerzo cortante. Bajo este criterio, se observa que las muestras de igual contenido de diatomita siguen la misma tendencia independientemente del OCR (Figura 4.41).

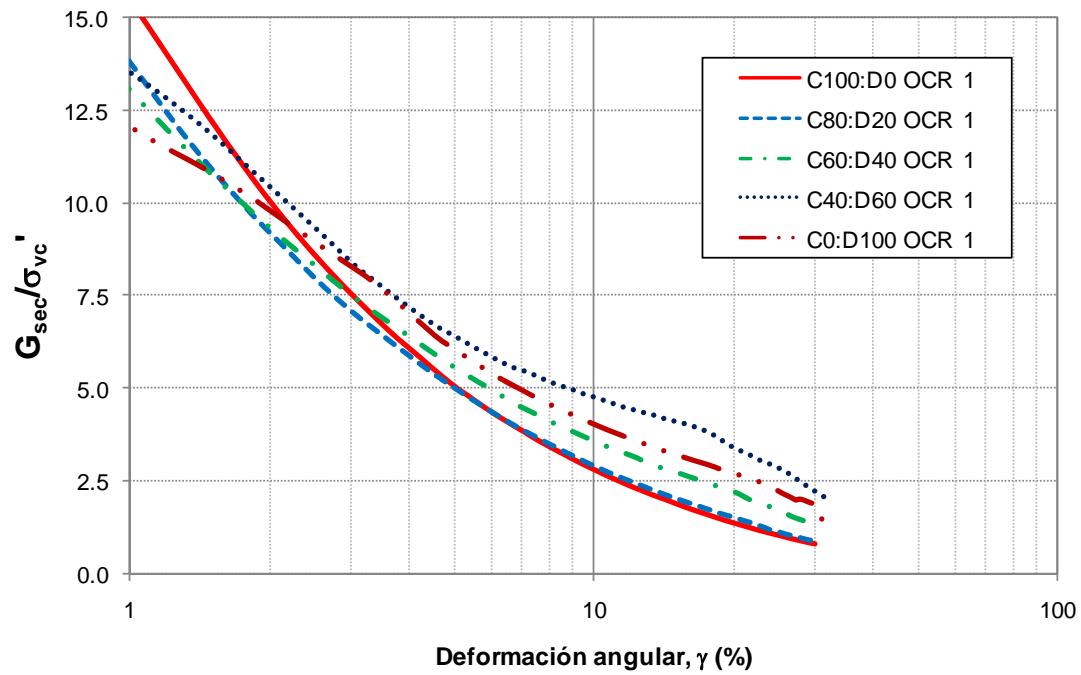


Figura 4.39 Degradación del módulo secante normalizado para diferentes contenidos de diatomita en muestras normalmente consolidadas

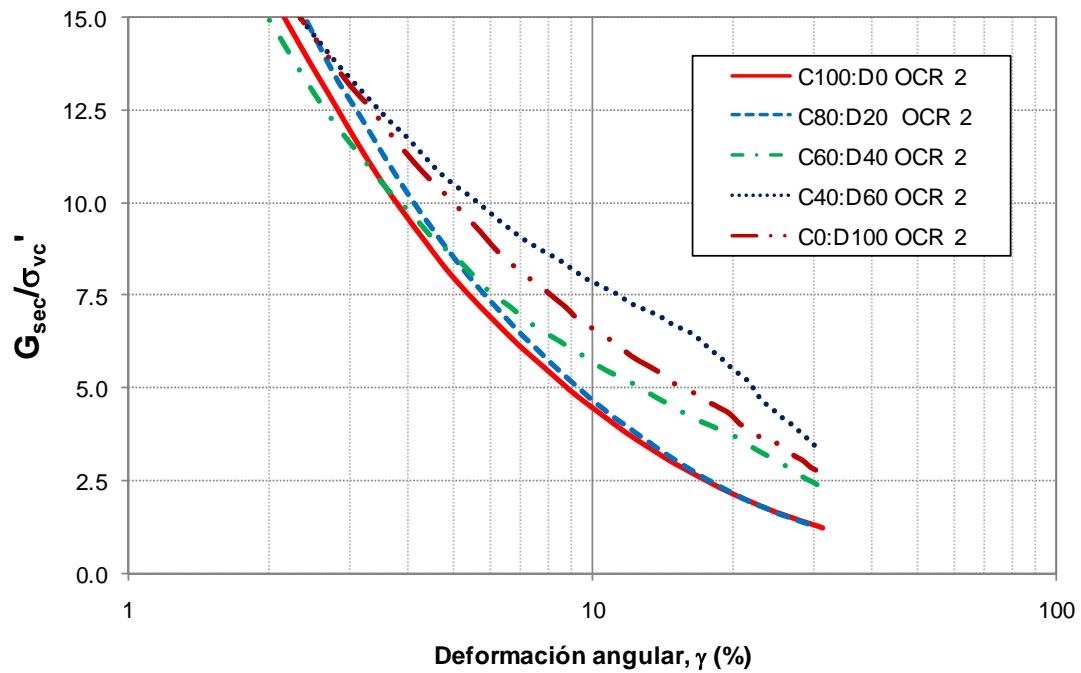


Figura 4.40 Degradación del módulo secante normalizado para diferentes contenidos de diatomita en muestras preconsolidadas

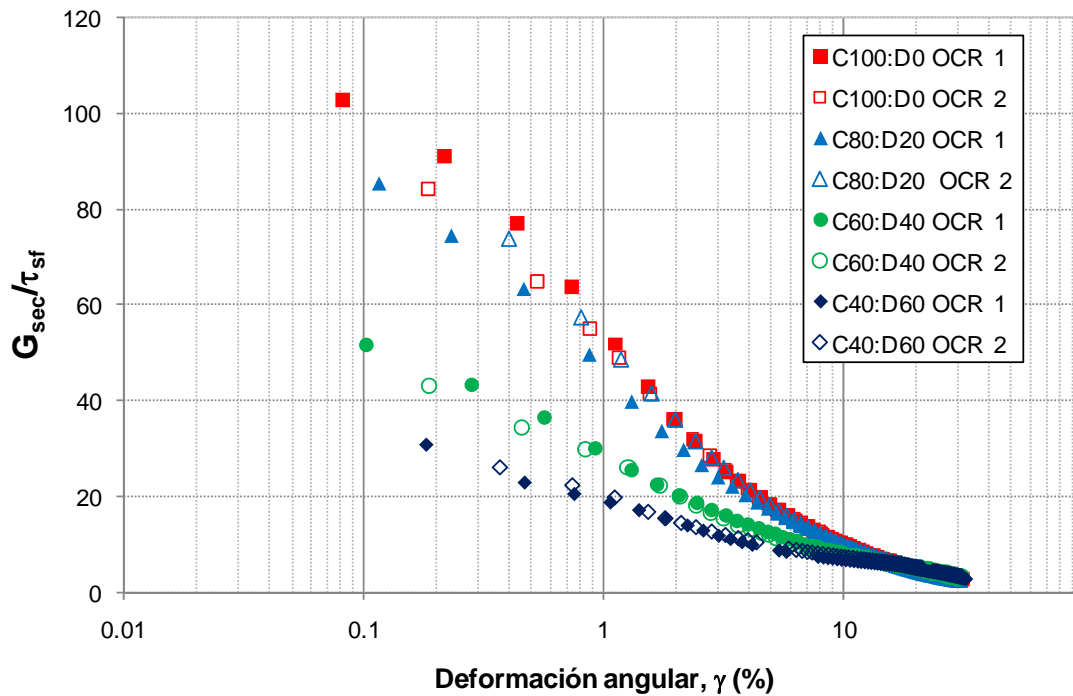


Figura 4.41 Degradación del módulo secante normalizado con respecto a la resistencia monotónica al cortante para diferentes contenidos de diatomita

Las mezclas C100:D0 y C80:D20, presentan valores normalizados semejantes y sólo se aprecia una ligera disminución de G_{sec}/τ_{sf} para las mezclas con 20% de diatomita. Para deformaciones menores al 2% se observa dispersión en la normalización para ambas mezclas.

La normalización de las mezclas C60:D40 y C40:D60 muestra muy poca dispersión para todo el rango de deformación estudiado y se observa una clara disminución de los valores G_{sec}/τ_{sf} al aumentar el contenido de diatomita. Esta observación coincide con lo tratado en las secciones 4.4.1 y 4.4.2, donde al incrementar el contenido de diatomita se presentó una disminución del módulo secante para las deformaciones menores al 2%.

Los resultados anteriores apuntan a que el módulo secante en el rango de comportamiento lineal de las mezclas caolín-diatomita, disminuye al aumentar el contenido de microfósiles, sin embargo, es necesario realizar una serie de pruebas específicas para corroborar dicha observación.

4.5 Resumen

Existe limitada bibliografía dedicada a precisar la influencia de los microfósiles en el comportamiento geotécnico de los suelos, sin embargo, algunas investigaciones expusieron que su presencia le atribuye características inusuales al suelo en relación con sus propiedades índice, compresibilidad y resistencia al cortante. A lo largo de este capítulo, se confirmaron estas observaciones las cuales se resumen a continuación.

Propiedades índice

- La presencia de microfósiles diatomáceos en un suelo natural o artificial produce un aumento en los límites líquido (w_L) y plástico del suelo (w_P), lo cual está directamente asociado con la capacidad de retención de agua en la porosidad intra-esquelética de las diatomeas.
- El índice de plasticidad (I_P) presenta una ligera disminución al aumentar el contenido de diatomita en el suelo, ya que al ser éste un material no plástico, su presencia disminuye la plasticidad de las mezclas.
- La localización original del caolín en la carta de plasticidad (arcilla inorgánica de alta plasticidad), presenta un corrimiento hacia la derecha al aumentar el contenido de diatomita, ubicándose como un limo inorgánico de alta compresibilidad de acuerdo con el sistema unificado de clasificación de suelos.
- La presencia de diatomita induce un aparente aumento de la actividad del suelo, sin embargo, esta característica no está asociada con un aumento en la influencia de la fracción arcillosa.
- La gravedad específica y peso volumétrico del material disminuyen al aumentar el contenido de diatomita; esto se relaciona con la alta porosidad de los esqueletos diatomáceos y con el volumen que ocupan, el cual es considerablemente mayor en comparación con el del caolín.
- Debido a la geometría y porosidad de los microfósiles diatomáceos, la relación de vacíos global del material aumentó junto con el contenido de diatomita. En otras palabras, la inclusión de diatomita en caolín generó una estructura más abierta.

Compresibilidad

- El tiempo necesario para finalizar la consolidación primaria (t_{100}) disminuye al aumentar el contenido de diatomita. Este comportamiento se relaciona con la permeabilidad del material, la cual aumenta con el contenido de diatomita.
- El índice de compresibilidad (C_c) presenta una ligera disminución al aumentar el contenido de diatomita. Los resultados indican que los microfósiles diatomáceos empleados en este estudio no presentan trituración o rotura durante el proceso de consolidación bajo los esfuerzos verticales aplicados; esto se debe al tratamiento previo que aplica el fabricante para dar a la diatomita cierta granulometría.
- El valor de C_c/C_u , cuya magnitud es dependiente de la compresibilidad y deformabilidad de las partículas de suelo, presenta un aumento con el contenido de diatomita. Sin embargo, sólo se obtuvieron valores de este parámetro para el último incremento de carga, por lo tanto, es necesario un estudio más detallado de la compresibilidad de las mezclas para diferentes esfuerzos verticales, con la finalidad de confirmar dicho comportamiento.

Comportamiento monotónico pre-cíclico

- La resistencia máxima al cortante normalizada (τ_{sf}/σ_{vm}' y τ_{sf}/σ_{vc}'), presenta un incremento al aumentar el contenido de diatomita. Dicho incremento es evidente para contenidos de diatomita mayores de 20% en muestras normalmente consolidadas (OCR= 1) y preconsolidadas (OCR= 2).
- Al analizar las muestras bajo un mismo nivel de esfuerzo de consolidación (normalización τ_{sf}/σ_{vc}') el cortante máximo normalizado para cualquier contenido de diatomita, presenta un aumento del 57% en promedio en las muestras con OCR= 2 en relación con las muestras con OCR= 1.
- La presión de poro en la falla (Δ_{uf}/σ_{vm}') disminuye al aumentar el contenido de diatomita y para muestras con OCR= 2, las muestras con contenidos de diatomita mayores a 20% presentaron valores de presión de poro negativos, lo cual es indicativo de su comportamiento dilatante.
- La deformación en la falla (γ_{sf}) se incrementa al aumentar el contenido de diatomita.

-
- A partir del análisis de las trayectorias de esfuerzo bajo diferentes criterios, se determinó que el ángulo de fricción efectivo (ϕ') se incrementa junto con el contenido de diatomita. A partir de este análisis, se corroboró que el comportamiento dilatante de las muestras se intensifica al aumentar el contenido de diatomita.
 - El análisis del módulo secante de rigidez bajo un mismo nivel de esfuerzo de consolidación (G_{sec}/σ_{vc}') indica que la rigidez de las mezclas preconsolidadas (OCR=2) con cualquier contenido de diatomita es mayor al de las muestras normalmente consolidadas (OCR=1).
 - El módulo secante de rigidez (G_{sec}) para deformaciones entre 0.1% y 2% disminuye al aumentar el contenido de diatomita. Por otro lado, para deformaciones mayores al 2% la tendencia comienza a revertirse y G_{sec} aumenta junto con el contenido de diatomita.

Las observaciones realizadas por otros autores en relación con la resistencia al cortante pseudo-estática en mezclas caolín-diatomita se verificaron a lo largo de este estudio. Por otro lado, se confirmó que la presencia de diatomita en proporciones mayores al 20%, origina que las correlaciones de las propiedades geotécnicas con el índice de plasticidad, válidas para la mayor parte de los suelos sedimentarios, no sean adecuadas para este tipo de suelos.

El comportamiento monotónico pre-cíclico de las mezclas está directamente influenciado por los mecanismos de interacción entre partículas durante el corte. La rugosidad de la superficie y la compleja geometría de los microfósiles diatomáceos, aumentan su resistencia al deslizamiento y dificultan el reacomodo de partículas debido a la interferencia entre ellas (*interlocking*), estos fenómenos dan como resultado un aumento en la resistencia al cortante y una intensificación del comportamiento dilatante de las muestras con diatomita. Este comportamiento es más evidente para niveles de deformación altos y las condiciones de volumen constante aplicadas, ya que los microfósiles diatomáceos requieren la movilización de esfuerzos mayores para reacomodarse y continuar el movimiento aplicado durante el corte. Dicho comportamiento fue verificado a partir de la evolución del módulo secante presentado durante las pruebas.

Comportamiento cíclico y monotónico post-cíclico

5.1 Introducción

En este capítulo se presentan los resultados de las pruebas de corte simple cíclico no drenado, realizadas a muestras normalmente consolidadas y preconsolidadas, para diferentes proporciones caolín-diatomita. Todas las pruebas se efectuaron en condiciones de carga controlada y esfuerzo promedio nulo ($\tau_{prom}=0$), aplicando diferentes valores de esfuerzo cortante horizontal cíclico (τ_{hc}), elegidos con el propósito de obtener una buena definición de las isocurvas de deformación angular y generación de presión de poro contra número de ciclos.

Como se mencionó en el Capítulo 3, en esta etapa se aplicó un esfuerzo cíclico sinusoidal con una frecuencia de 0.5 Hz durante un máximo de 100 ciclos o cuando el espécimen alcanzó el 20% de deformación angular en doble amplitud.

5.2 Comportamiento cíclico de las muestras normalmente consolidadas

En esta sección se presenta el comportamiento cíclico de las diferentes mezclas caolín-diatomita normalmente consolidadas. Los resultados básicos obtenidos durante esta etapa incluyen:

-
1. La deformación angular cíclica, definida como la relación entre el desplazamiento horizontal y la altura del espécimen después de la etapa de consolidación, contra el número de ciclos.
 2. El exceso de presión de poro, representado como el cambio en el esfuerzo vertical efectivo (σ_v') a partir del esfuerzo vertical de consolidación (σ_{vc}'), contra el número de ciclos.
 3. Degradación del módulo de corte (G) obtenido ciclo a ciclo, a partir de los lazos de histéresis esfuerzo-deformación.

El esfuerzo cíclico aplicado en cada prueba se normalizó con relación al esfuerzo vertical efectivo máximo ($\sigma_{vm}'=260$ kPa), lo cual será útil para el análisis de trayectorias de esfuerzo en secciones posteriores. La normalización $\Delta u/\sigma_{vc}$ se empleó para evaluar la generación de presión de poro durante la prueba y, por otro lado, la normalización τ_{hc}/σ_{vc}' proporciona la comparación de las muestras con OCR= 1 y 2 bajo un mismo esfuerzo vertical de consolidación. En el caso de las muestras normalmente consolidadas, las normalizaciones τ_{hc}/σ_{vm}' y τ_{hc}/σ_{vc}' son equivalentes. La normalización τ_{hc}/τ_{sf} se empleó para comparar los resultados obtenidos con otros disponibles en la literatura.

5.2.1 Deformación angular

Las gráficas de deformación angular contra número de ciclos muestran el efecto del contenido de diatomita en cada mezcla (Figuras 5.1a, 5.2a, 5.3a, 5.4a y 5.5a).

Para todos los casos, las deformaciones angulares se mantuvieron relativamente simétricas, es decir, conservando la deformación promedio (τ_{prom}) muy cercana a cero para valores menores a 6% D.A., sin embargo, para deformaciones angulares mayores se presentó ligera asimetría, principalmente en los ciclos cercanos a la falla ($\gamma \approx 20\%$ D.A.). En las Figuras 5.1 a 5.5 se observan las envolventes de deformación máxima y mínima por ciclo, obtenidas para cada relación de esfuerzos cíclicos empleados (τ_{hc}/σ_{vm}').

En la Figura 5.1a se observa que los especímenes de 100% caolín, ante esfuerzos cíclicos menores ($\tau_{hc}/\sigma_{vm}' = \pm 0.081$ y ± 0.138), presentan una deformación angular prácticamente constante no mayor a 4% D.A. durante los 100 ciclos aplicados. Por otro lado, para esfuerzos mayores ($\tau_{hc}/\sigma_{vm}' = \pm 0.166$ y ± 0.199) la deformación angular se desarrolló rápidamente antes de alcanzar la falla durante los últimos ciclos.

Las observaciones anteriores pueden compararse con los resultados encontrados por Ansal y Erken (1989), quienes estimaron una relación de esfuerzos crítica para muestras normalmente consolidadas de caolín ensayadas a 0.1 Hz, aproximadamente igual a $\tau_{hc}/\tau_{sf} = 0.50$. Debajo de este esfuerzo se presenta una generación de presión de poro limitada y deformaciones angulares relativamente pequeñas (menores a 5% después de 1000 ciclos).

Para las muestras de caolín, esta relación de esfuerzos crítica, sobre la cual se generan deformaciones mayores al 2% D.A., debe encontrarse cerca de $\tau_{hc}/\sigma_{vm}' = \pm 0.138$ y es menor a $\tau_{hc}/\sigma_{vm}' = \pm 0.166$, estas relaciones son equivalentes a $\tau_{hc}/\tau_{sf} = 0.49$ y 0.59 respectivamente. Aunque se requiere de un estudio más detallado para definir este umbral, se confirma que los resultados encontrados en este trabajo son similares a los mencionados anteriormente.

Como referencia para todas las mezclas y con el fin de evaluar el comportamiento antes de la falla, se propuso un índice de deformación tomando como base el número de ciclos necesarios para alcanzar una deformación angular de 20% D.A., a partir de una deformación de 4% D.A. En las muestras de 100% caolín y para las relaciones de esfuerzo $\tau_{hc}/\sigma_{vm}' = \pm 0.166$ y ± 0.199 , fueron necesarios 10 y 6 ciclos respectivamente para desarrollar este rango de deformaciones.

Un comportamiento muy similar presentó la serie de pruebas en las mezclas C80:D20 (Figura 5.2a), donde se observa que la deformación angular permanece prácticamente constante para la relación de esfuerzos $\tau_{hc}/\sigma_{vm}' = \pm 0.111$; mientras que, para los esfuerzos mayores aplicados ($\tau_{hc}/\sigma_{vm}' = \pm 0.146$, ± 0.176 y ± 0.199), se presenta una falla súbita del espécimen durante los últimos ciclos y para desarrollar una deformación angular de 4% D.A. a 20% D.A., se requirieron 15, 10 y 7 ciclos respectivamente.

Para estas muestras un posible umbral de esfuerzo crítico dentro de los 100 ciclos aplicados, se encuentra entre las relaciones de esfuerzo $\tau_{hc}/\sigma_{vm}' = \pm 0.111$ y ± 0.146 , equivalentes a $\tau_{hc}/\tau_{sf} = 0.36$ y 0.48 , Por lo tanto, se puede concluir que la presencia de diatomita disminuye el esfuerzo normalizado τ_{hc}/τ_{sf} , necesario para provocar deformaciones mayores a 2% D.A., en comparación con las muestras de 100% caolín.

Finalmente en las muestras C100:D0 y C80:D20, al aumentar la relación de esfuerzos cíclicos aplicada, disminuye el número de ciclos necesarios para desarrollar el 20% D.A. a partir de 4% D.A. Además, para los ensayos realizados, se observa que este rango de deformaciones se desarrolla en un menor número de ciclos en las muestras con 100% caolín.

Al incrementarse la cantidad de diatomita, el comportamiento cíclico de los especímenes cambia gradualmente y se refleja en las características esfuerzo-deformación cíclicas. Para las mezclas C60:D40, se observa que la deformación del espécimen con respecto al número de ciclos se genera en forma gradual y a diferencia de las muestras con 0% y 20% de diatomita, no se presenta una deformación súbita cercana a la falla (Figura 5.3a).

El comportamiento descrito se presenta con mayor claridad para las relaciones de esfuerzo $\tau_{hc}/\sigma_{vm}' = \pm 0.150$, ± 0.166 y ± 0.210 donde, a partir de que alcanzan una deformación angular de 4% D.A., requieren cerca de 15, 40 y 30 ciclos respectivamente para desarrollar una deformación de 20% D.A. Al analizar detenidamente la Figura 5.3a, pueden notarse ligeras diferencias entre la forma de la curva de deformación angular para las relaciones de esfuerzo $\tau_{hc}/\sigma_{vm}' = \pm 0.150$ y ± 0.166 , ya que la segunda presenta un incremento en la deformación ligeramente más gradual, requiriendo el mayor número de ciclos para desarrollar la deformación de 4%D.A. a 20%D.A. De esta forma, la tendencia de las muestras C100:D0 y C80:D20 (a mayor relación de esfuerzos menor número de ciclos para desarrollar cierta deformación) no se cumple para esta mezcla. Este comportamiento es más evidente para la mezcla con 60% de diatomita que se describe más adelante.

La relación de esfuerzos umbral para estas mezclas se encuentra entre $\tau_{hc}/\sigma_{vm}' = \pm 0.129$ y ± 0.150 , equivalentes a $\tau_{hc}/\tau_{sf} = 0.28$ y 0.33 . Al normalizar el umbral con respecto a la resistencia monotónica a la falla (τ_{hc}/τ_{sf}), se observa una disminución de su valor con respecto a las muestras C100:D0 y C80:D20, sin embargo, cuando la normalización se hace con respecto al esfuerzo vertical máximo (que es el mismo para todas las muestras $\sigma_{vm}' = 260$ kPa), al parecer este umbral se encuentra en un rango de esfuerzos muy similar cercano a $\tau_{hc}/\sigma_{vm}' = \pm 0.14$.

Para las mezclas C40:D60, se observan con mayor claridad dos comportamientos diferentes dependiendo del esfuerzo cíclico aplicado, para los esfuerzos más bajos ($\tau_{hc}/\sigma_{vm}' = \pm 0.137$, ± 0.151 y ± 0.161), se observan características de deformación muy similares a las obtenidas en muestras con un contenido de diatomita de 40%. En las dos muestras que fallaron antes de los 100 ciclos ($\tau_{hc}/\sigma_{vm}' = \pm 0.151$ y ± 0.161), se observa que para alcanzar una deformación de 20% D.A. a partir de 4% D.A., se requirieron 30 ciclos aproximadamente.

Para el esfuerzo mayor aplicado en esta serie ($\tau_{hc}/\sigma_{vm}' = \pm 0.185$), la curva de deformación contra número de ciclos cambia su forma sustancialmente, ya que inicialmente presenta un incremento gradual hasta alcanzar una deformación angular de 8% D.A., posteriormente disminuye la proporción en la que se deforma hasta presentar un mínimo cuando se acerca al 20% D.A. (Figura 5.4a). Para comparar este comportamiento con las pruebas anteriores, el

número de ciclos necesarios para alcanzar una deformación angular de 4% D.A. a 20% D.A. se incrementa a 50 ciclos.

Por lo tanto, en las mezclas C60:D40 y C40:D60, del número de ciclos necesarios para desarrollar una deformación angular de 4% D.A. a 20% D.A., depende de la relación de esfuerzos (τ_{hc}/σ_{vm}') aplicada, ya que para esfuerzos mayores a cierto umbral, la curva deformación contra número de ciclos presenta un cambio de forma y la proporción de deformación tiende a disminuir. Dicho comportamiento se analiza con más detalle en la Sección 5.4.1.

Para el caso de las muestras con 60% de diatomita, no se encontró un esfuerzo para el cual las deformaciones no sobrepasaran el 2% D.A. y por lo tanto sólo se puede estimar que la relación esfuerzos umbral de estas mezclas debe ser menor a $\tau_{hc}/\sigma_{vm}' = \pm 0.137$ equivalente a $\tau_{hc}/\tau_{sf} = 0.19$. Al igual que en las muestras con 40% de diatomita, se observa una disminución mayor del umbral para la normalización τ_{hc}/τ_{sf} , y valores aproximadamente iguales para τ_{hc}/σ_{vm}' . Una evaluación más detallada de estos umbrales se presenta en la Sección 5.4.

La Figura 5.5a muestra la evolución de la deformación angular con el número de ciclos para las muestras de 100% diatomita, en esta serie se emplearon dos relaciones de esfuerzo menores ($\tau_{hc}/\sigma_{vm}' = \pm 0.147$ y ± 0.166), para las cuales se obtuvieron curvas deformación contra número de ciclos prácticamente constantes. Para esfuerzos mayores ($\tau_{hc}/\sigma_{vm}' = \pm 0.202$ y ± 0.220), se obtuvieron deformaciones angulares con un aumento gradual. Para el primer valor, se alcanzó una deformación de 4% D.A. en 37 ciclos, sin embargo, no se alcanzó el 20% D.A. en los 100 ciclos aplicados. Para el esfuerzo mayor, el desarrollo de deformación de 4% D.A. a 20% D.A. se produjo en 45 ciclos, que representa el índice de deformación más bajo registrado para todas las mezclas.

En el caso de las muestras de 100% diatomita, la relación de esfuerzos umbral se encontró para un valor entre $\tau_{hc}/\sigma_{vm}' = \pm 0.166$ y ± 0.202 , equivalentes a $\tau_{hc}/\tau_{sf} = 0.29$ y 0.36 . En este caso la normalización τ_{hc}/σ_{vm}' presentó un ligero aumento en relación con las otras mezclas, mientras que el valor del umbral para la normalización τ_{hc}/τ_{sf} presentó valores similares a las muestras con 40% de diatomita.

Isocurvas de deformación angular

La serie de Figuras 5.6 muestra la evolución de la deformación angular con respecto al número de ciclos para cada esfuerzo aplicado. En estas figuras se trazaron las isocurvas de

amplitud de deformación con valores desde $\pm 0.75\%$ a $\pm 9\%$. Para cada esfuerzo se incluye la deformación inicial obtenida y en caso de no haber presentado falla después de 100 ciclos, se presenta la deformación angular al final de la prueba.

Los datos graficados de esta forma también presentan diferencias dependiendo del contenido de diatomita de los especímenes. Para las muestras de 100% caolín se observa que desde el inicio de la prueba, la amplitud de deformación angular se desarrolla gradualmente hasta alcanzar el $\pm 1.5\%$, sin embargo, la deformación angular a partir de un valor de $\pm 3\%$ se incrementa rápidamente hasta la falla (Figura 5.6a).

Para las muestras C80:D20, se observa un comportamiento similar con relación al incremento súbito de la deformación angular a partir de un valor de $\pm 3\%$ (Figura 5.6b). El efecto del 20% de diatomita en la mezcla, se observa en un ligero corrimiento hacia la izquierda de las isocurvas, principalmente para las de $\pm 3\%$, $\pm 5\%$ y $\pm 7\%$ de deformación angular, lo cual puede traducirse en una disminución de la resistencia con respecto a las muestras C100:D0.

Para contenidos de diatomita de 40%, es más claro el cambio de comportamiento y se puede observar que las isocurvas se encuentran más separadas entre sí, lo cual indica una deformación más gradual en comparación con los casos anteriores (Figura 5.6c). Para todos los esfuerzos se observa un incremento en la deformación ciclo a ciclo a partir de una amplitud de 3%, sin embargo, la evolución de la deformación desde este valor se incrementa en menor proporción que los especímenes con 0% y 20% de diatomita. Las isocurvas presentan un corrimiento a la derecha en relación con las de C100:D0, lo que indica un aumento en la resistencia cíclica de estos especímenes.

Para un contenido de 60% de diatomita (Figura 5.6d), las isocurvas de deformación se notan aún más separadas entre sí, con un corrimiento mayor hacia la derecha y con una pendiente más pronunciada en relación con las obtenidas en muestras de 100% caolín, en especial para deformaciones de $\pm 3\%$ a $\pm 9\%$. Esto se refleja en el comportamiento ya descrito anteriormente, en el que la deformación evoluciona lentamente y para los esfuerzos mayores aplicados, se requiere de un mayor número de ciclos para alcanzar cierta deformación en relación con las otras muestras.

Las isocurvas para las muestras de 100% diatomita (Figura 5.6e) presentaron un corrimiento hacia arriba en relación con las muestras de 60% diatomita, reflejando así la mayor resistencia cíclica de entre todas las muestras, sin embargo, la pendiente de las isocurvas disminuye en relación con las mezclas con 60% de diatomita, especialmente para esfuerzos altos. La

pendiente de las isocurvas en este caso exhibe un valor intermedio entre las muestras con 40% y 60% de diatomita.

5.2.2 Generación de presión de poro

En las Figuras 5.1b, 5.2b, 5.3b, 5.4b y 5.5b se observan las envolventes máxima y mínima de la presión de poro cíclica generada para muestras bajo diferentes esfuerzos horizontales cíclicos y contenidos de diatomita de 0%, 20%, 40%, 60% y 100%.

En las muestras C100:D0, Figura 5.1b, se observa que para la relación de esfuerzos $\tau_{hc}/\sigma_{vm}' = \pm 0.081$, la generación de presión de poro promedio es prácticamente nula durante los 100 ciclos aplicados.

Ansal y Erken (1989) analizaron la evolución de la presión de poro para condiciones cíclicas de esfuerzo controlado en muestras normalmente consolidadas de caolín. De esta forma definieron una relación de esfuerzos umbral bajo la cual no hay generación de presión de poro. Dicho umbral lo encontraron aproximadamente igual a $\tau_{hc}/\tau_{sf} = 0.20$. En el presente estudio, con un límite de 100 ciclos aplicados, la relación de esfuerzos $\tau_{hc}/\sigma_{vm}' = \pm 0.081$ puede considerarse el umbral de generación de presión de poro, dicha relación es equivalente a $\tau_{hc}/\tau_{sf} = 0.29$. Este valor es mayor al encontrado para Ansal y Erken (1989), sin embargo, ellos tomaron 500 ciclos como referencia para determinar que la muestra no generaba presión de poro, por lo tanto, es muy posible que el umbral $\tau_{hc}/\tau_{sf} = 0.29$ disminuya tomando un criterio de ciclos mayor.

Al aplicar una relación de esfuerzos mayor en las muestras de 100% caolín ($\tau_{hc}/\sigma_{vm}' = \pm 0.138$), se observa un incremento en la presión de poro lineal con respecto al número de ciclos, sin embargo, el espécimen no presentó falla al final de los 100 ciclos ($\gamma = 20\%$ D.A.). Para esfuerzos mayores ($\tau_{hc}/\sigma_{vm}' = \pm 0.166$ y 0.199), se presentó un súbito incremento de la presión de poro antes de la falla, dicho comportamiento está directamente relacionado con la deformación angular de la muestra.

En las muestras C100:D0, la presión de poro al alcanzar una deformación angular de 20% D.A., presentó un valor normalizado promedio de 0.4 ($\tau_{hc}/\sigma_{vm}' = \pm 0.166$ y 0.199).

Para las mezclas C80:D20 (Figura 5.2b), el incremento de la presión de poro es aproximadamente lineal con respecto al número de ciclos para el esfuerzo menor aplicado ($\tau_{hc}/\sigma_{vm}' = \pm 0.111$). Para $\tau_{hc}/\sigma_{vm}' = \pm 0.146$ se observa una pendiente lineal en la generación de

presión de poro durante los primeros 30 ciclos, posteriormente se incrementa la pendiente hasta alcanzar la falla.

La presión de poro al alcanzar una deformación angular de 20% D.A., presentó un valor promedio de 0.6, 0.5 y 0.45 para las relaciones de esfuerzo $\tau_{hc}/\sigma_{vm}' = \pm 0.146, \pm 0.176$ y ± 0.199 respectivamente.

Las muestras con 40% de diatomita presentan un patrón de desarrollo de presión de poro diferente y se definen por presentar un incremento súbito de la presión de poro en los primeros ciclos, para después exhibir un aumento gradual (Figura 5.3b).

La presión de poro al alcanzar una deformación angular de 20% D.A., se incrementa en relación con las mezclas C100:D0 y C80:D20, encontrando valores promedio de 0.75, 0.75 y 0.7 para relaciones de esfuerzo $\tau_{hc}/\sigma_{vm}' = \pm 0.150, \pm 0.166$ y ± 0.210 respectivamente.

En el caso de las muestras con 60% de diatomita (Figura 5.4b), el comportamiento descrito anteriormente se acentúa. Para todos los casos, se observa un aumento súbito de la presión de poro durante los primeros ciclos y posteriormente un desarrollo gradual. Para las relaciones de esfuerzo $\tau_{hc}/\sigma_{vm}' = \pm 0.151$ y ± 0.161 se observa un ligero incremento en la pendiente de generación de presión de poro al alcanzar una amplitud de deformación angular de 8% D.A. Mientras que para un esfuerzo mayor ($\tau_{hc}/\sigma_{vm}' = \pm 0.185$) la presión de poro presenta una estabilización cuando se alcanza una deformación angular de aproximadamente 12% D.A. En ambos casos, es claro que existe un cambio en el comportamiento cíclico del material ante deformaciones grandes, lo cual no es tan evidente cuando se revisan las curvas de deformación contra número de ciclos.

Los valores de presión de poro normalizada al alcanzar la deformación angular de 20% D.A. fueron de 0.85, 0.85 y 0.7 para relaciones de esfuerzo $\tau_{hc}/\sigma_{vm}' = \pm 0.151, \pm 0.161$ y ± 0.185 respectivamente.

De acuerdo con las observaciones realizadas, la presión de poro generada para alcanzar la amplitud de deformación a la falla ($\gamma = 20\%$ D.A.) aumenta junto con el contenido de diatomita.

La Figura 5.5b muestra la evolución de presión de poro para las muestras C0:D100, el incremento súbito durante los primeros ciclos persiste y por otro lado, también se presenta una disminución en la pendiente de la curva de generación de presión de poro al alcanzar una deformación angular de 12% D.A, es decir, el comportamiento es muy similar al presentado por las muestras con 60% de diatomita.

Isocurvas de generación de presión de poro

La serie de Figuras 5.7 muestra las isocurvas de generación de presión de poro para cada una de las mezclas. Las isocurvas se trazaron a partir de los valores de presión de poro promedio, obtenidos de las Figuras 5.1b a 5.5b.

La Figura 5.7a muestra las tendencias de generación de presión de poro para los especímenes de 100% caolín. Como ya se mencionó en los párrafos anteriores, al aumentar la relación de esfuerzos aplicada, disminuye el número de ciclos necesarios para desarrollar cierta presión de poro. Por otro lado, la presión de poro generada no sobrepasó el valor de $\Delta u/\sigma_{vc}' = 0.4$ en promedio para alcanzar la falla.

En las mezclas 80C:20D (Figura 5.7b) se nota una separación entre isocurvas ligeramente mayor que las de 100% caolín, especialmente para los valores $\Delta u/\sigma_{vc}' = 0.15, 0.25$ y 0.4 , esto indica que la presión de poro se desarrolla en forma más gradual, sin embargo, para una misma relación de esfuerzos se alcanza un valor de presión de poro en menos ciclos para las mezclas con 20% de diatomita. Adicionalmente, se observa una pendiente mayor de las isocurvas y para relaciones de esfuerzo menores ($\tau_{hc}/\sigma_{vm}' = \pm 0.10$ a ± 0.12) aun se presenta generación de poro importante a comparación de las muestras de 100% caolín.

Para un contenido de 40% de diatomita (Figura 5.7c) se observa el efecto mencionado en la sección anterior, donde se presenta un incremento súbito de la presión de poro en los primeros ciclos. La pendiente de las isocurvas se incrementa y al igual que en las mezclas 80C:20D, aún cuando la presión de poro se desarrolla en forma más gradual, se obtienen los mismos valores que en una muestra de 100% caolín en un número menor de ciclos. La presión de poro generada en la falla se incrementa hasta valores $\Delta u/\sigma_{vc}' = 0.6$ en promedio.

Las isocurvas de la mezcla 40C:60D presentan la mayor pendiente de todas las series (Figura 5.7d), la generación de presión de poro se desarrolla en forma muy gradual, sin embargo, para relaciones de esfuerzo menores ($\tau_{hc}/\sigma_{vm}' = \pm 0.12$ a ± 0.14), aún se observan valores de $\Delta u/\sigma_{vc}'$ mayores en comparación con las muestras de 100% caolín. La presiones de poro generadas en la falla se incrementan a un valor $\Delta u/\sigma_{vc}' = 0.8$ en promedio.

Las muestras de 100% diatomita requieren de esfuerzos mayores para generar presiones de poro similares a las mezclas anteriores, el desarrollo también se presenta de manera gradual y la pendiente de las isocurvas es ligeramente mayor a las obtenidas en las mezclas C60:D40 pero menor a la de C40:D60 (Figura 5.7e).

La pendiente de las isocurvas en cada una de las series, está relacionada directamente con el valor de la relación de esfuerzos umbral de generación de presión de poro (Ansal y Erken, 1989), es decir, a partir de estas isocurvas se puede suponer el esfuerzo con el cual la generación de presión de poro será nula. Aunque se requiere un estudio más detallado para definir este umbral, los resultados señalan que éste disminuye al incrementarse el contenido de diatomita, al menos hasta el 60% que se empleó en este estudio, ya que para las muestras C0:D100 se presenta una disminución en la pendiente de las isocurvas.

Dicha observación puede compararse con el estudio de Vucetic (1994), donde define el umbral volumétrico de deformaciones (γ_{tv}) como la amplitud de deformación angular cíclica bajo la cual se genera en el suelo un cambio permanente en el volumen o un cambio permanente en la presión de poro. En dicho estudio, encontró que el valor de este umbral aumenta junto con la plasticidad. Por lo tanto los valores menores se presentan en los suelos no plásticos.

Aunque para el presente estudio no se realizaron pruebas a deformación controlada para definir este umbral bajo el criterio de Vucetic (1994), las tendencias encontradas sugieren que el umbral de generación de presión de poro disminuye junto con la plasticidad de las mezclas, ya que se tienen índices de plasticidad de 27.5%, 25.2%, 21.8% y 18.8% para contenidos de diatomita de 0%, 20%, 40% y 60% respectivamente. El comportamiento de las muestras de 100% diatomita no presentan esta misma tendencia, sin embargo, debe recordarse que su proceso de formación fue diferente al de las otras muestras y por lo tanto su comparación con los resultados debe hacerse con reserva.

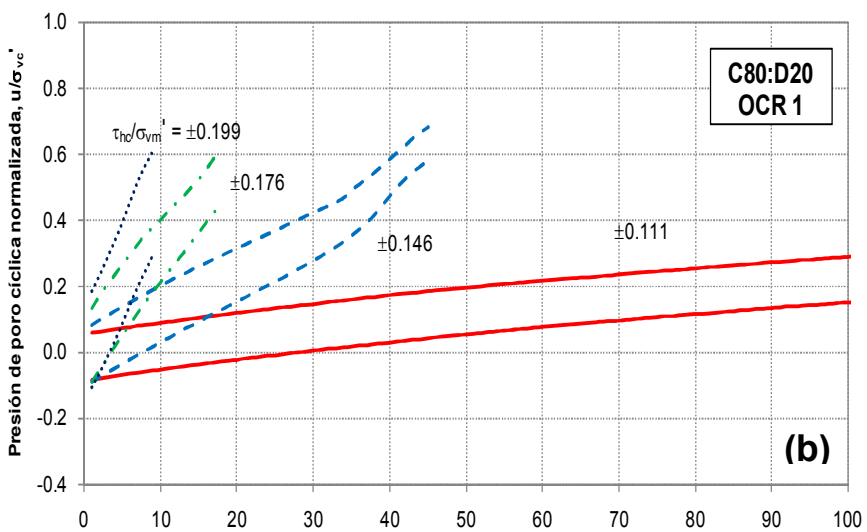
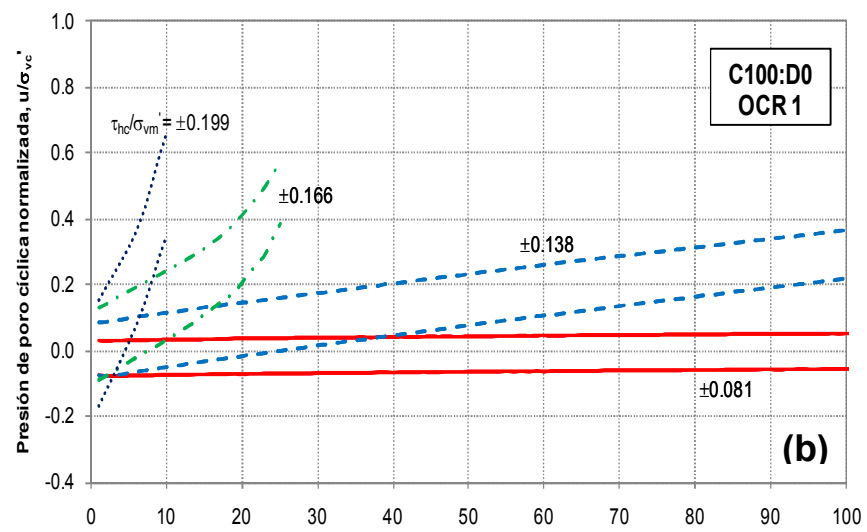
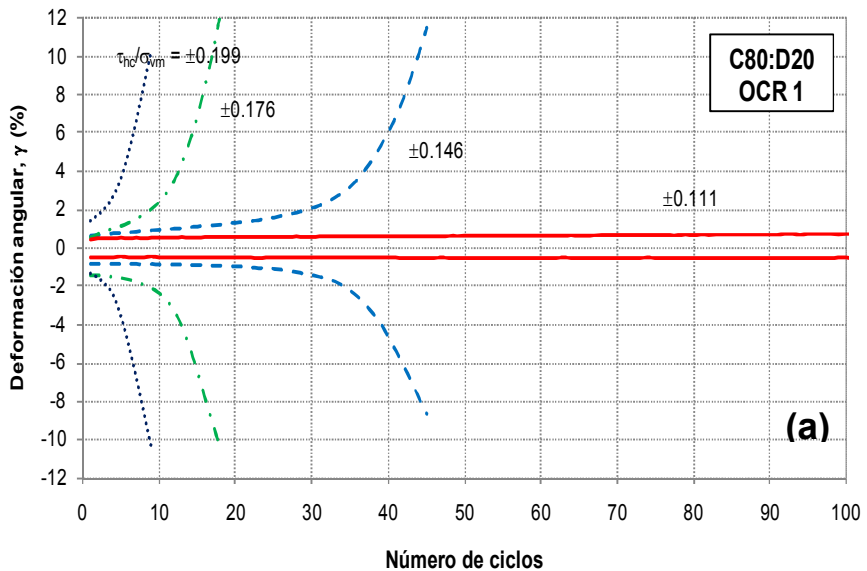
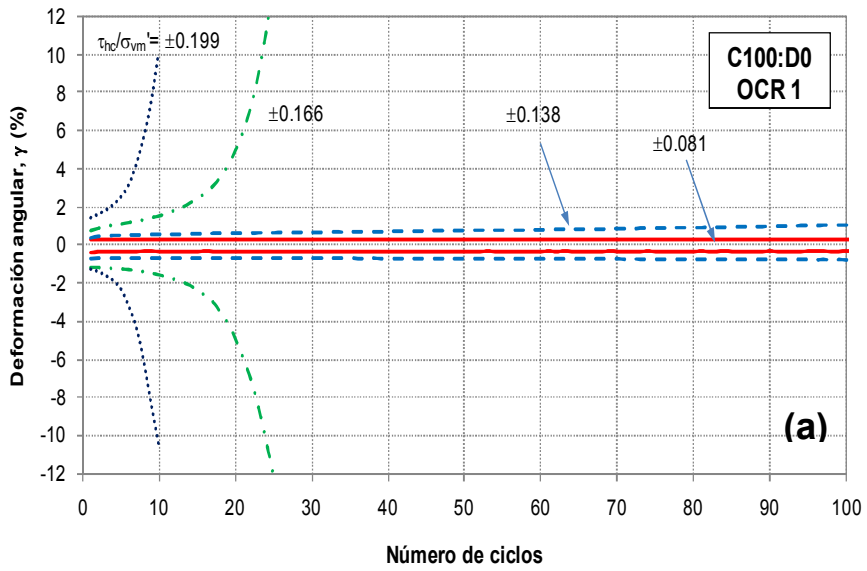


Figura 5.1 Comportamiento cíclico de muestras normalmente consolidadas con 100% de caolín.

Figura 5.2 Comportamiento cíclico de muestras normalmente consolidadas con 20% de diatomita.

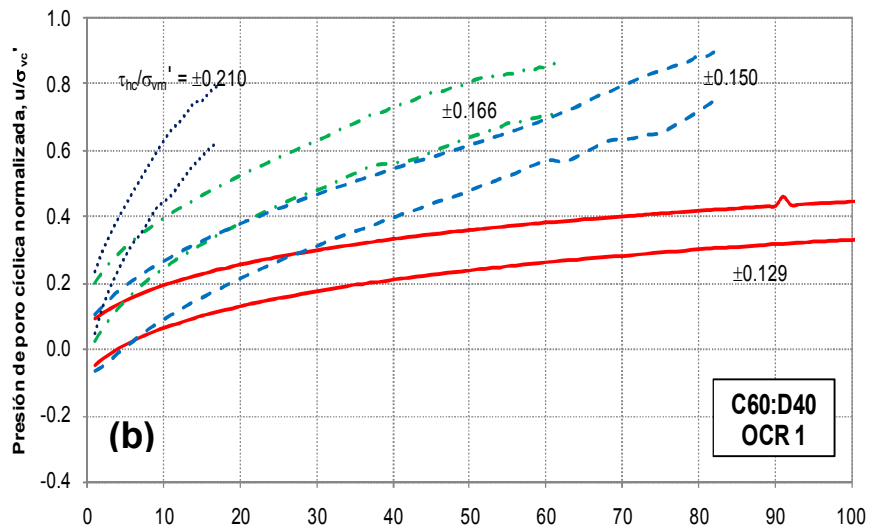
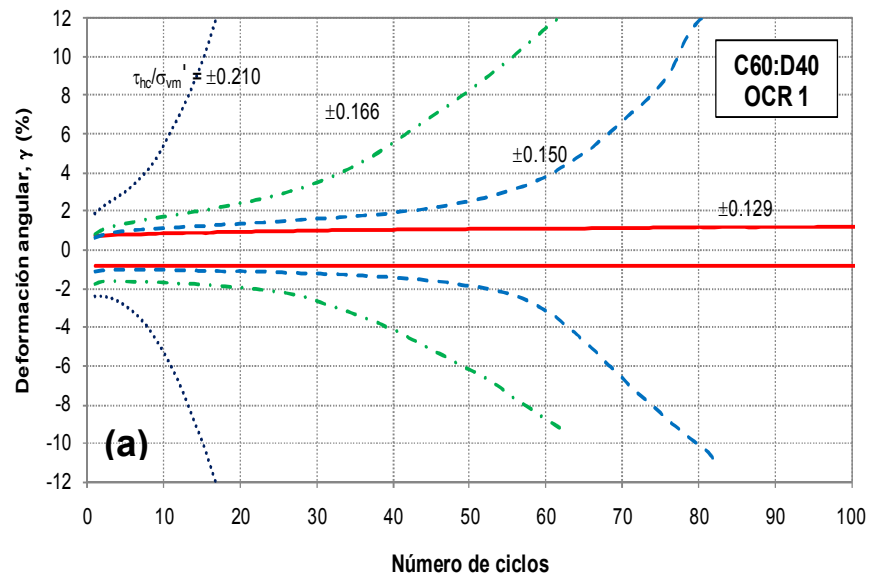


Figura 5.3 Comportamiento cíclico de muestras normalmente consolidadas con 40% de diatomita.

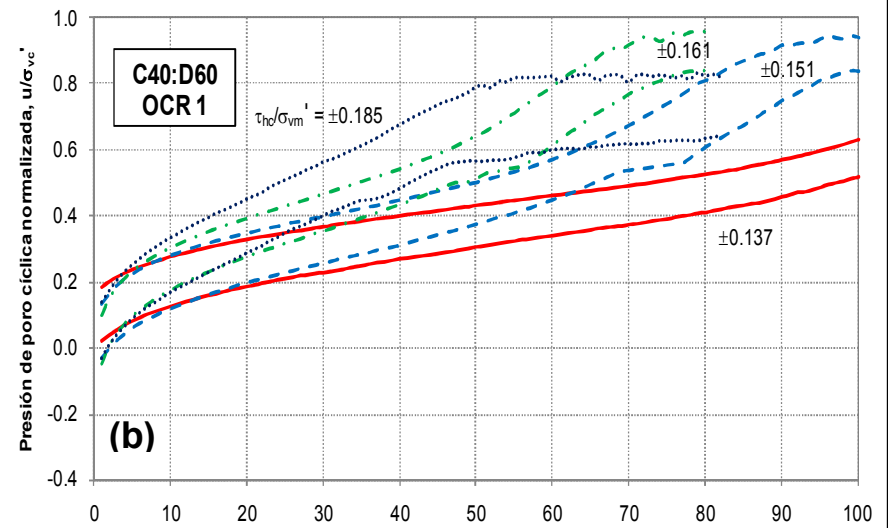
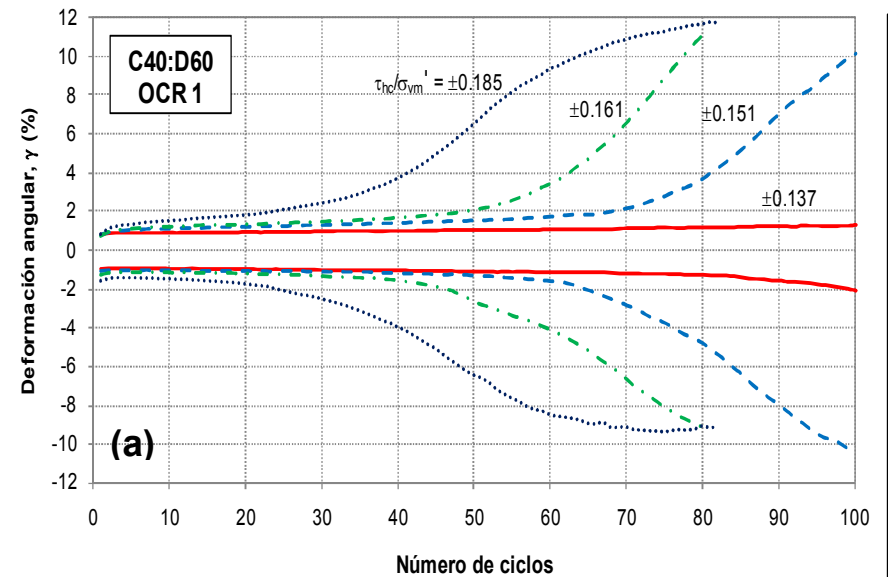


Figura 5.4 Comportamiento cíclico de muestras normalmente consolidadas con 60% de diatomita.

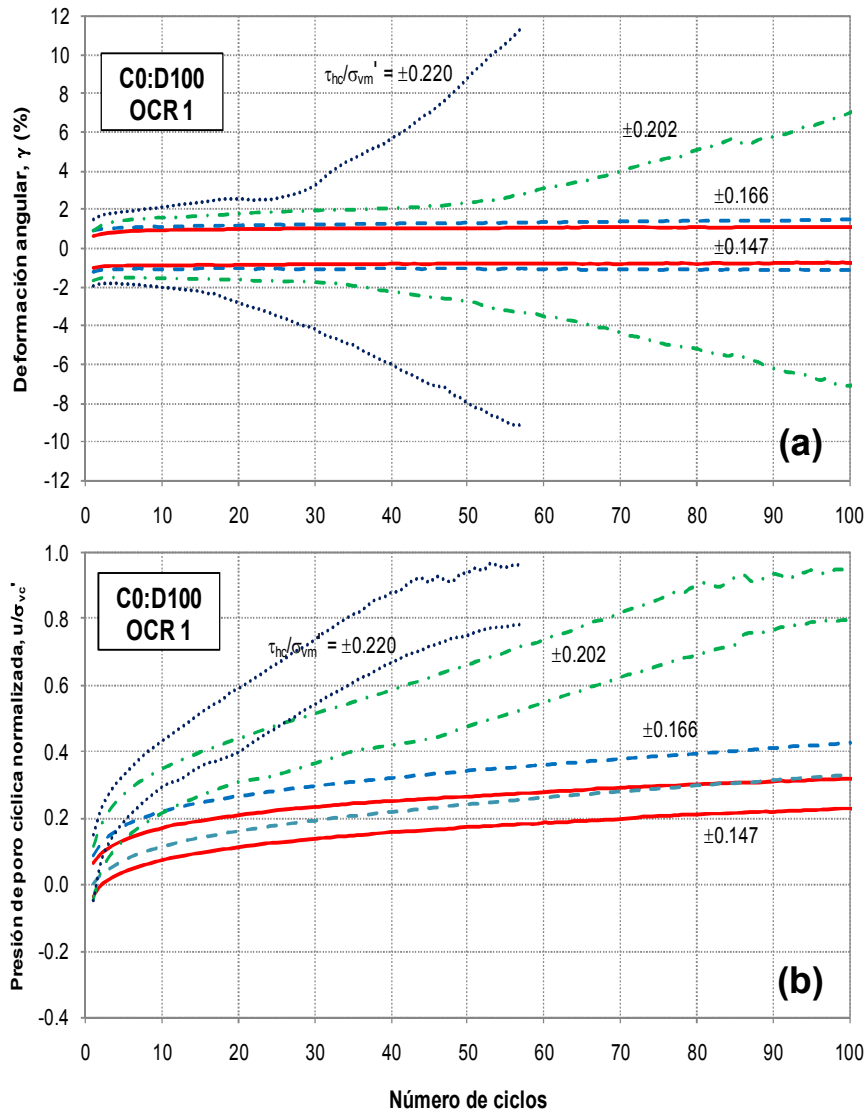


Figura 5.5 Comportamiento cíclico de muestras normalmente consolidadas con 100% de diatomita.

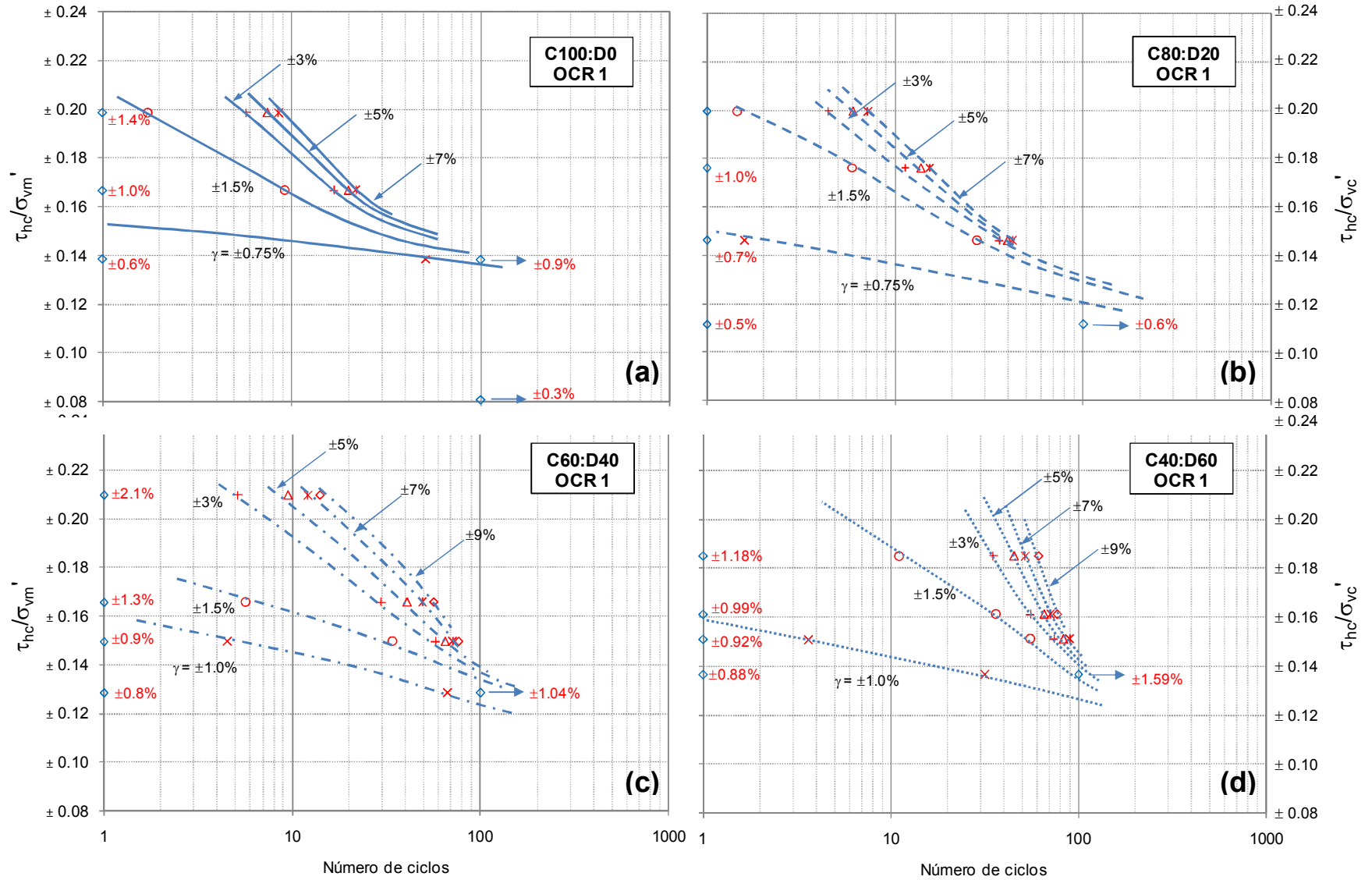


Figura 5.6 Isocurvas de amplitud de deformación para muestras con OCR = 1 y diferentes porcentajes de diatomita: (a) 0%, (b) 20%, (c) 40% y (d) 60%

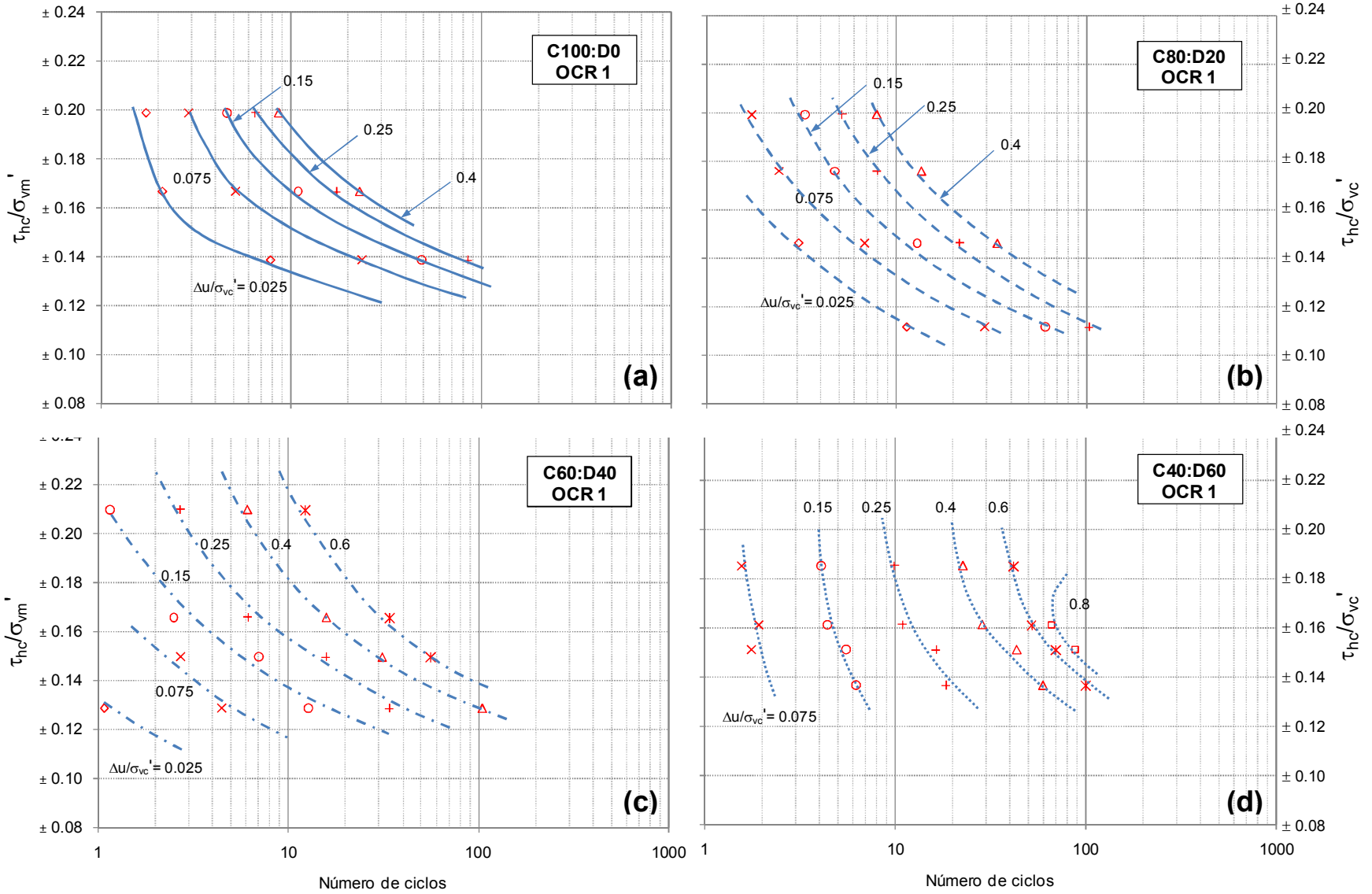


Figura 5.7 Isocurvas de generación de presión de poro para muestras con OCR = 1 y diferentes porcentajes de diatomita: (a) 0%, (b) 20%, (c) 40% y (d) 60%

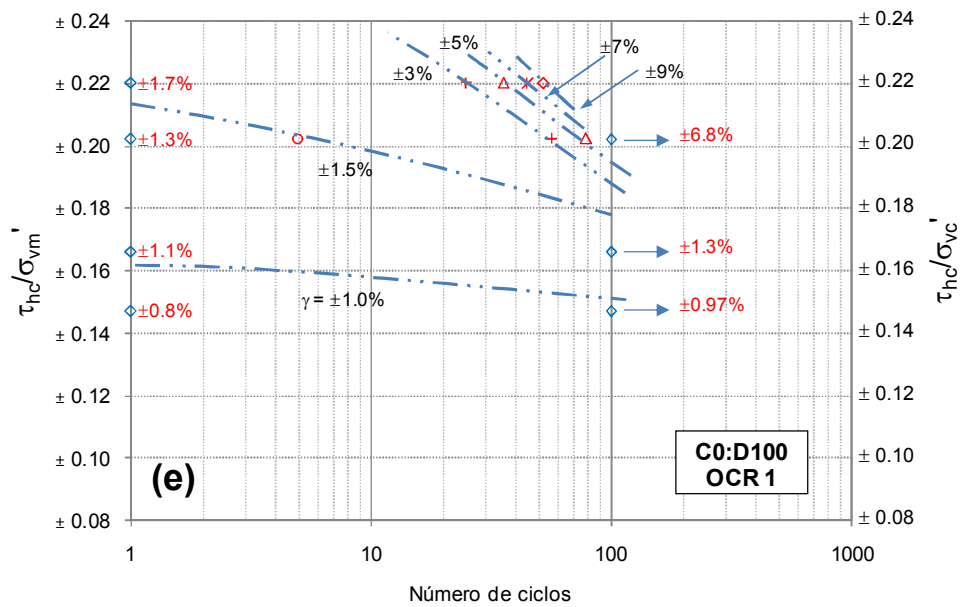


Figura 5.6e Isocurvas de amplitud de deformación para muestras de 100% diatomita (OCR=1)

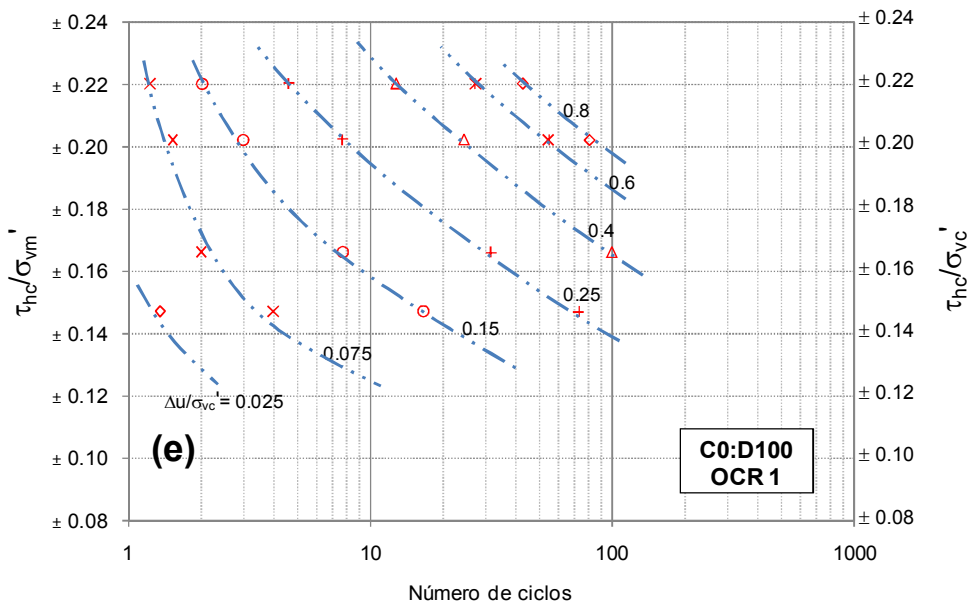


Figura 5.7e Isocurvas de generación de presión de poro para muestras de 100% diatomita (OCR= 1)

5.2.3 Degradación del módulo de corte

En las Figuras 5.8a a 5.8e, se observa la evolución del módulo de corte (G) contra el número de ciclos en escala logarítmica. Los resultados muestran que para todos los contenidos de diatomita, al aumentar el esfuerzo cíclico empleado el módulo G inicial y el de ciclos subsecuentes disminuye.

Al aumentar el contenido de diatomita, el módulo G para los primeros ciclos disminuye de manera considerable. Se observa que para el esfuerzo menor aplicado en cada caso, el módulo G de 6000 kPa en promedio para las muestras con 0% y 20% de diatomita ($\tau_{hc}/\sigma_{vm}' = \pm 0.081$ y ± 0.111 respectivamente) disminuye a un valor de 4000 kPa para el 40% y 60% de diatomita ($\tau_{hc}/\sigma_{vm}' = \pm 0.129$ y ± 0.137 respectivamente).

Las diferencias en el comportamiento de las muestras se observa con mayor claridad cuando se analizan como se ilustra en las Figuras 5.9a a 5.9e, donde se grafica el valor del módulo de corte obtenido en el ciclo 1, 10, 25 y 50 para diferentes relaciones de esfuerzo. En dichas figuras, se indica la envolvente para el módulo de corte en el ciclo 1 y el 50 de las muestras con 100% caolín, de esta manera se puede evaluar el efecto del aumento en el contenido de diatomita en el comportamiento de los especímenes.

En la figura 5.9a se muestran los valores del módulo G contra el esfuerzo cortante normalizado para los especímenes de 100% caolín. Para el primer ciclo se observa una disminución gradual del módulo G al aumentar el esfuerzo aplicado, mientras que para el caso de las envolventes de los ciclos 25 y 50 se presenta un quiebre brusco, el cual representa un decremento acelerado del módulo de corte cuando se aplican esfuerzos mayores a $\tau_{hc}/\sigma_{vm}' = 0.15$ en ambos casos.

Al comparar las envolventes de 100% caolín y las de especímenes con 20% de diatomita (Figura 5.9b), se aprecia que el módulo G para el primer ciclo presenta valores similares en ambos casos, sin embargo, la tendencia de los datos presenta una curvatura menor para las muestras con 20% de diatomita. Las tendencias para 10 y 25 ciclos presentan valores menores a los obtenidos para el caolín, sin embargo, para los esfuerzos mayores presentados en cada tendencia los valores G se acercan a los alcanzados en las muestras de caolín. Para el ciclo 50, el módulo obtenido es menor en comparación con el del caolín para toda la escala de esfuerzos aplicados. La degradación del módulo para todos los ciclos revisados se hace más evidente desde esfuerzos cercanos a $\tau_{hc}/\sigma_{vm}' = 0.10$ y la principal diferencia con relación al comportamiento de las muestras de 100% caolín es que la degradación de G se desarrolla de forma más gradual al aumentar el esfuerzo aplicado.

Cuando se incrementa el contenido de diatomita a 40% es visible una disminución del módulo en el primer ciclo en comparación con las muestras de 100% caolín y una degradación progresiva de G para los ciclos 10, 25 y 50. A diferencia de las muestras con 20% de diatomita, estas muestras presentan valores de G mayores en relación con los especímenes de caolín a partir de un valor aproximado de $\tau_{hc}/\sigma_{vm}' = 0.16$, lo cual se encuentra representado en la Figura 5.4c por el cruce entre las envolventes de las muestras C100:D0 y C60:D40.

Con un 60% de diatomita, el comportamiento mencionado en el párrafo anterior se hace más evidente y se observa que a partir de una relación de esfuerzos promedio de $\tau_{hc}/\sigma_{vm}' = 0.15$ las tendencias para los ciclos 10, 25 y 15, presentan valores de G mayores en relación con los del caolín (Figura 5.4d). Debajo de este esfuerzo, el módulo de corte de las muestras con diatomita es menor.

Este esfuerzo a partir del cual cambia el comportamiento de degradación en las muestras, se advierte también para el ciclo inicial (N=1) ya que a partir de un esfuerzo de $\tau_{hc}/\sigma_{vm}' = 0.18$ el módulo del espécimen con 60% de diatomita iguala el valor encontrado para el caolín. Adicionalmente se observa que la degradación del módulo con respecto al esfuerzo aplicado para el ciclo 1, sigue una tendencia aproximadamente lineal y por lo tanto diferente a la encontrada en muestras de caolín.

En el caso de las muestras de 100% diatomita las curvas de tendencia para los ciclos 1, 10, 25 y 50, exhiben un corrimiento hacia la derecha, lo cual se traduce en valores del módulo G mayores para la mayor parte de los esfuerzos aplicados (Figura 5.9e). Para el primer ciclo, los valores de G son menores en relación con los del caolín hasta llegar a un esfuerzo de aproximadamente $\tau_{hc}/\sigma_{vm}' = 0.18$.

Como se observó en esta serie de figuras, la degradación del módulo de rigidez presenta diferentes comportamientos dependiendo del nivel de esfuerzos aplicado y el contenido de diatomita de las muestras. En la sección 5.5.3 se presenta una metodología de análisis para evaluar estas variaciones y definir de manera más clara el cambio de comportamiento en las muestras a partir de la degradación del módulo de rigidez.

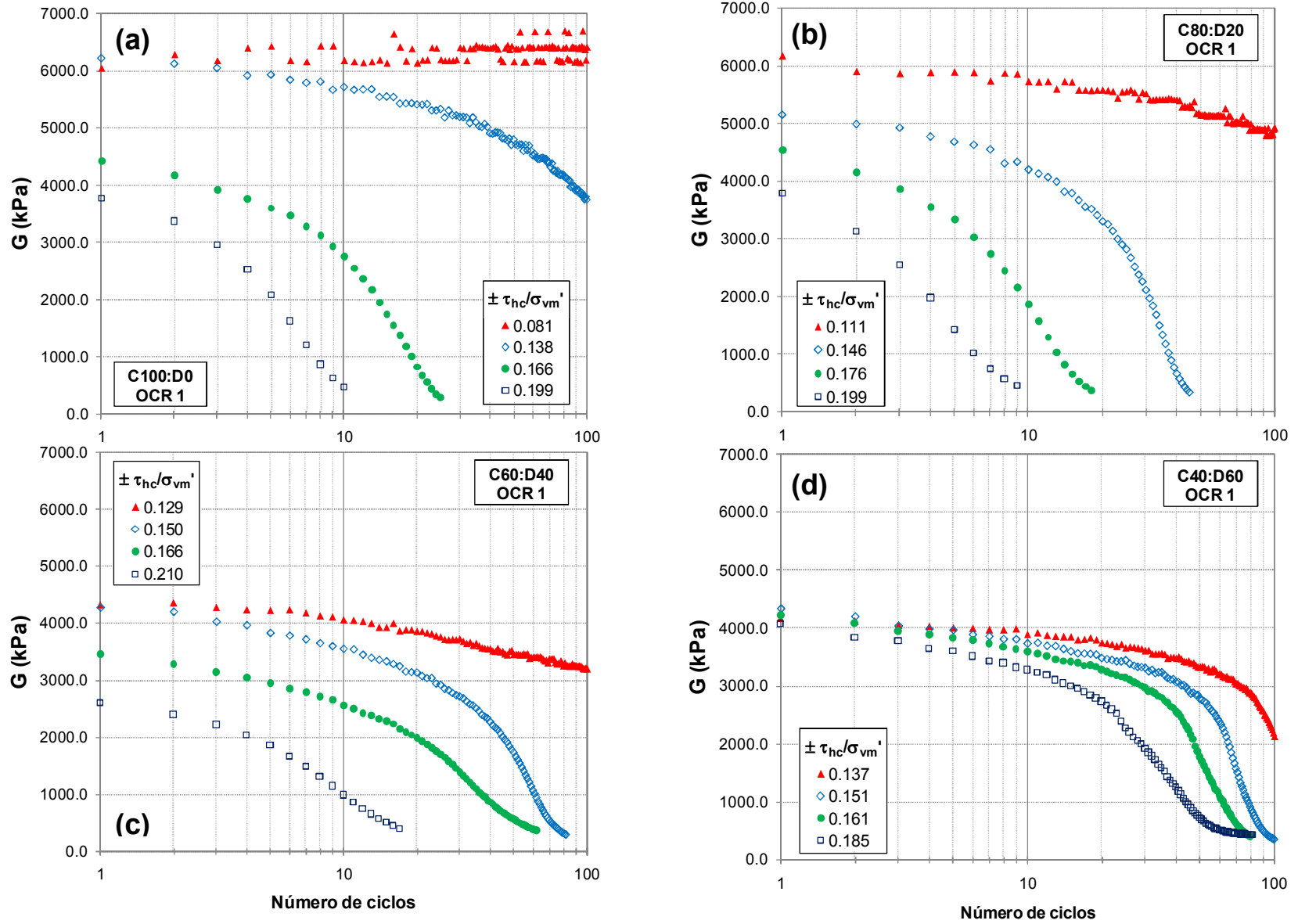


Figura 5.8 Degradación del módulo G contra número de ciclos para muestras con $OCR = 1$ y diferentes contenidos de diatomita: a) 0%, b) 20%, c) 40% y d) 60%

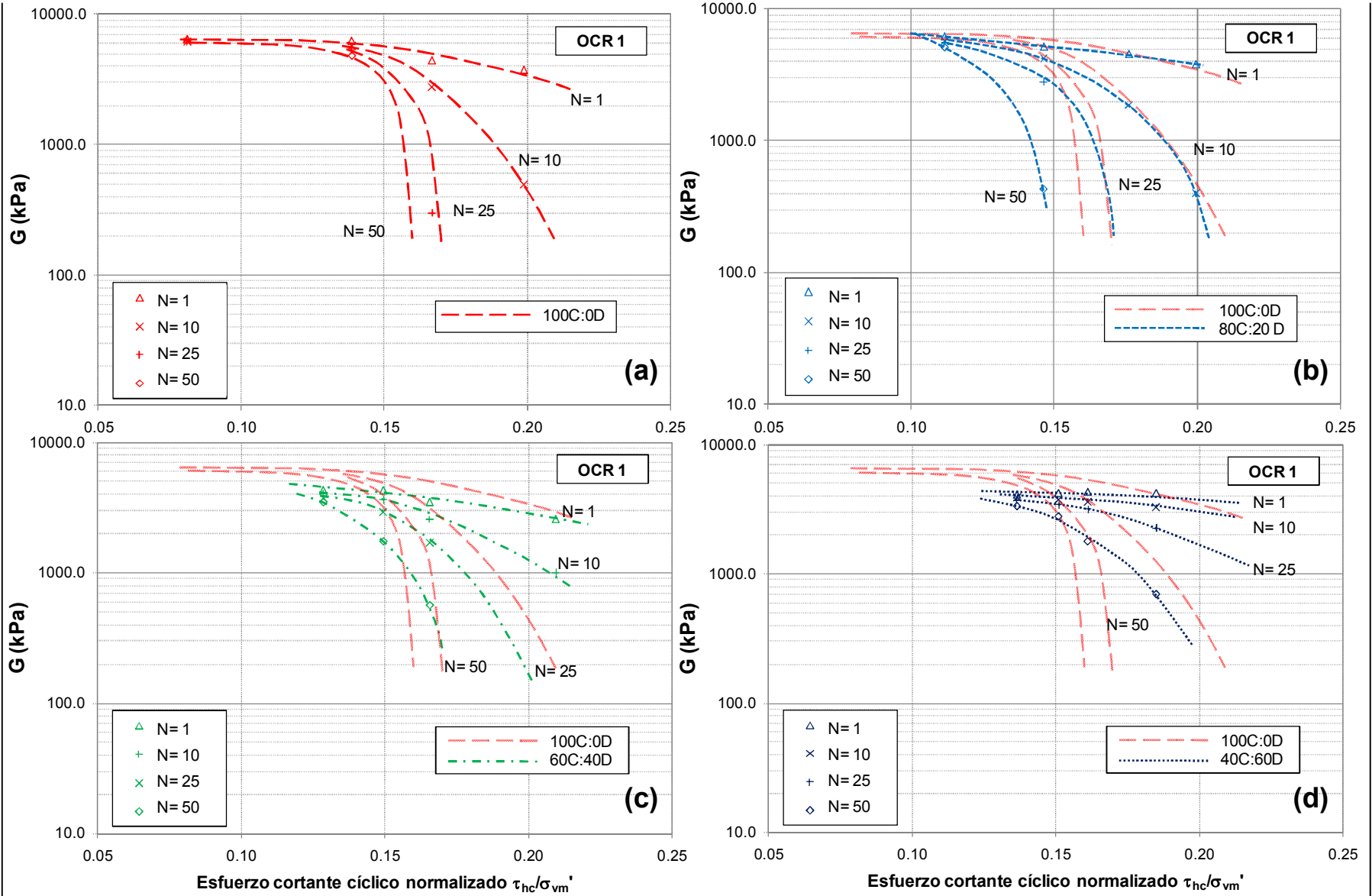


Figura 5.9 Módulo de corte contra esfuerzo cíclico normalizado para muestras con OCR = 1 y diferentes contenidos de diatomita: a) 0%, b) 20%, c) 40% y d) 60%

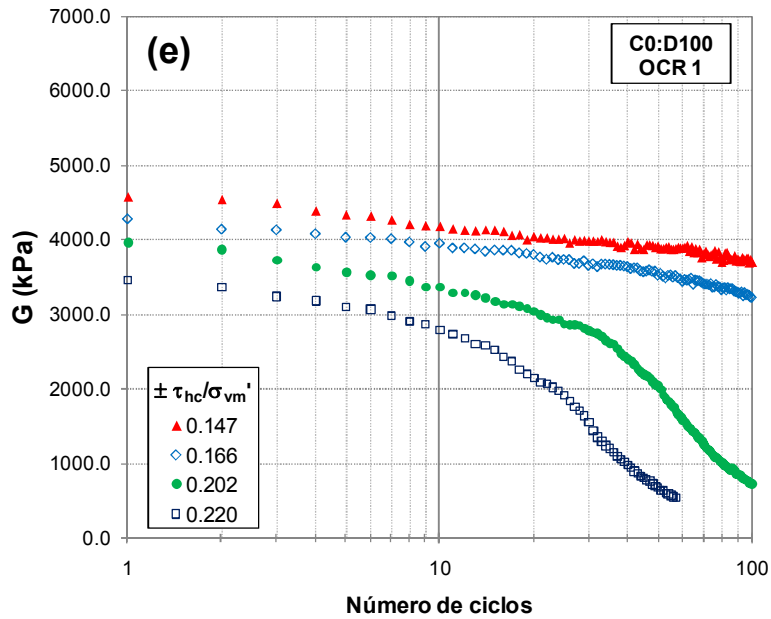


Figura 5.8e Degradación del módulo G contra número de ciclos en muestras de 100% diatomita

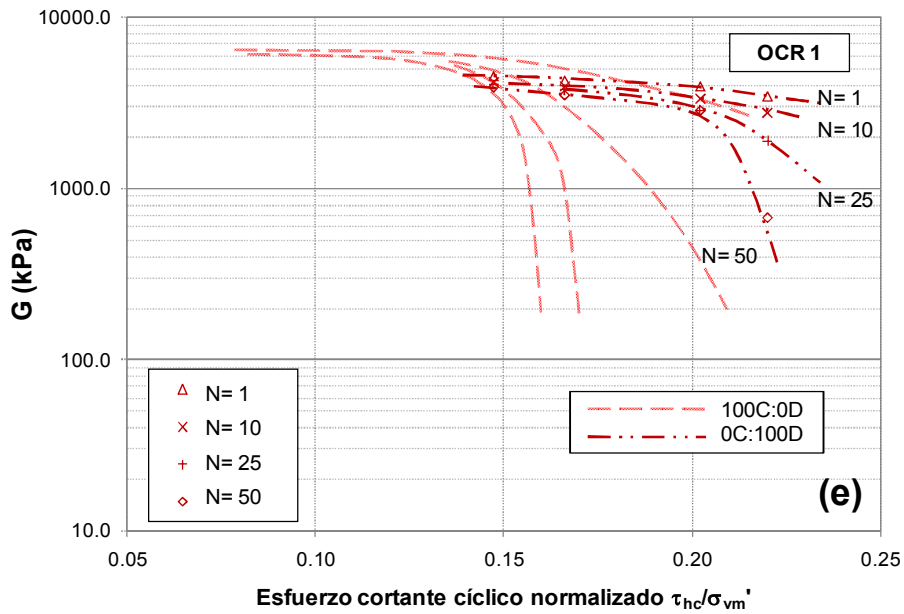


Figura 5.9e Módulo de corte contra esfuerzo cíclico normalizado en muestras de 100% diatomita

5.3 Comportamiento cíclico de las muestras preconsolidadas (OCR=2)

En esta sección se presenta el comportamiento cíclico de las diferentes muestras caolín-diatomita preconsolidadas, a las cuales se les aplicó un esfuerzo vertical máximo $\sigma_{vm}'=260$ kPa y posteriormente se descargaron a un esfuerzo de consolidación de $\sigma_{vc}'=130$ kPa, para obtener un valor de OCR= 2. En el caso de las muestras preconsolidadas, la normalización bajo un mismo esfuerzo de consolidación, equivale a dos veces el esfuerzo normalizado bajo el esfuerzo de consolidación máximo, es decir, $\tau_{hc}/\sigma_{vc}' = 2(\tau_{hc}/\sigma_{vm}')$

Los resultados obtenidos se presentan en la misma forma que para las muestras normalmente consolidadas.

5.3.1 Deformación angular

Las figuras 5.10a, 5.11a, 5.12a, 5.13a y 5.14a, muestran la evolución de las envolventes de deformación angular máxima y mínima contra el número de ciclos para los especímenes con 0%, 20%, 40%, 60% y 100% de diatomita respectivamente.

Al igual que en las muestras normalmente consolidadas, las deformaciones angulares se mantuvieron relativamente simétricas para valores menores a 6% D.A., es decir, conservando la deformación promedio (τ_{prom}) muy cercana a cero.

En las muestras de 100% caolín, la Figura 5.10a muestra que para las relaciones de esfuerzo menores ($\tau_{hc}/\sigma_{vm}'= \pm 0.087$ y ± 0.110) se presenta solamente una ligera evolución de la deformación angular que no supera el 2% D.A. al final de los 100 ciclos. Para esfuerzos mayores ($\tau_{hc}/\sigma_{vm}'= \pm 0.141$, ± 0.160 y ± 0.192), se presenta una deformación súbita cercana a la falla y el número de ciclos necesarios para desarrollar una deformación angular de 4% D.A. a 20% D.A. fueron 10, 12 y 5 ciclos respectivamente.

Al igual que en las muestras normalmente consolidadas, puede definirse una relación de esfuerzos umbral a partir de la cual se generan deformaciones mayores al 2% D.A. para los 100 ciclos analizados. Dicho umbral para las muestras de 100% caolín debe encontrarse entre $\tau_{hc}/\sigma_{vm}'= \pm 0.110$ y ± 0.141 , equivalentes a $\tau_{hc}/\tau_{sf} = 0.49$ y 0.63 . Estos valores muestran que para una normalización τ_{hc}/τ_{sf} este umbral es aproximadamente igual al presentado por las muestras normalmente consolidadas (entre $\tau_{hc}/\tau_{sf} = 0.49$ y 0.59).

En las mezclas C80:D20 (Figura 5.11a), al aplicar una relación de esfuerzos $\tau_{hc}/\sigma_{vm}' = \pm 0.106$, se presenta una deformación angular no mayor a 2% D.A. Para esfuerzos mayores ($\tau_{hc}/\sigma_{vm}' = \pm 0.127, \pm 0.146$ y ± 0.181), la deformación angular entre 4% D.A. y 20% D.A. se desarrolló en 23, 13 y 7 ciclos respectivamente. La evolución de la deformación cerca de la falla, es ligeramente más gradual que en el caso de los especímenes de 100% caolín.

Se identificó por lo tanto un esfuerzo umbral entre $\tau_{hc}/\sigma_{vm}' = \pm 0.106$ y ± 0.117 , equivalentes a $\tau_{hc}/\tau_{sf} = 0.45$ y 0.49 . Para ambas normalizaciones se observa que la relación de esfuerzos umbral es menor en relación con la de 100% caolín.

En el caso de las mezclas C60:D40 (Figura 5.12a) se presentan dos esfuerzos menores ($\tau_{hc}/\sigma_{vm}' = \pm 0.076$ y ± 0.103), con un comportamiento prácticamente lineal desde el punto de vista de deformaciones angulares, ya que sus valores máximos no superaron el 2% D.A. Para los esfuerzos mayores aplicados ($\tau_{hc}/\sigma_{vm}' = \pm 0.143$ y ± 0.177), se tiene un número reducido de ciclos antes de la falla, por lo cual no es posible observar un cambio claro en la forma de las curvas deformación contra número de ciclos, como en el caso de las muestras normalmente consolidadas.

El esfuerzo umbral para este caso se localiza entre $\tau_{hc}/\sigma_{vm}' = \pm 0.103$ y ± 0.143 , equivalentes a $\tau_{hc}/\tau_{sf} = 0.28$ y 0.38 . Para el caso de la normalización τ_{hc}/σ_{vm}' , el rango localizado es demasiado amplio y no se puede determinar un comportamiento en relación con las otras mezclas, sin embargo para la normalización τ_{hc}/τ_{sf} si es clara una disminución del umbral.

Para contenidos de diatomita de 60% (Figura 5.13a), se observa una deformación gradual cerca de la falla, la cual para relaciones de esfuerzo $\tau_{hc}/\sigma_{vm}' = \pm 0.108, \pm 0.131$ y ± 0.164 , se desarrolla de 4% D.A. a 20% D.A. en 35, 40 y 23 ciclos respectivamente. De forma similar que en las muestras normalmente consolidadas, es posible observar un cambio en la curva de deformación para las relaciones de esfuerzo $\tau_{hc}/\sigma_{vm}' = \pm 0.108$ y ± 0.131 ; donde la segunda exhibe un desarrollo más gradual, aún cuando el esfuerzo aplicado es mayor. La transición de comportamientos para esta mezcla es dependiente del esfuerzo cíclico aplicado y es similar a lo que se presentó para muestras normalmente consolidadas. Una explicación más detallada de dicho comportamiento se presenta en secciones subsecuentes.

El esfuerzo umbral para este caso se localiza entre $\tau_{hc}/\sigma_{vm}' = \pm 0.092$ y ± 0.108 , equivalentes a $\tau_{hc}/\tau_{sf} = 0.17$ y 0.20 . La disminución en el umbral de esfuerzos para ambas normalizaciones es clara para este contenido de diatomita y presenta los valores más bajos en relación con las mezclas con 0%, 20% y 40% de diatomita.

La Figura 5.14a sugiere que para las muestras de 100% diatomita, la evolución de la deformación es la más gradual en comparación con la obtenida en otras mezclas preconsolidadas. Para los especímenes que presentaron falla antes de 100 ciclos ($\tau_{hc}/\sigma_{vm}' = \pm 0.168$ y ± 0.193), la deformación angular de 4% D.A. a 20% D.A se desarrolló en 50 y 28 ciclos respectivamente.

Al igual que en las muestras normalmente consolidadas, el umbral de esfuerzos en las muestras de 100% diatomita bajo la normalización τ_{hc}/σ_{vm}' es el mayor presentado y se encuentra entre ± 0.111 y ± 0.144 , que son equivalentes a $\tau_{hc}/\tau_{sf} = 0.11$ y 0.29 .

Isocurvas de deformación angular

La serie de figuras 5.15 presenta la evolución de la deformación angular con respecto al número de ciclos para cada relación de esfuerzos aplicados. En las figuras se muestran los esfuerzos cíclicos normalizados con respecto al esfuerzo vertical máximo (τ_{hc}/σ_{vm}') y el esfuerzo vertical de consolidación (τ_{hc}/σ_{vc}').

Bajo la normalización τ_{hc}/σ_{vm}' para las muestras de 100% caolín, se observa un comportamiento similar al obtenido en muestras normalmente consolidadas en relación con el incremento de la deformación angular a partir de un valor de $\pm 3\%$. Por otro lado, al comparar los resultados bajo un mismo esfuerzo vertical de consolidación, es decir con la normalización de esfuerzos τ_{hc}/σ_{vc}' , se observa que la resistencia cíclica de las muestras con OCR=2 es mayor (Figura 5.15a). Por ejemplo, para esfuerzos menores a $\tau_{hc}/\sigma_{vc}' = \pm 0.20$, no se observan deformaciones importantes en las muestras preconsolidadas (Figura 5.15a), sin embargo, para esta relación de esfuerzos en las muestras con OCR= 1 se presentan deformaciones importantes (Figura 5.6a).

En los especímenes con 20% de diatomita, se observa un ligero corrimiento hacia la izquierda de las isocurvas en relación con las muestras de 100% caolín con OCR= 2, especialmente para las deformaciones de 3%, 5% y 7%, lo cual indica una disminución de su resistencia (Figura 5.15b). En relación con las muestras normalmente consolidadas con 20% de diatomita, la resistencia cíclica bajo el mismo esfuerzo vertical de consolidación es mayor en muestras preconsolidadas.

En las muestras C60:D40 (Figura 5.15c), la pendiente de las isocurvas aumenta ligeramente, sin embargo, presentan un corrimiento hacia abajo y a la izquierda en relación con las muestras con 20% de diatomita, por lo tanto, su resistencia decae aún más en relación con los

especímenes de 100% caolín. Al comparar la resistencia cíclica de estos especímenes con la de muestras normalmente consolidadas bajo un mismo esfuerzo vertical de consolidación (normalización τ_{hc}/σ_{vc}'), las muestras preconsolidadas presentan mayor resistencia, sin embargo, el corrimiento hacia abajo de las isocurvas con OCR= 2 provoca que el aumento de resistencia de las muestras preconsolidadas en relación con las normalmente consolidadas disminuya en comparación al que presentan las muestras con 100% y 80% de caolín.

De acuerdo con Dobry y Vucetic (1987) las muestras preconsolidadas presentan mayor resistencia que las normalmente consolidadas bajo un mismo esfuerzo vertical, debido a que las primeras tienen un mayor número de enlaces entre partículas arcillosas. En el caso de las mezclas caolín-diatomita, la presencia de microfósiles en los especímenes limita la formación de enlaces entre partículas de caolín y, por lo tanto, el aumento de resistencia en las muestras preconsolidadas en relación con las normalmente consolidadas, disminuye al aumentar el contenido de diatomita.

En las muestras C40:D60 las isocurvas para deformaciones de 1% y 1.5%, presentan un corrimiento hacia abajo en relación con las mezclas con 40% de diatomita, lo cual indica una reducción de los ciclos necesarios para alcanzar dicha deformación (Figura 5.15d). Sin embargo, para deformaciones mayores a 3%, la tendencia se revierte ya que las isocurvas presentan un ligero corrimiento a la derecha en relación con las muestras con 40% de diatomita, el cual se hace mayor al aumentar la relación de esfuerzos. Esto se traduce en un aumento de resistencia para esfuerzos mayores, sin embargo al comparar estas curvas con las de muestras de 100% caolín, solamente para esfuerzos mayores a $\tau_{hc}/\sigma_{vm}' = 0.15$ en promedio y niveles de deformación mayores a 5%, se presentan resistencias mayores a las del caolín.

En comparación con las muestras normalmente consolidadas con 60% de diatomita, bajo el mismo esfuerzo vertical de consolidación (τ_{hc}/σ_{vc}'), las muestras preconsolidadas muestran mayor resistencia, sin embargo, la diferencia entre las muestras con OCR= 1 y 2 disminuye en mayor medida, de acuerdo a lo mencionado en párrafos anteriores.

Conforme con estas observaciones, la tendencia mostrada en muestras preconsolidadas es opuesta a la que presentan las normalmente consolidadas ya que la resistencia cíclica de los especímenes disminuye al aumentar el contenido de diatomita hasta alcanzar un 40% de diatomita. Para un 60% de diatomita se revierte la tendencia, principalmente para relaciones de esfuerzo altas. Estos puntos serán evaluados de forma más amplia en la Sección 5.5.

Para las mezclas de 100% de diatomita las isocurvas presentan un corrimiento hacia arriba en relación con las muestras de 100% caolín, por lo tanto su resistencia es la mayor en toda la serie de pruebas efectuadas (Figura 5.15e).

5.3.2 Generación de presión de poro

En las Figuras 5.10b, 5.11b, 5.12b, 5.13b y 5.14b se observan las envolventes máxima y mínima de la presión de poro cíclica generada para muestras bajo diferentes esfuerzos horizontales cíclicos y contenidos de diatomita de 0%, 20% 40%, 60% y 100% en muestras preconsolidadas con OCR= 2.

Al igual que en las muestras normalmente consolidadas, los especímenes con 100% caolín (Figura 5.10b), presentaron una relación de esfuerzos umbral de generación de presión de poro, la cual podría encontrarse alrededor de $\tau_{hc}/\sigma_{vm}' = \pm 0.087$ equivalente a $\tau_{hc}/\tau_{sf} = 0.39$. Al parecer, dicho umbral presenta un valor muy similar al de las muestras con OCR= 1 bajo la normalización τ_{hc}/σ_{vm}' , ya que para ese caso, se encontró un valor de $\tau_{hc}/\sigma_{vm}' = \pm 0.081$.

Para esfuerzos mayores que alcanzaron una deformación angular de 20% D.A. en menos de 100 ciclos ($\tau_{hc}/\sigma_{vm}' = \pm 0.141$, ± 0.160 y ± 0.192) la presión de poro normalizada promedio al final de prueba no presentó valores mayores a 0.3 en los tres casos.

En las mezclas C80:D20 (Figura 5.11b) la generación de presión de poro presenta una forma curva (ligeramente cóncava) que difiere de la generación de presión de poro lineal en el caso de las muestras normalmente consolidadas. Mientras que las muestras que alcanzaron la falla dentro de los primeros 100 ciclos ($\tau_{hc}/\sigma_{vm}' = \pm 0.127$, ± 0.146 y ± 0.181) mostraron un presión de poro promedio no mayor a 0.5.

Por otro lado, tanto en el caso de las muestras de 100% caolín como las que contienen 20% de diatomita, la diferencia entre las envolventes máxima y mínima ciclo a ciclo, es mayor que en el caso de las muestras normalmente consolidadas. Esto se refleja en las figuras como una franja más ancha entre las envolventes de generación de presión de poro para las muestras preconsolidadas.

Para el caso de las muestras con 40% de diatomita (Figura 5.12b), la forma de las curvas de generación de presión de poro cambia ligeramente y presentan una curvatura convexa. No se presentan datos de muestras que presentaran falla en un número de ciclos mayor a 20, para evaluar el cambio de comportamiento en función de la relación de esfuerzos empleada. Para

los especímenes donde se aplicó $\tau_{hc}/\sigma_{vm}' = \pm 0.143, \pm 0.177$, la presión de poro promedio en la falla fue de 0.5 como máximo.

En las muestras C40:D60 (Figura 5.13b) se presenta un incremento súbito de la presión de poro durante los primeros ciclos y posteriormente un desarrollo lineal. En el caso de los esfuerzos menores aplicados ($\tau_{hc}/\sigma_{vm}' = \pm 0.092$ y ± 0.108) la pendiente se mantiene constante (para el primer caso y para el segundo caso presenta pequeños quiebres al sobrepasar valores de $u/\sigma_{vc}' = 0.6$, lo cual podría representar un umbral de cambio de comportamiento. Para los esfuerzos mayores aplicados ($\tau_{hc}/\sigma_{vm}' = \pm 0.131$ y ± 0.164), se observa un claro cambio en el comportamiento ya que la generación de presión de poro inicia con una pendiente pronunciada hasta alcanzar un valor de $u/\sigma_{vc}' = 0.6$ equivalente a una deformación del 12% D.A., donde disminuye la pendiente de la curva y aparentemente se estabiliza antes de alcanzar la deformación angular de 20% D.A.

Los valores de presión de poro normalizada al alcanzar la deformación angular de 20% D.A. fueron de 0.9 y 0.75 para relaciones de esfuerzo $\tau_{hc}/\sigma_{vm}' = \pm 0.131, \pm 0.164$ respectivamente.

Mediante las observaciones anteriores se confirma el comportamiento de las mezclas normalmente consolidadas y preconsolidadas, ya que se presentan similitudes en relación con la dependencia de la trayectoria seguida por las curvas de generación de presión de poro con la relación de esfuerzos aplicada y el contenido de diatomita. De igual forma el incremento de la presión de poro en la falla al aumentar el contenido de diatomita, es una constante para las muestras con OCR= 1 y 2. Estas variables se revisarán con más detalle en la Sección 5.4.

Las muestras de 100% diatomita (Figura 5.14b) son el ejemplo del comportamiento extremo de los materiales empleados y de forma similar a las muestras C40:D60, presentan un incremento súbito de la presión de poro en los primeros ciclos; un comportamiento lineal para los esfuerzos más bajos aplicados ($\tau_{hc}/\sigma_{vm}' = \pm 0.111, \pm 0.144$) y un cambio en la pendiente de la curva de generación de presión de poro, tendiente a una estabilización, en los especímenes donde se aplicaron los mayores esfuerzos ($\tau_{hc}/\sigma_{vm}' = \pm 0.168, \pm 0.193$).

Isocurvas de generación de presión de poro

La serie de Figuras 5.16 muestra las isocurvas de generación de presión de poro para cada una de las mezclas. Las isocurvas se trazaron a partir de los valores de presión de poro promedio, obtenidos de las Figuras 5.10b a 5.14b, en el espacio de relación de esfuerzos contra número de ciclos.

La Figura 5.16a presenta las isocurvas para las muestras de 100% caolín. Como se mencionó anteriormente, no se presentaron valores de presión de poro normalizada mayores a 0.3, lo cual se refleja en la figura. Por otro lado, es notable que al iniciar la generación de presión de poro, la cual puede estar representada por el menor valor de las isocurvas ($\Delta u/\sigma_{vc}' = 0.025$), ésta presenta un patrón de generación muy rápido, alcanzando su máximo valor en no más de 15 ciclos.

Las muestras normalmente consolidadas, presentan un patrón de generación de presión de poro más gradual en comparación con las muestras de 100% caolín con OCR= 2 (Figura 5.16a contra 5.7a).

En las mezclas C80:D20 (Figura 5.16b) la generación de presión de poro se presenta en forma más gradual en comparación con las muestras de 100% caolín, sin embargo, las isocurvas exhiben una pendiente mayor para esfuerzos menores en las muestras con 20% de diatomita, exhibiendo generación de presión de poro importante para esfuerzos menores a ($\tau_{hc}/\sigma_{vm}' = \pm 0.14$).

Bajo la normalización τ_{hc}/σ_{vm}' , las isocurvas de presión de poro de las muestras C80:D20 con OCR= 1 y 2 presentan una pendiente muy similar, por otro lado, las isocurvas para OCR= 2 exhiben una separación menor entre ellas y por lo tanto, se genera presión de poro más rápido en las muestras preconsolidadas con 20% de diatomita (Figura 5.16b contra 5.7b).

Para las muestras C60:D40 (Figura 5.16c) no se presenta un cambio importante en la pendiente de las isocurvas en comparación con las muestras con 20% de diatomita, sin embargo, si se presenta una separación mayor entre ellas, indicando un patrón más gradual de generación de presión de poro.

Para un contenido de 60% de diatomita en las mezclas (Figura 5.16d), las isocurvas de presión de poro presentan la mayor separación entre ellas en comparación con las otras mezclas, esto indica que para un esfuerzo dado, la generación de presión de poro es más gradual para un contenido mayor de diatomita. Por otro lado, la pendiente de las isocurvas no presenta diferencias importantes con la de otras muestras de igual OCR.

En el caso de las muestras con 100% de diatomita las isocurvas presentan un corrimiento hacia arriba en relación con las muestras de 100% caolín (Figura 5.16e), los presiones de poro generadas son mayores, sin embargo, evaluado desde el punto de vista de deformaciones, la resistencia de las muestras de diatomita es mayor.

En las muestras preconsolidadas con contenidos de diatomita de 0% a 60%, a diferencia de las muestras normalmente consolidadas, no se presenta una diferencia sustancial de la pendiente de las isocurvas al aumentar el contenido de diatomita, por lo tanto, no es fácil definir si la relación de esfuerzos umbral de generación de presión de poro disminuye al aumentar el contenido de diatomita y sólo se puede inferir debido al corrimiento de las isocurvas que se explica a continuación.

Otra diferencia entre las muestras con OCR= 1 y 2, la cual se mantiene para todos los contenidos de diatomita, es que en las muestras normalmente consolidadas la presión de poro se incrementa de forma más gradual para cualquier relación de esfuerzos aplicada, cuando se revisan bajo una normalización τ_{hc}/σ_{vm}' .

Una característica común entre las muestras con OCR= 1 y 2 se observa en la serie de figuras 5.7 y 5.16, donde se advierte que la presión de poro en la falla, incrementa al aumentar el contenido de diatomita. Por otro lado, también se mantiene el incremento en la separación de las isocurvas al aumentar el contenido de diatomita.

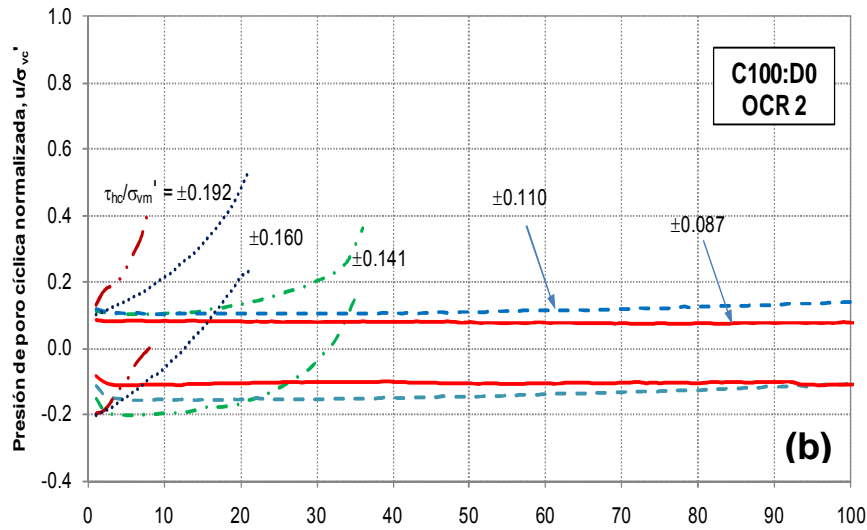
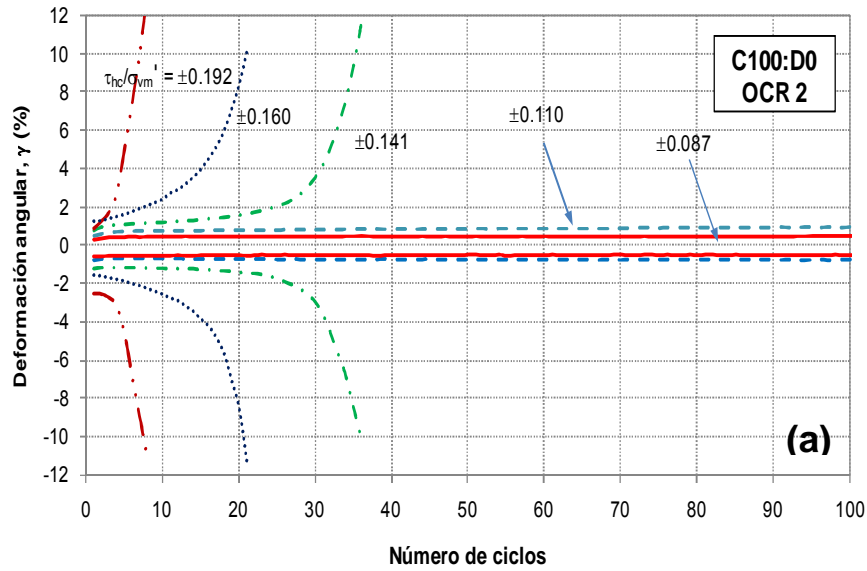


Figura 5.10 Comportamiento cíclico de muestras preconsolidadas con 100% de caolín.

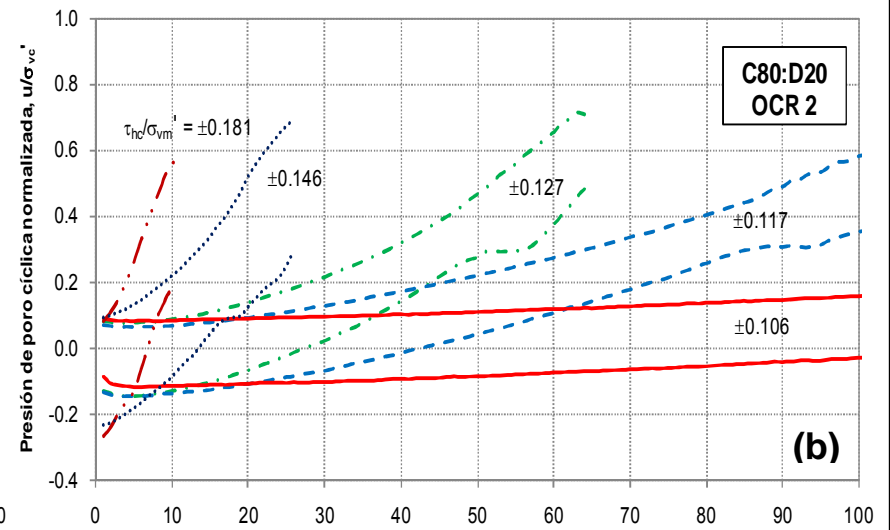
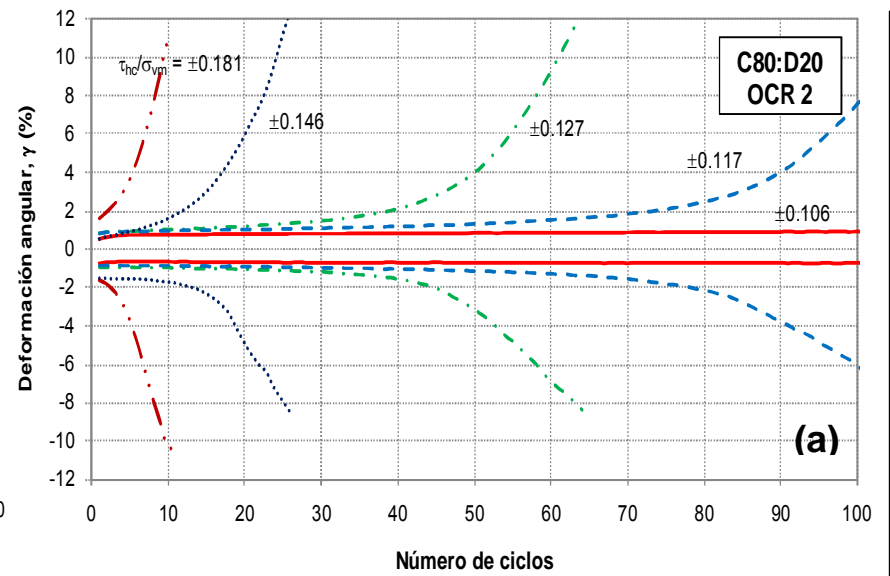


Figura 5.11 Comportamiento cíclico de muestras preconsolidadas con 20% de diatomita.

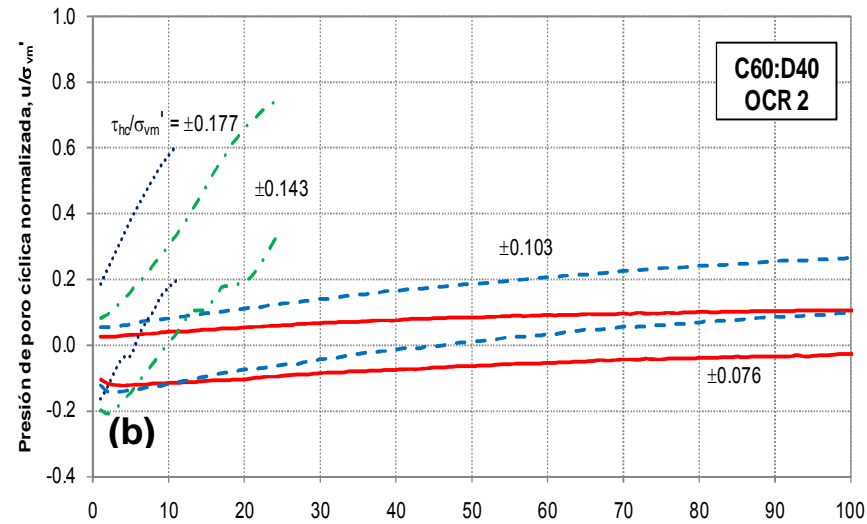
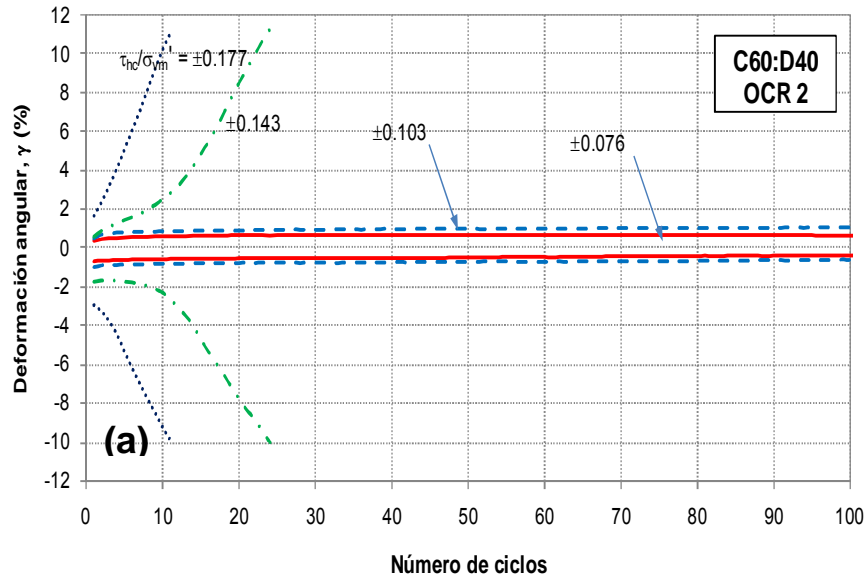


Figura 5.12 Comportamiento cíclico de muestras preconsolidadas con 40% de diatomita.

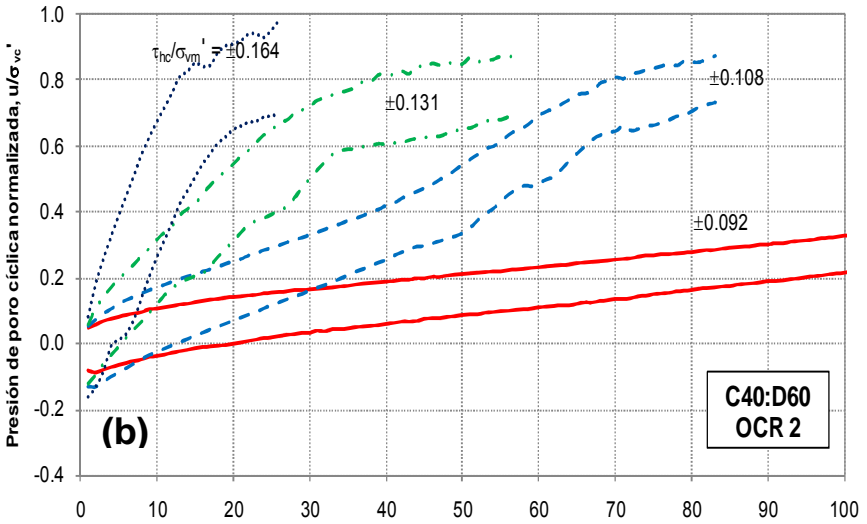
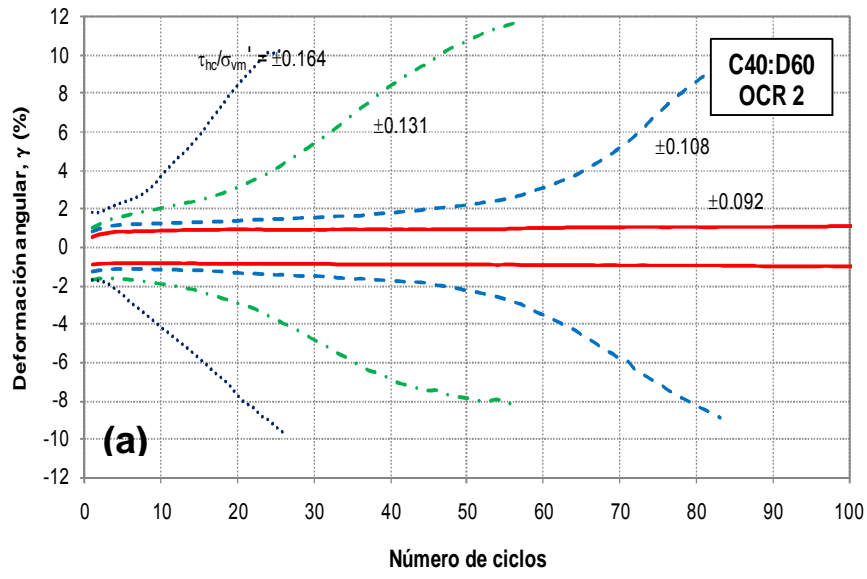


Figura 5.13 Comportamiento cíclico de muestras preconsolidadas con 60% de diatomita.

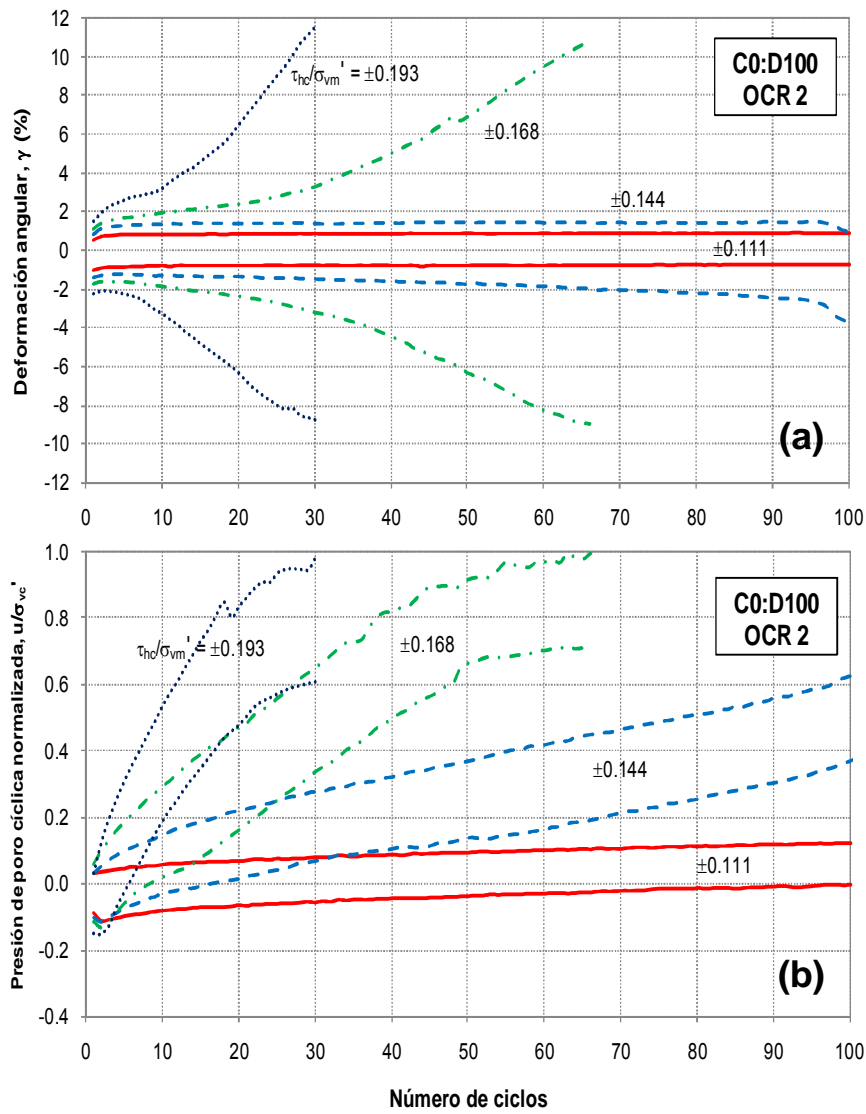


Figura 5.14 Comportamiento cíclico de muestras preconsolidadas con 100% de diatomita.

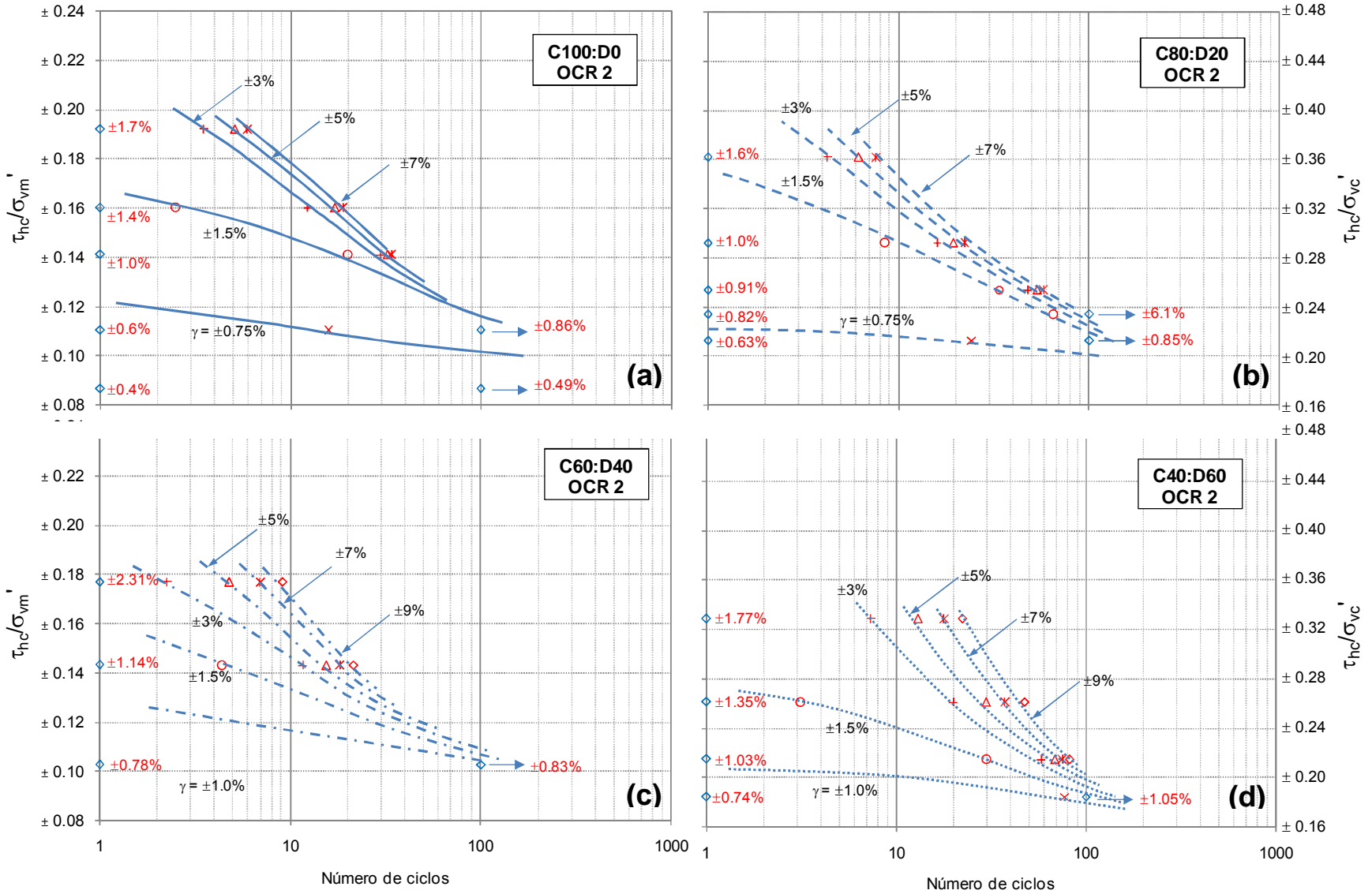


Figura 5.15 Isocurvas de amplitud de deformación para muestras con OCR=2 y diferentes porcentajes de diatomita: (a) 0%, (b)20%, (c) 40% y (d) 60%

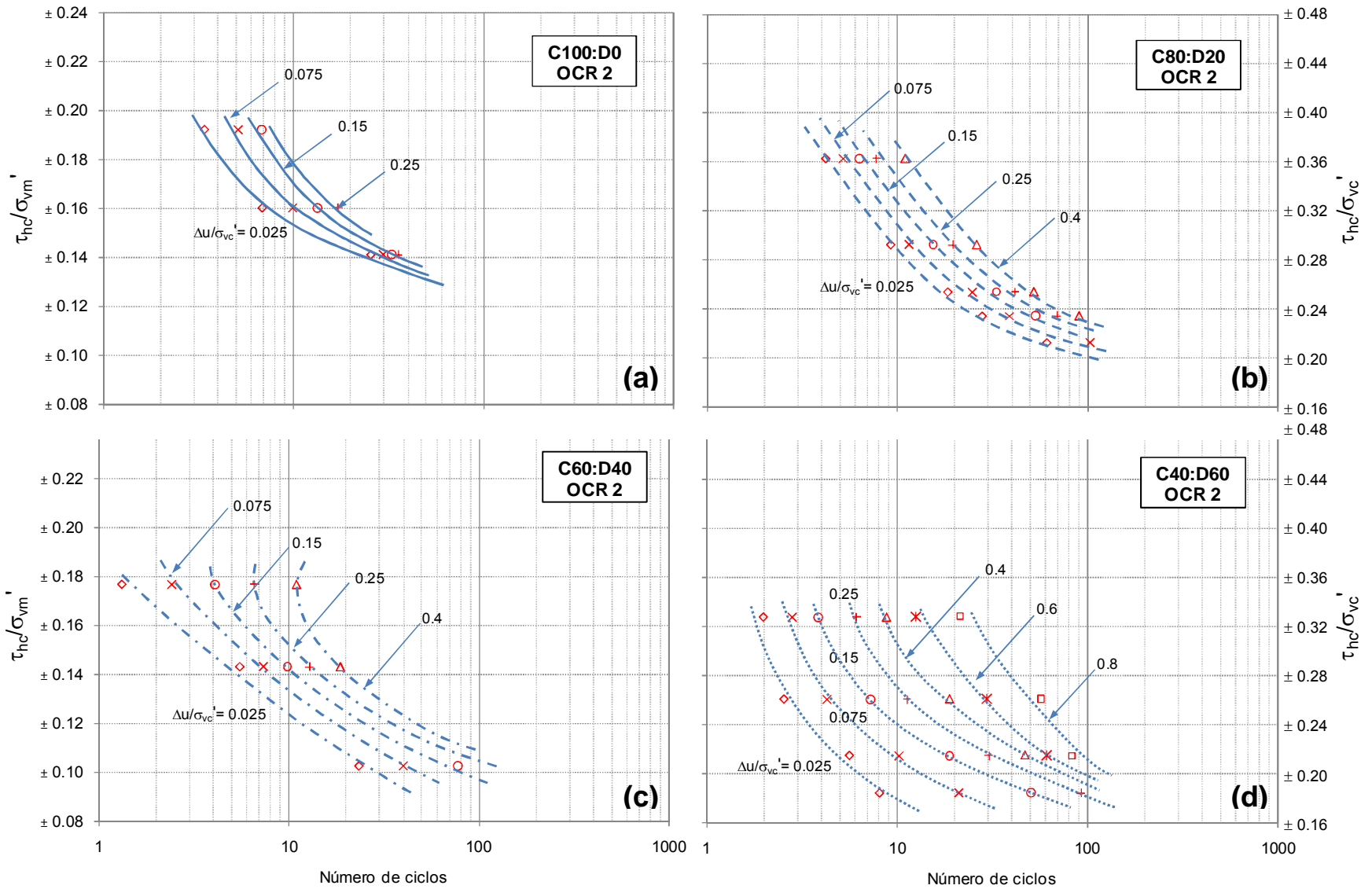


Figura 5.16 Isocurvas de generación de presión de poro para muestras con OCR=2 y diferentes porcentajes de diatomita : (a) 0%, (b)20%, (c) 40% y (d) 60%

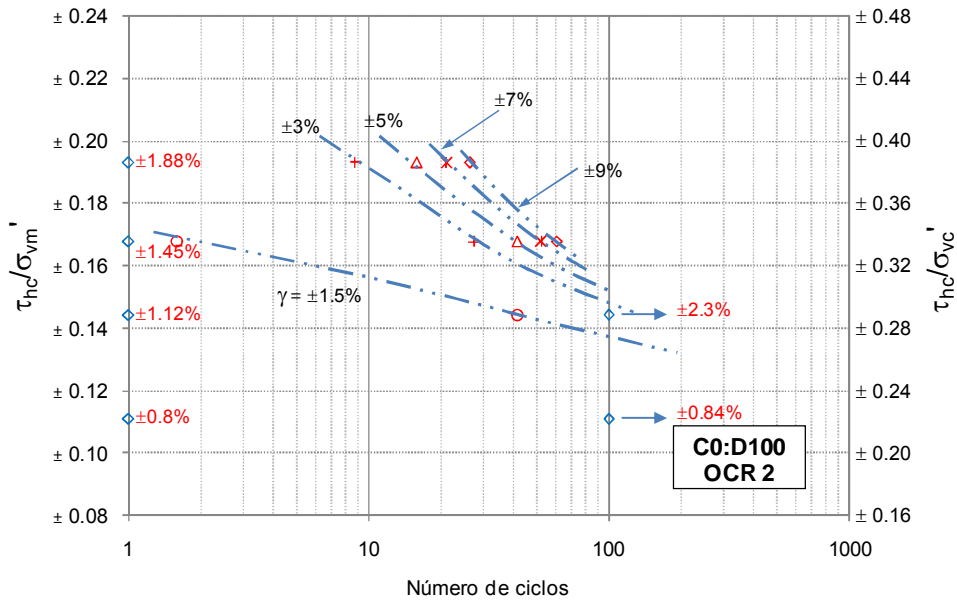


Figura 5.15e Isocurvas de amplitud de deformación para muestras de 100% diatomita

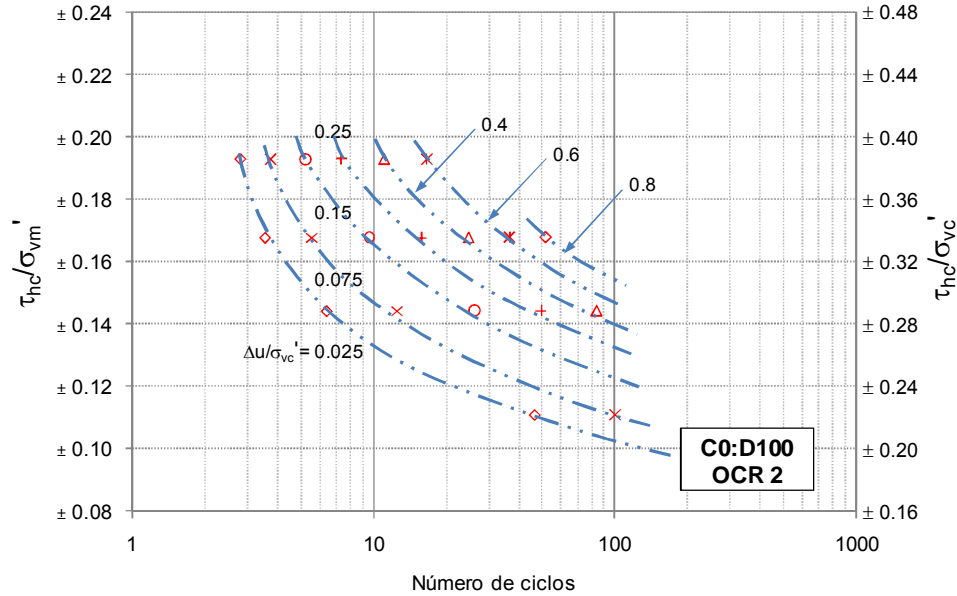


Figura 5.16e Isocurvas de generación de presión de poro para muestras de 100% diatomita

5.3.3 Degradación del módulo de corte

En las Figuras 5.17a a 5.17e, se observa la evolución del módulo de corte (G) contra el número de ciclos en escala logarítmica. Para todos los contenidos de diatomita, al aumentar el esfuerzo cíclico empleado el módulo G inicial y el de ciclos subsecuentes disminuye.

Al aumentar el contenido de diatomita, se presenta un decremento en el módulo G en los primeros ciclos. Para el esfuerzo menor aplicado en cada caso, el módulo G disminuye de 5000 kPa para la muestra de 100% caolín ($\tau_{hc}/\sigma_{vm}' = \pm 0.087$) a cerca de 4000 kPa para 20% y 40% de diatomita ($\tau_{hc}/\sigma_{vm}' = \pm 0.106$ y 0.076) y 3000 kPa para 60% de diatomita ($\tau_{hc}/\sigma_{vm}' = \pm 0.092$).

Para analizar la degradación del módulo G con el número de ciclos para cada contenido de diatomita y relación de esfuerzo aplicada, se presentan las Figuras 5.18a a 5.18e. Las últimas cuatro figuras incluyen los valores encontrados para las muestras de 100% caolín, con el fin de comparar las diferencias en el comportamiento.

La Figura 5.18a muestra el cambio del módulo G para los ciclos 1, 10, 25 y 50 contra diferentes relaciones de esfuerzo aplicadas en las muestras de 100% caolín.

La comparación entre las muestras 100C:0D y 80C:20D (Figura 5.18b) muestra una ligera disminución de los valores de G para las muestras con 20% de diatomita. Para el primer ciclo se observan valores similares en ambas muestras. El ciclo 10 presenta una intersección con la envolvente de las muestras de 100% caolín para una relación de esfuerzos aproximada de $\tau_{hc}/\sigma_{vm}' = 0.18$; aparentemente sólo los primeros ciclos de las muestras con 20% de diatomita (1 a 10 ciclos) presentan un valor del módulo G mayor en comparación con las muestras con 100% caolín cuando se aplican relaciones de esfuerzo altas.

Para contenidos de 40% de diatomita, la pendiente de las curvas para los ciclos 10, 25 y 50 disminuye, sin embargo, los valores de G para un esfuerzo dado son menores a los que presenta la muestra de 100% caolín y con 20% de diatomita. Por otro lado, sólo para el ciclo 10 se presentan valores mayores en el módulo G de las muestras con 40% de diatomita a partir de una relación de esfuerzo aproximada de $\tau_{hc}/\sigma_{vm}' = 0.18$.

En las mezclas C40:D60 se presenta la menor pendiente en las envolventes para 1, 10, 25 y 50 ciclos de todas las muestras revisadas. Para este contenido de diatomita la tendencia de disminución en los valores de G se revierte y se presentan valores mayores en relación con la

muestra de 100% caolín para los ciclos 10, 25 y 50 a partir de las relaciones de esfuerzo $\tau_{hc}/\sigma_{vm}' = 0.17, 0.16$ y 0.14 respectivamente.

Al igual que en las muestras normalmente consolidadas, los especímenes con 100% de diatomita exhiben los valores de G mayores para toda la escala de relaciones de esfuerzo empleadas y para los ciclos 10, 25 y 50. Para el primer ciclo, los esfuerzos menores a $\tau_{hc}/\sigma_{vm}' = 0.16$ generan valores de G menores que los registrados para las muestras de 100% caolín.

Para las muestras preconsolidadas el módulo de rigidez disminuye al aumentar el contenido de diatomita hasta un porcentaje de 40%, al aumentar este contenido a 60% los valores de G pueden ser mayores dependiendo del nivel de esfuerzo aplicado. Las muestras con $OCR = 2$ exhiben un comportamiento más complicado que en el caso de las muestras normalmente consolidadas, sin embargo, en la sección 5.5.3 se presenta una metodología de análisis mediante la cual se pretende definir de manera más clara el cambio de comportamiento en las muestras.

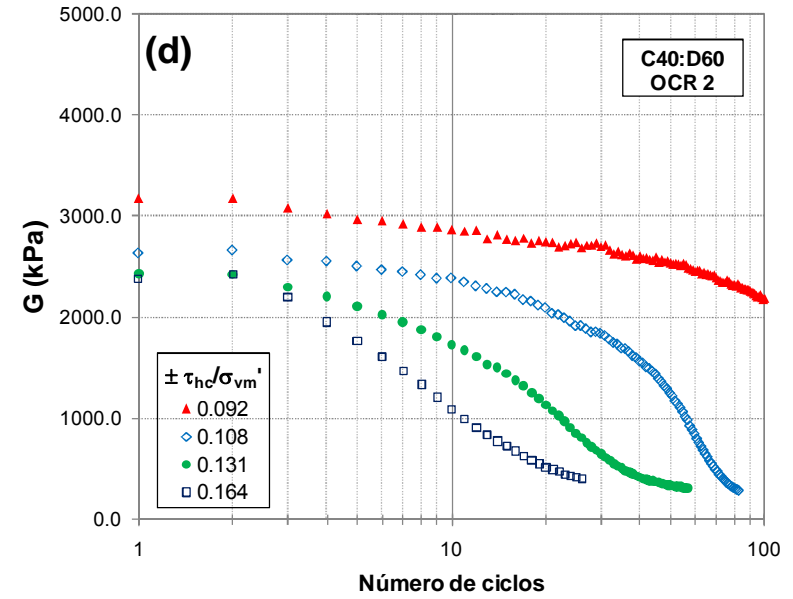
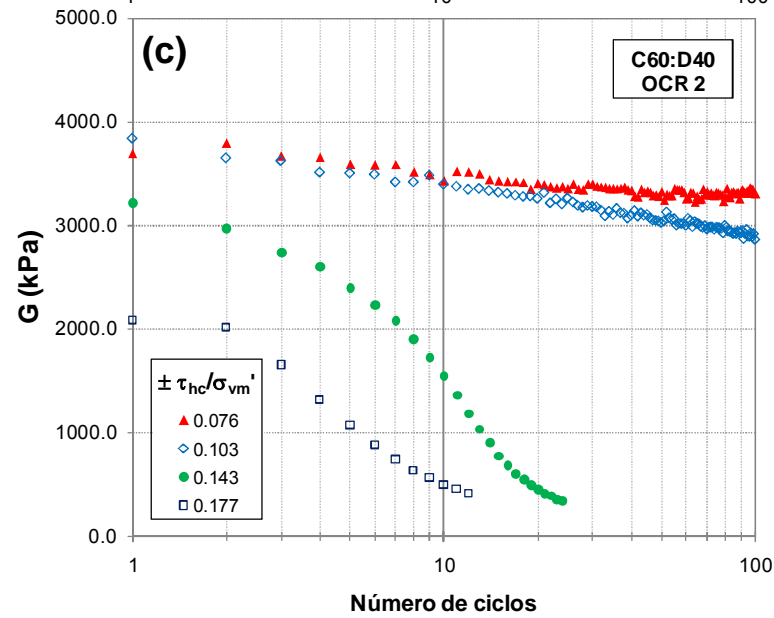
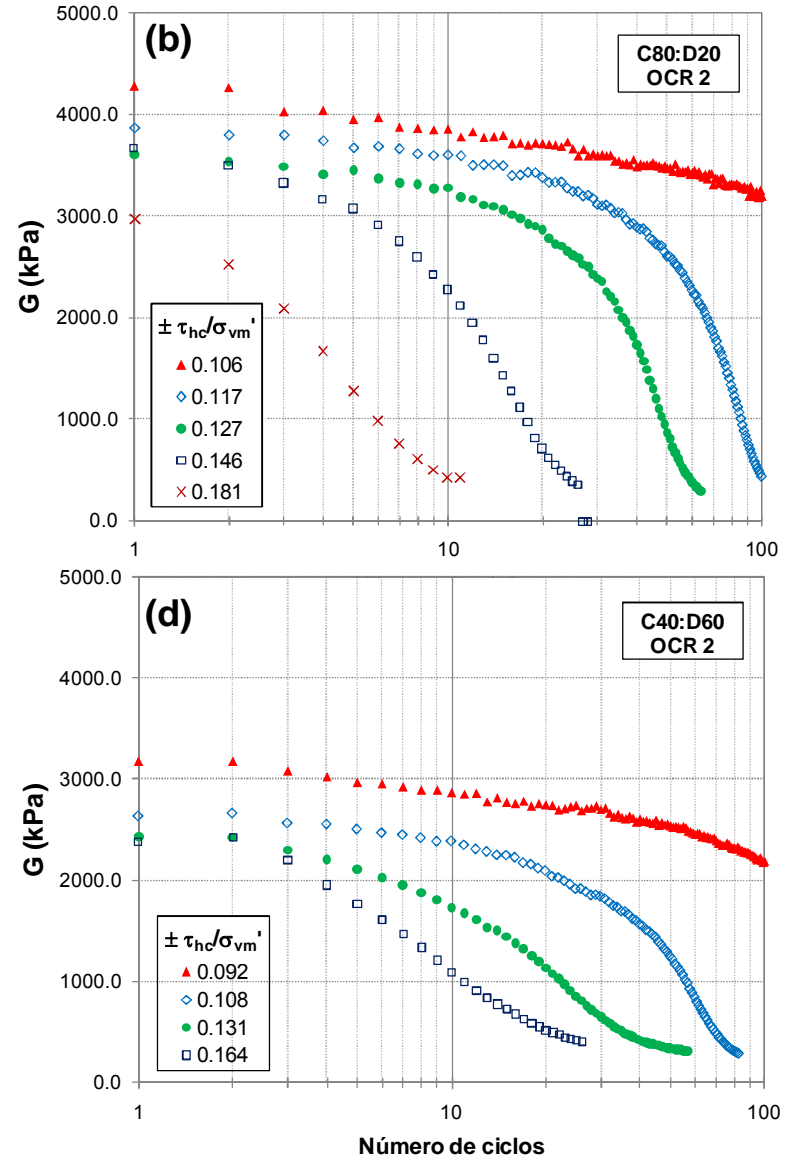
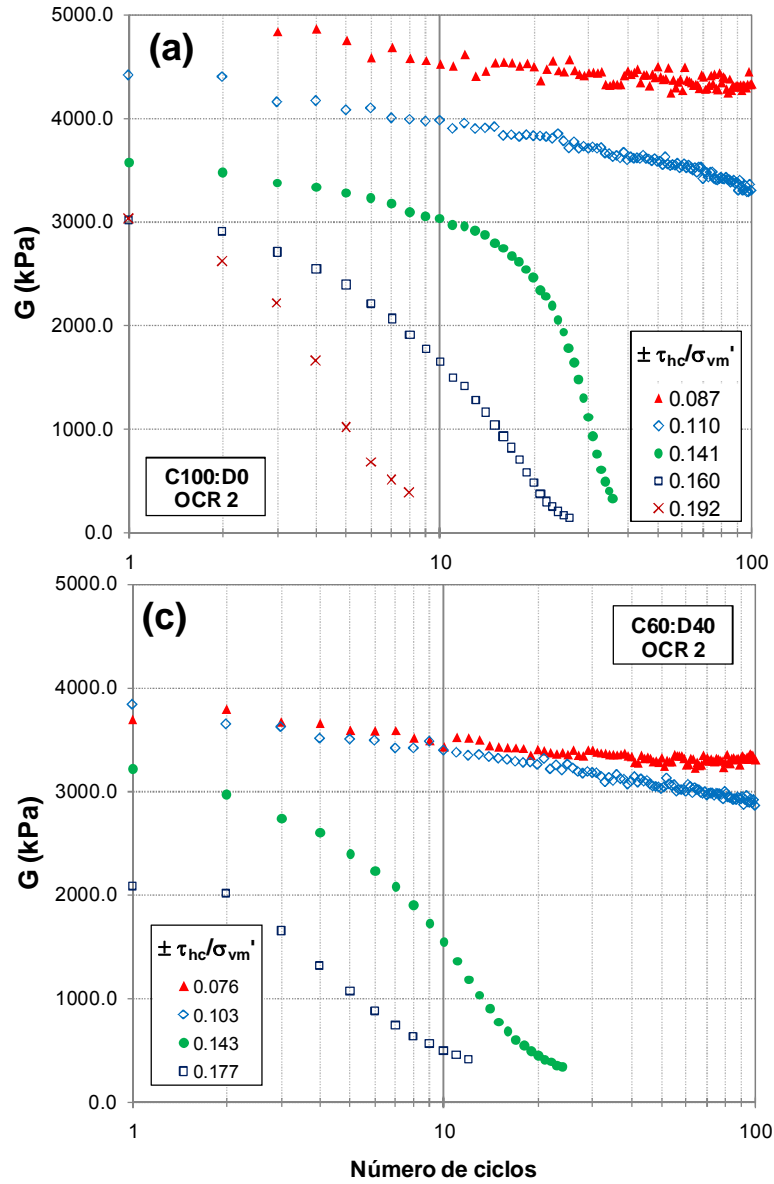


Figura 5.17 Degradación del módulo G contra número de ciclos para muestras con OCR=2 y diferentes contenidos de diatomita: a) 0%, b)20%, c) 40% y d) 60%

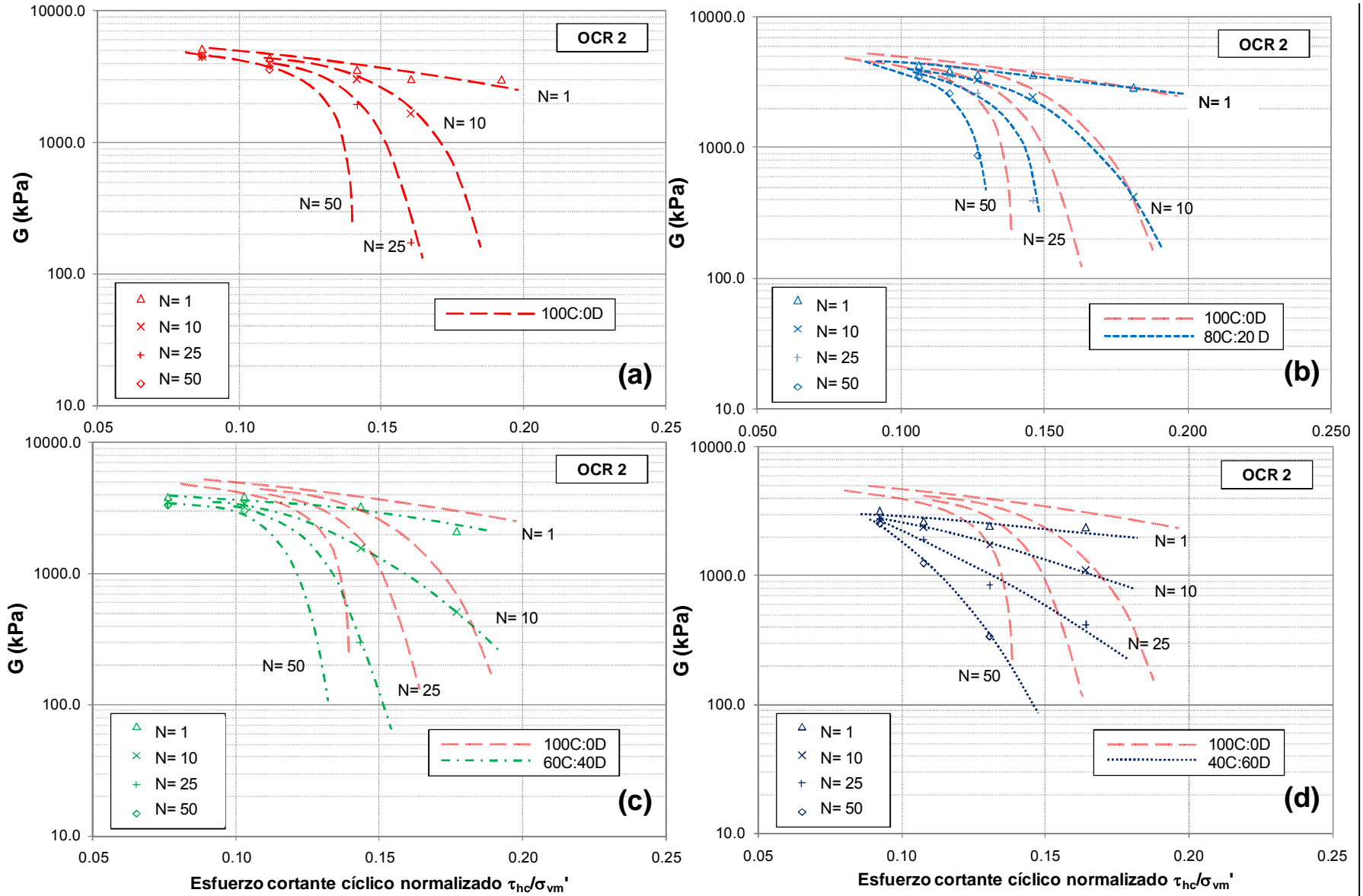


Figura 5.18 Módulo de corte contra esfuerzo cíclico normalizado para muestras con OCR=2 y diferentes contenidos de diatomita: a) 0%, b)20%, c) 40% y d) 60%

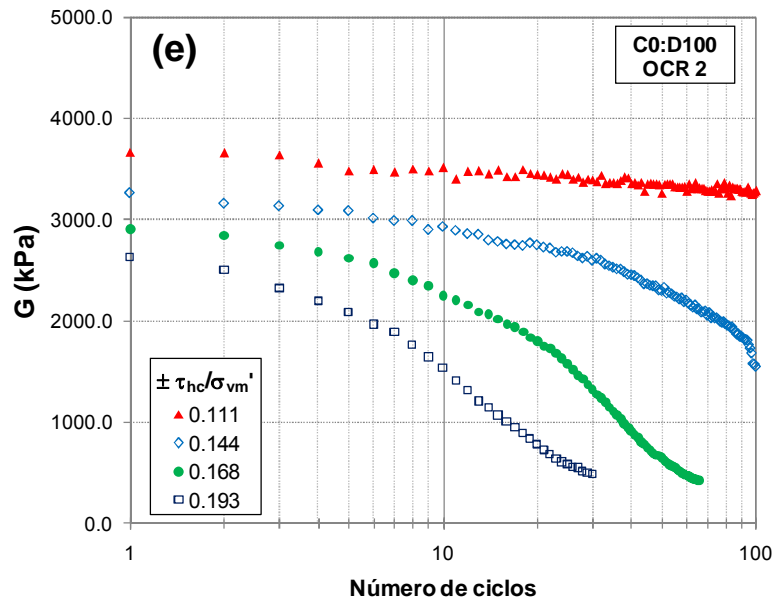


Figura 5.17e Degradación del módulo G contra número de ciclos en muestras de 100% diatomita

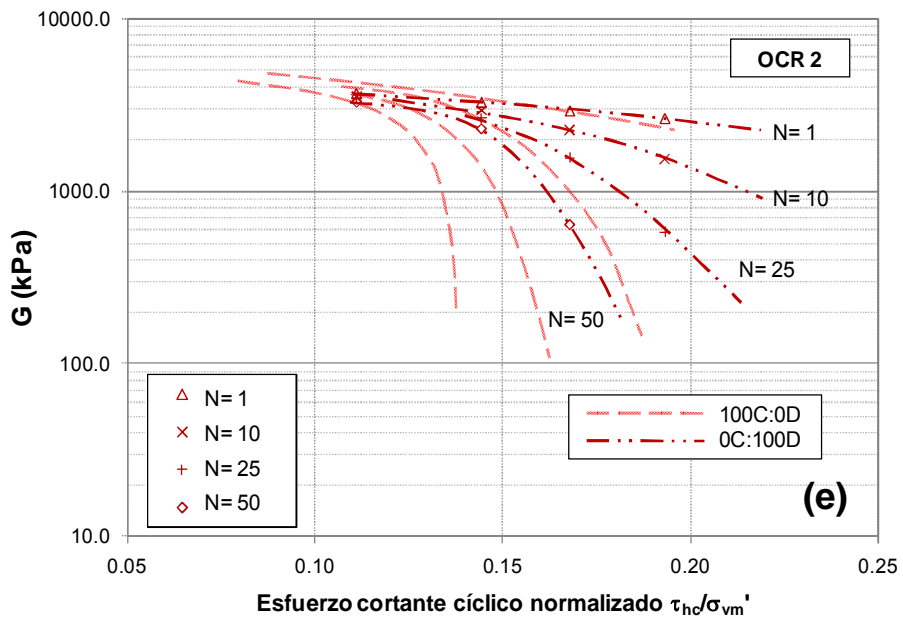


Figura 5.18e Módulo de corte contra esfuerzo cíclico normalizado en muestras de 100% diatomita

5.4 Comparación de resultados en muestras normalmente consolidadas y preconsolidadas

En esta sección se compara y discute el comportamiento presentado durante la etapa cíclica de las muestras normalmente consolidadas y preconsolidadas para los diferentes contenidos de diatomita empleados.

El análisis de los resultados se realizó a partir de tres criterios diferentes tomando como referencia, la deformación angular cíclica alcanzada, el módulo de rigidez y la energía histerética disipada.

5.4.1 Deformaciones y generación de presión de poro

Deformación angular

Como se mencionó en las secciones 5.2.1 y 5.3.1, la forma de las curvas deformación contra número de ciclos, presenta diferentes formas dependiendo del contenido de diatomita en las mezclas y el nivel de esfuerzo aplicado.

Para comparar la forma de las curvas de deformación, se normalizó el número de ciclos durante la prueba de la forma N/N_f , donde N_f representa el ciclo donde las muestras alcanzaron el 20% de deformación angular en doble amplitud. De esta forma el desarrollo de la deformación en todas las mezclas puede evaluarse en el rango N/N_f de 0 a 1 (Figura 5.19). Las curvas que se presentan bajo este criterio, corresponden a aquellas pruebas en las que la falla ($\gamma = \pm 10\%$) se presentó entre los primeros 15 a 100 ciclos. No se presentan las pruebas que fallaron en menos de 15 ciclos debido a que la forma de la curva de deformación es similar para todos los contenidos de diatomita.

Para comparar el comportamiento de las mezclas caolín-diatomita, se presenta inicialmente la forma de las curvas de deformación contra N/N_f de las muestras de 100% caolín y 100% diatomita (Figura 5.19). De acuerdo con la figura, tanto las muestras normalmente consolidadas como las preconsolidadas se ajustan a una misma forma para las muestras de caolín y diatomita respectivamente.

Las muestras de C100:D0 presentan deformación constante no mayor a $\gamma = \pm 4\%$ hasta alcanzar un valor de N/N_f de 0.6 a 0.7, para después deformarse de manera súbita en los últimos ciclos. Al parecer para un mismo valor de OCR, la pendiente final de la curva de

deformación disminuye al aumentar el esfuerzo aplicado (ver muestras C100:D0 con OCR= 2 en la Figura 5.19), sin embargo, sería necesario corroborar dicho comportamiento con otras pruebas bajo las mismas condiciones.

Para las muestras de C0:D100 se observa que el comportamiento difiere de las muestras de caolín ya que no se presenta la pendiente brusca en los últimos ciclos antes de alcanzar la falla. Por el contrario en estas muestras se observa una deformación gradual durante toda la prueba. En el caso de las muestras de diatomita, para un mismo OCR se observa que la pendiente de la curva de deformación disminuye ligeramente al aumentar el esfuerzo aplicado (ver muestras C0:D100 con OCR= 2 en la figura 5.19).

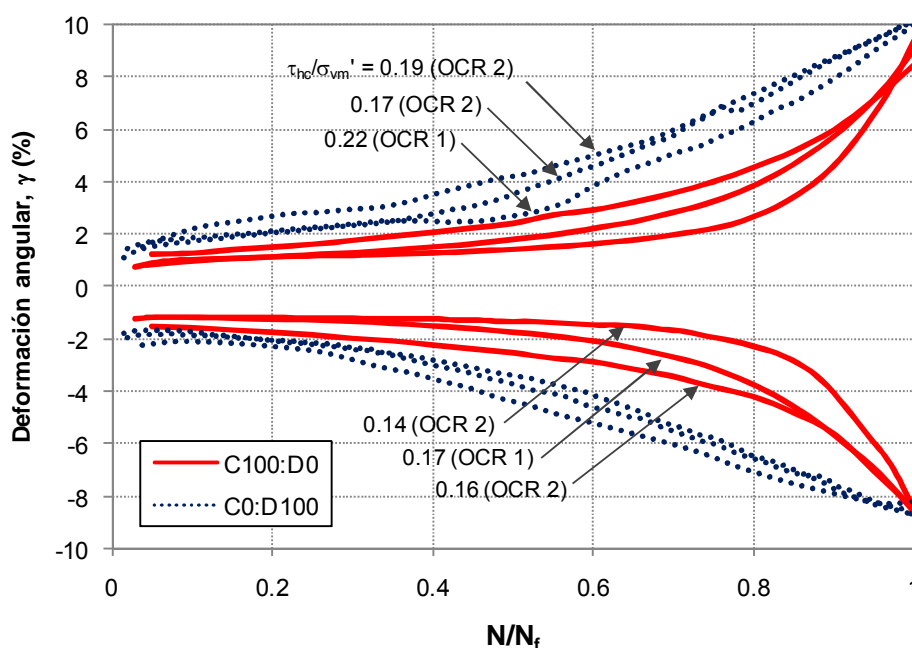


Figura 5.19 Deformación angular contra número de ciclos normalizados para muestras de 100% caolín y 100% diatomita (OCR= 1 y 2)

Finalmente se puede concluir que la forma de las curvas de deformación presentan diferencias para cada material, las cuales se hacen más importantes a partir de un valor de N/N_f de 0.4.

A partir de la evaluación de las condiciones límite en este estudio, se analizan las curvas de deformación para las mezclas con 20%, 40% y 60% de diatomita. Para ello se muestran en las figuras 5.20, 5.21 y 5.22 los especímenes con OCR= 1 y 2 para cada contenido de diatomita.

En la Figura 5.20 se muestra el comportamiento de las mezclas con C80:D20. Para ambos valores de OCR la pendiente de la curva de deformación a partir de $N/N_f = 0.7$ es menor al aumentar la relación de esfuerzos aplicada.

En la figura se identifican las líneas de deformación promedio para las muestras C100:D0 y C0:D100, esto con la finalidad de diferenciar el cambio en el comportamiento de los especímenes.

Para los esfuerzos menores ($\tau_{hc}/\sigma_{vm}' = 0.15$ para OCR= 1 y 0.13 para OCR= 2) se observa un comportamiento similar al del caolín y se identifican sus trayectorias de deformación con la nomenclatura C80:D20 (C). Para esfuerzos mayores ($\tau_{hc}/\sigma_{vm}' = 0.18$ para OCR= 1 y 0.15 para OCR= 2) el comportamiento es intermedio entre el del caolín y la diatomita, especialmente para valores mayores a $N/N_F = 0.6$, ya que no se presenta el aumento súbito de la deformación antes de la falla, estos especímenes se identifican con la nomenclatura C80:D20 (D).

En las figuras subsecuentes se distingue con la misma nomenclatura a los especímenes que presentan un patrón de deformación similar a la de las muestras de 100% caolín (C), o al de 100% diatomita (D), esta identificación se empleará posteriormente para reconocer algunas diferencias en las curvas de generación de presión de poro.

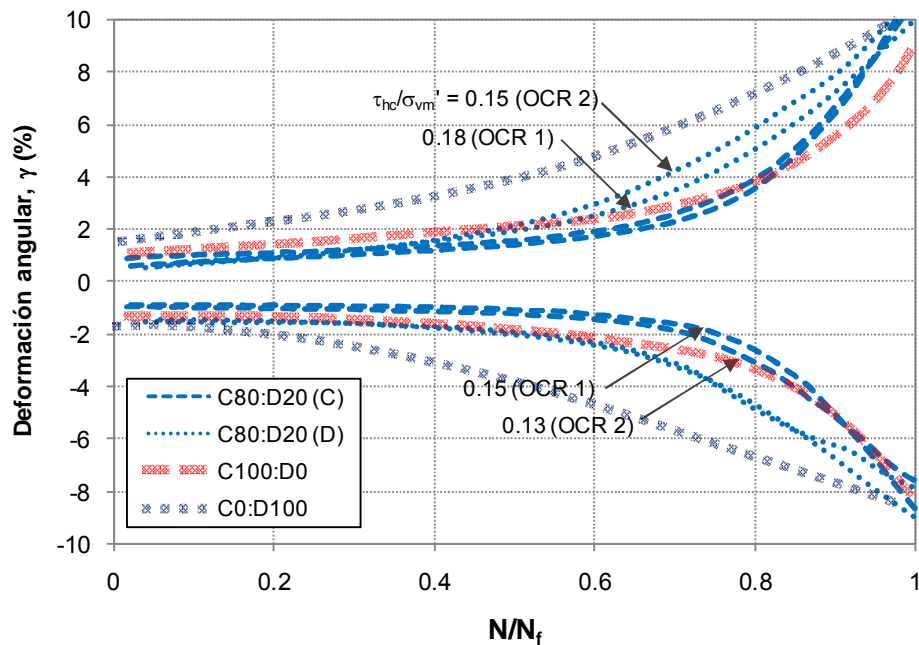


Figura 5.20 Deformación angular contra número de ciclos normalizados para muestras con 20% de diatomita (OCR= 1 y 2)

En las mezclas con 40% de diatomita es más clara la variación de comportamiento al aumentar la relación de esfuerzos y las curvas de deformación se ajustan en mayor medida a las obtenidas para las muestras C100:D0 y C0:D100, dependiendo de la relación de esfuerzos empleada y el valor de OCR. Sin embargo, el cambio de comportamiento sólo se pudo

observar para las muestras normalmente consolidadas (Figura 5.21). En este caso, se puede considerar que existe un umbral entre las relaciones de esfuerzo $\tau_{hc}/\sigma_{vm}' = 0.15$ y 0.17 a partir de la cual el comportamiento pasa de ser similar al de las muestras de 100% caolín al de 100% diatomita.

Para las muestras con $OCR=2$, sólo se observó un comportamiento similar al de las muestras de 100% diatomita, pero de acuerdo con las observaciones anteriores, puede suponerse que para relaciones de esfuerzo menores a 0.14 el comportamiento podría ser similar a las muestras de 100% caolín.

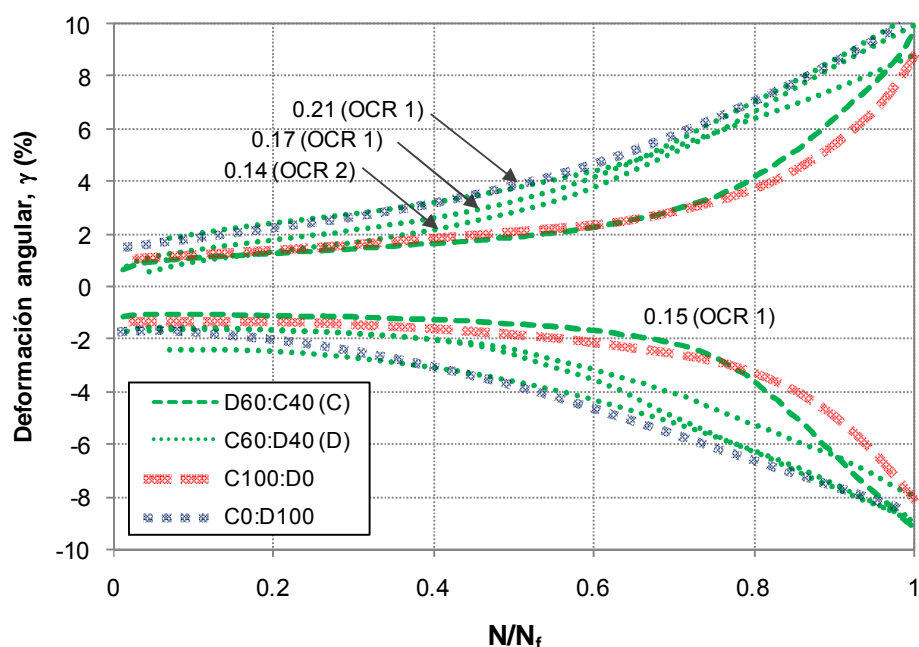


Figura 5.21 Deformación angular contra número de ciclos normalizados para muestras con 40% de diatomita ($OCR=1$ y 2)

La Figura 5.22 muestra las curvas de deformación para los especímenes C40:D60. Las observaciones anteriores se mantienen constantes y la pendiente cercana a la falla disminuye al aumentar la relación de esfuerzos para las muestras con $OCR=1$ y 2 . Como en el caso de las muestras con 40% de diatomita, se observa un ajuste muy cercano a la curva de deformación de las muestras C100:D0 para los esfuerzos menores aplicados ($\tau_{hc}/\sigma_{vm}' = 0.15$ y 0.16 para $OCR=1$ y 0.11 para $OCR=2$) y a la curva promedio C0:D100 para los esfuerzos mayores ($\tau_{hc}/\sigma_{vm}' = 0.19$ para $OCR=1$ y 0.13 para $OCR=2$)

En los especímenes C40:D60 los umbrales para cambio de comportamiento se encuentran en entre $\tau_{hc}/\sigma_{vm}' = 0.16$ y 0.19 para $OCR=1$ y entre $\tau_{hc}/\sigma_{vm}' = 0.11$ y 0.13 para $OCR=2$.

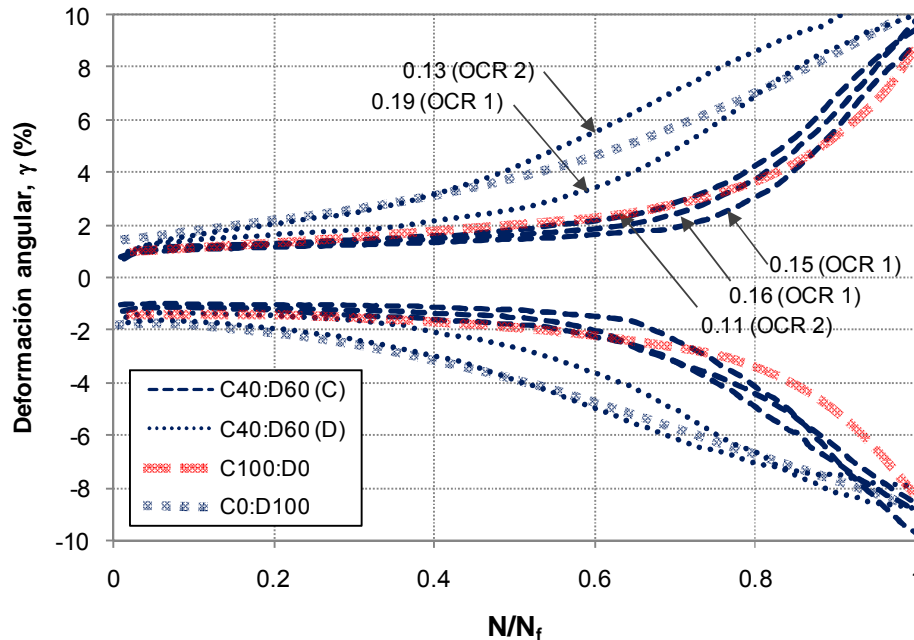


Figura 5.22 Deformación angular contra número de ciclos normalizados para muestras con 60% de diatomita (OCR= 1 y 2)

Velocidad de deformación

En las secciones 5.2.1 y 5.3.1 se evaluó la deformación cíclica cerca de la falla a partir de un índice de deformación, definido como el número de ciclos necesarios para desarrollar una deformación angular de 20% D.A. a partir de 4% D.A. De esta forma se determinó que al aumentar el contenido de diatomita en las mezclas, los ciclos necesarios para desarrollar dicha deformación se incrementa. Por otro lado, se estableció que para un mismo contenido de diatomita, este número de ciclos disminuye al incrementar la relación de esfuerzos empleada, pero para contenidos de diatomita mayores a 20%, existe un umbral al partir del cual, aún cuando se aplican esfuerzos mayores, los especímenes se deforman gradualmente aumentando el número de ciclos necesarios para alcanzar la falla.

Para evaluar este comportamiento cuantitativamente se determinó la velocidad de deformación angular de las muestras ciclo a ciclo ($\dot{\gamma}$). La información generada se muestra en la Figura 5.23 para muestras normalmente consolidadas y 5.24 para muestras preconsolidadas.

En las muestras normalmente consolidadas la velocidad de deformación máxima, alcanzada al final de la prueba, disminuye al aumentar el contenido de diatomita. Se determinaron velocidades de deformación angular máximas de 1.2, 0.9, 0.5 y 0.2 %/s, para contenidos de diatomita de 0%, 20%, 40% y 60% respectivamente.

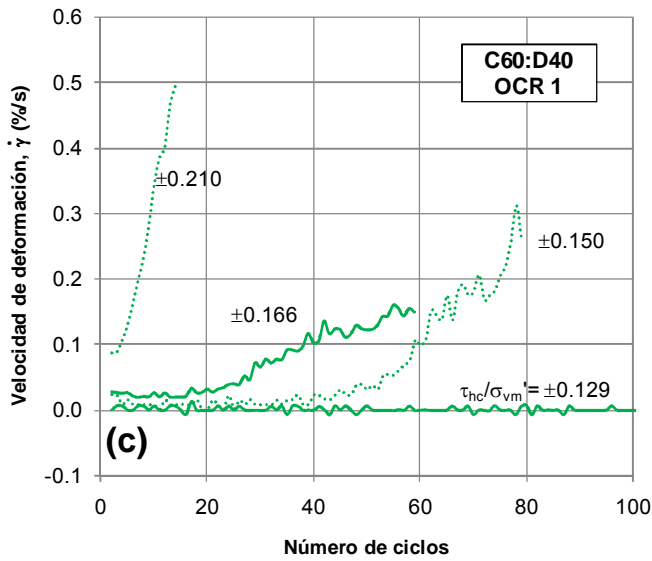
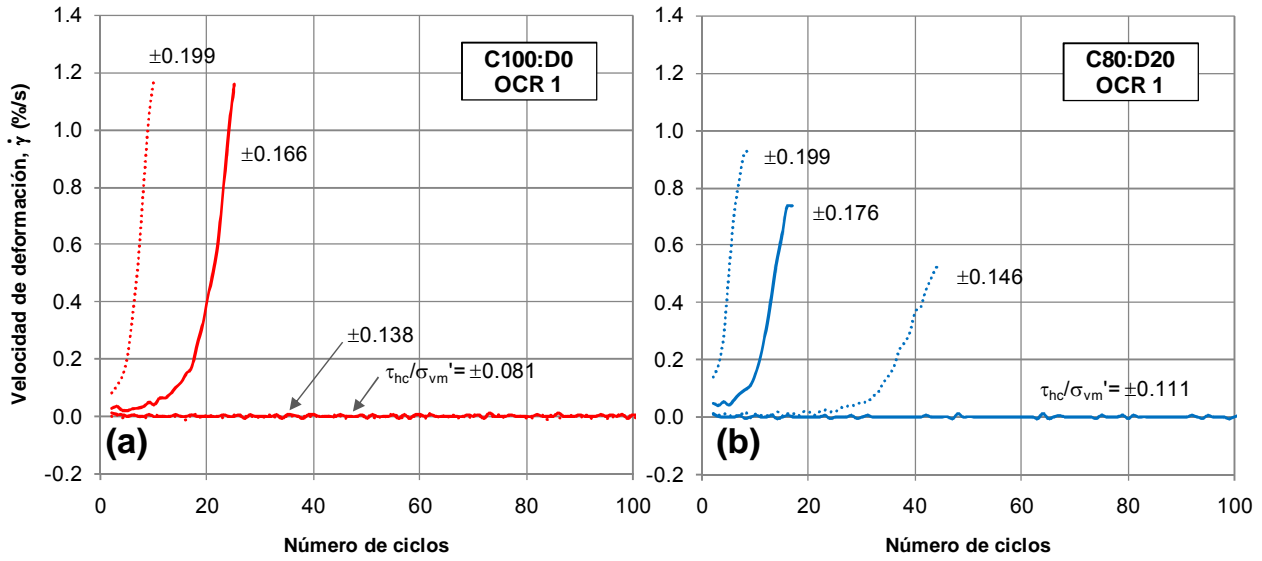
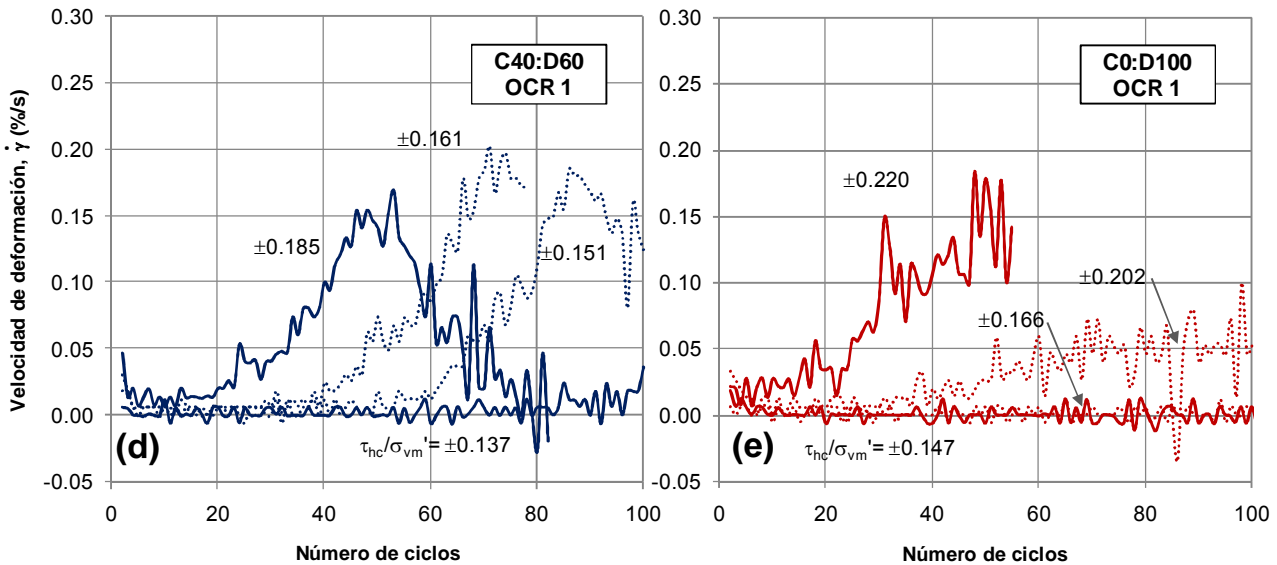


Figura 5.23 Velocidad de deformación angular contra número de ciclos para muestras normalmente consolidadas (OCR= 1) con diferentes contenidos de diatomita: a) 0%, b) 20%, c) 40%, d) 60%, e) 100%.



Las curvas de velocidad contra número de ciclos en las muestras C100:D0 y C80:D20 (Figuras 5.23a y 5.23b), presentan geometrías similares y para los especímenes que fallaron antes de alcanzar 100 ciclos, la velocidad de deformación al alcanzar una deformación angular de 20% D.A. aumenta al incrementarse la relación de esfuerzos aplicada.

En la Figura 5.23c se observa que para un contenido de diatomita de 40% la velocidad de deformación en la falla presenta un incremento al aumentar la relación de esfuerzos empleada, sin embargo, para una relación de esfuerzos $\tau_{hc}/\sigma_{vm}' = 0.166$ se observa que la velocidad no sigue el mismo patrón de incremento e incluso presenta valores menores que para la relación de esfuerzos $\tau_{hc}/\sigma_{vm}' = 0.150$.

Para las muestras C40:D60, se observa con mayor claridad el comportamiento anterior (Figura 5.23d). Se presenta un ligero incremento de la velocidad de deformación máxima entre las relaciones de esfuerzo $\tau_{hc}/\sigma_{vm}' = 0.150$ y 0.161 y por otro lado, exhiben una disminución de la velocidad de deformación después de alcanzar un valor máximo. Al aplicar un esfuerzo mayor ($\tau_{hc}/\sigma_{vm}' = 0.185$), la velocidad máxima alcanzada disminuye ligeramente y a partir del ciclo 50, la velocidad comienza a reducirse hasta alcanzar valores menores a 0.05 %/s.

Los especímenes de 100% diatomita muestran velocidades de deformación bajas, sin embargo, no presentaron un decremento de velocidad para las relaciones de esfuerzo empleadas.

En las muestras con OCR= 2 se observan características similares a las encontradas para especímenes con OCR= 1. En particular, la velocidad de deformación angular máxima para cada muestra disminuye al aumentar el contenido de diatomita. Se presentan valores máximos de 1.2 , 0.8 , 0.5 y 0.25 %/s para contenidos de diatomita de 0% , 20% , 40% y 60% respectivamente.

Para las muestras C100:D0 y C80:D20 (Figuras 5.24a y 5.24b), la velocidad de deformación en la falla ($\gamma = 20\%$ D.A.) aumenta al incrementarse la relación de esfuerzos empleada.

En las muestras con 40% de diatomita (Figura 5.24c) no se emplearon relaciones de esfuerzo que muestren un comportamiento similar al de las muestras normalmente consolidadas, sin embargo, para los esfuerzos mayores aplicados ($\tau_{hc}/\sigma_{vm}' = 0.143$ y 177) se observa una ligera disminución o estabilización de la velocidad de deformación al acercarse a la falla.

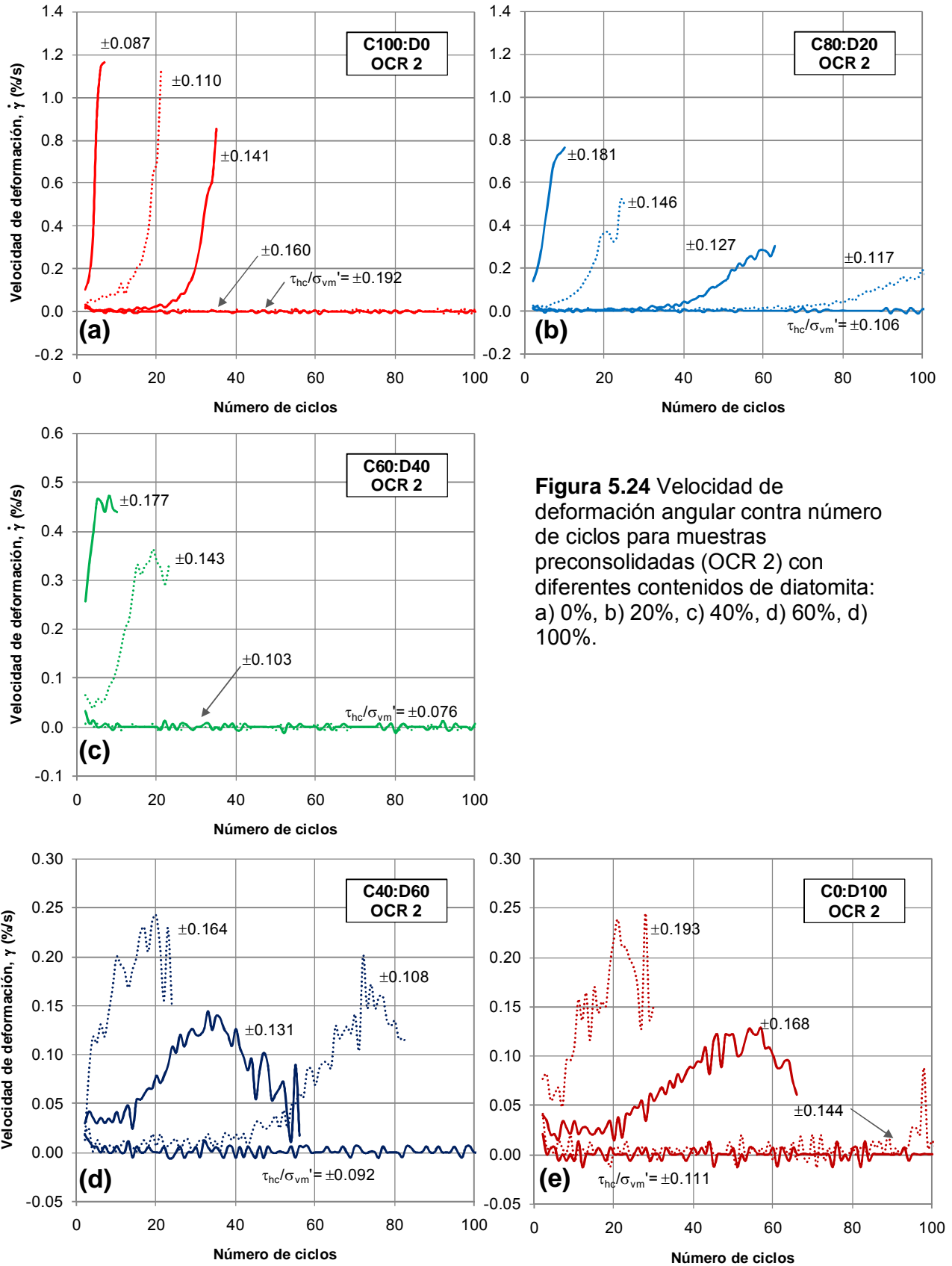


Figura 5.24 Velocidad de deformación angular contra número de ciclos para muestras preconsolidadas (OCR 2) con diferentes contenidos de diatomita: a) 0%, b) 20%, c) 40%, d) 60%, d) 100%.

En los especímenes con 60% de diatomita (Figura 5.24d) se presenta el mismo comportamiento que en las muestras con OCR= 1 y para una relación de esfuerzo $\tau_{hc}/\sigma_{vm}' = 0.131$ se presenta un valor máximo de velocidad menor al del esfuerzo $\tau_{hc}/\sigma_{vm}' = 0.108$, con una posterior disminución de la velocidad a partir del ciclo 30. Para las relaciones de esfuerzo $\tau_{hc}/\sigma_{vm}' = 0.108$ y 0.164 se presenta una ligera disminución de la velocidad de deformación después de alcanzar un valor máximo.

En las muestras preconsolidadas de 100% diatomita también se presentó un caso de disminución de la velocidad de deformación ($\tau_{hc}/\sigma_{vm}' = 0.168$) y estabilización ($\tau_{hc}/\sigma_{vm}' = 0.193$).

En general en las muestras con OCR= 1 y 2 de 100% caolín y hasta con un 20% de diatomita la velocidad de deformación máxima aumenta junto con la relación de esfuerzos empleada. Para contenidos de diatomita de 40% y mayores, se presenta un esfuerzo umbral de comportamiento, para relaciones de esfuerzo menores a ésta, la velocidad de deformación tiende a estabilizarse después de alcanzar un valor máximo, y por otro lado, para relaciones de esfuerzo mayores, la velocidad disminuye después de alcanzar un valor máximo, sin embargo, no se cumple para las muestras que presentaron falla antes de 20 ciclos.

Generación de presión de poro

Para complementar la información anterior y corroborar las observaciones realizadas en secciones anteriores, a continuación se presentan las curvas de generación de presión de poro promedio, normalizada con respecto al esfuerzo vertical de consolidación ($\Delta u_{prom}/\sigma_{vc}'$), contra el número de ciclos (N/N_f), para la misma serie de pruebas presentadas anteriormente.

La Figura 5.25 muestra el desarrollo de presión de poro en las muestras de 100% caolín y 100% diatomita. Al alcanzar la falla ($\gamma = \pm 10\%$ ó $N/N_f = 1$) las muestras de caolín exhiben un valor de $\Delta u_{prom}/\sigma_{vc}'$ entre 0.2 y 0.4, mientras que para la misma deformación, las muestras de diatomita presentan un valor cercano a 0.8. En las muestras de 100% diatomita se observan presiones de poro mayores al iniciar la etapa cíclica y durante todo el ensaye, en comparación con las muestras de 100% caolín

Este comportamiento muestra una clara diferencia entre los materiales, ya que para el caso de la diatomita, los valores de presión de poro alcanzan valores cercanos al esfuerzo vertical efectivo de consolidación, lo cual es común en materiales granulares no plásticos que presentan licuación. En la Figura 5.25 se incluye la envolvente obtenida por Seed *et al.* (1976) para pruebas realizadas en corte simple cíclico en varias arenas con diferentes compacidades

relativas. Como se observa, la presión de poro generada durante la etapa cíclica de las muestras de diatomita se ajusta a esta tendencia, mostrando así que su comportamiento se asemeja al de otros materiales no plásticos.

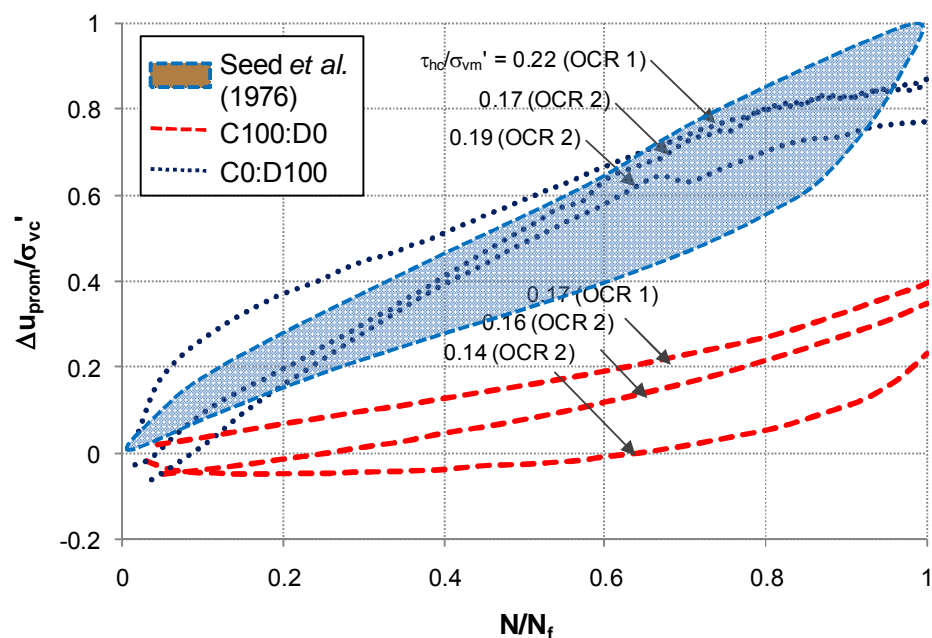


Figura 5.25 Presión de poro promedio normalizada contra número de ciclos normalizados para muestras de 100% caolín y 100% diatomita (OCR= 1 y 2).

La generación de presión de poro en un suelo está directamente relacionada con su plasticidad, nivel de esfuerzo aplicado, y número de ciclos. En la Figura 5.25 se presenta una serie de pruebas bajo un rango de esfuerzos similares y un número de ciclos normalizados, por lo tanto la única variable es el tipo de suelo. La alta plasticidad y menor permeabilidad del caolín evita que la carga cíclica sea transferida totalmente a la fase líquida del suelo, lo cual se refleja en una menor generación de presión de poro para la misma deformación en comparación con las muestras de diatomita.

Otro trabajo similar en donde se estudió la generación de presión de poro para suelos con diferentes plasticidades (I_p entre 2 y 33) bajo condiciones de esfuerzo controlado, fue presentado por Erken y Ulker (2006), los autores encontraron que para un mismo nivel de deformación, la presión de poro generada aumenta al disminuir el índice de plasticidad. Por otro lado, los suelos limosos de baja plasticidad fueron los que presentaron patrones de incremento de presión de poro mayores.

La generación de presión de poro en las muestras con un 20% de diatomita se presenta en la Figura 5.26. En ésta se observa que la presión de poro para $N/N_f = 1$ se incrementa en relación con las muestras de 100% caolín alcanzando valores de $\Delta u_{prom}/\sigma'_{vc}$ entre 0.4 y 0.6.

En la misma figura se conserva la simbología empleada al revisar las deformaciones a lo largo de la etapa cíclica y puede verse que las muestras que presentaron un comportamiento similar al del caolín, alcanzaron los valores de presión de poro más altos. Es decir, para las muestras con OCR= 1 y 2, las pruebas donde se aplicaron relaciones de esfuerzo menores presentan mayor generación de presión de poro. Esta tendencia es contraria a la que se observa para las muestras de 100% caolín en la Figura 5.25.

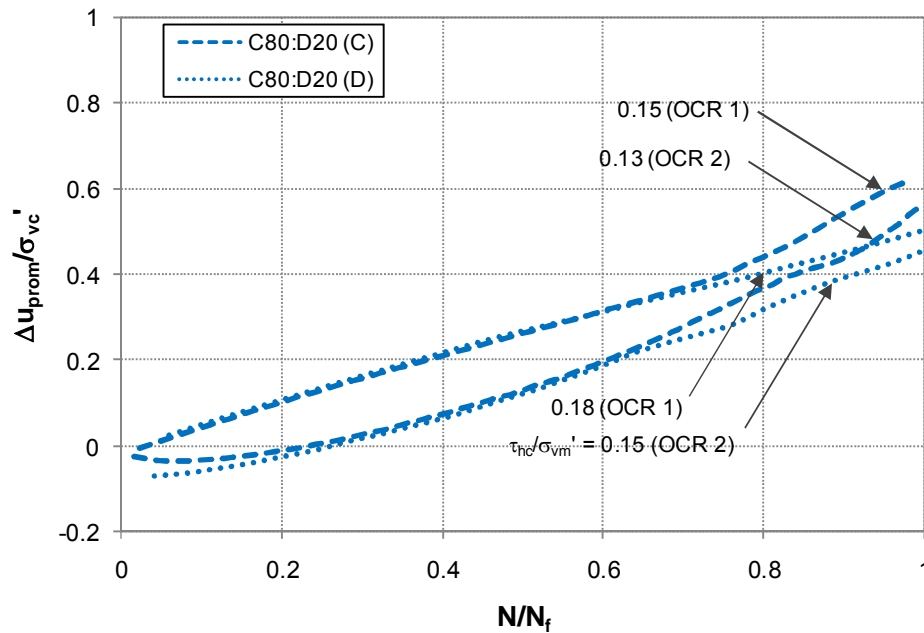


Figura 5.26 Presión de poro promedio normalizada contra número de ciclos normalizados para muestras con 20% de diatomita (OCR= 1 y 2).

En las muestras con 40% de diatomita y OCR= 1 se presenta la misma tendencia a disminuir la presión de poro generada al aumentar la relación de esfuerzos aplicada. Mientras que el valor de $\Delta u_{prom}/\sigma'_{vc}$ alcanzado en la falla se encuentra alrededor de 0.7 para muestras con OCR= 1 y 0.5 para OCR= 2 (Figura 5.27).

Para el caso de las muestras con 60% de diatomita se conserva el comportamiento explicado anteriormente. Las muestras que exhibieron comportamiento similar a la del caolín presentaron valores de $\Delta u_{prom}/\sigma'_{vc}$ entre 0.8 y 0.9, es decir mayores a las que se presentan en las muestras de 100% diatomita. Mientras que las muestras con comportamiento similar al de la diatomita alcanzaron valores de alrededor de 0.7 (Figura 5.28).

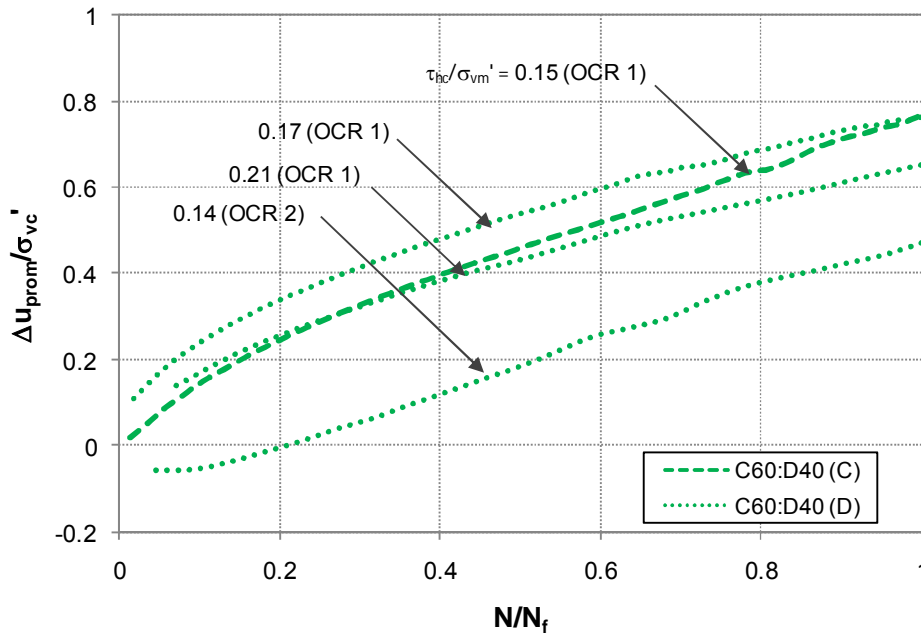


Figura 5.27 Presión de poro promedio normalizada contra número de ciclos normalizados para muestras con 40% de diatomita (OCR= 1 y 2).

Las muestras con 60% de diatomita a las que se aplicó una relación de esfuerzos mayor ($\tau_{hc}/\sigma'_{vm} = 0.19$ para OCR= 1 y 0.13 para OCR= 2), exhiben una disminución en la pendiente de la curva generación de presión de poro al alcanzar una valor de N/N_f de 0.7, este comportamiento también se presenta para las muestras de 100% diatomita de una forma menos pronunciada (Figuras 5.25 y 5.28).

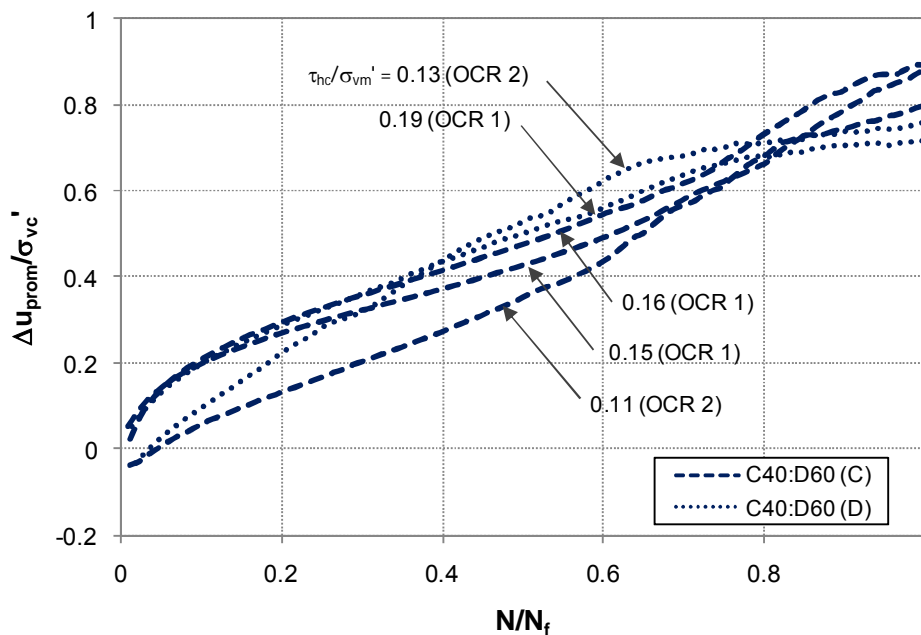


Figura 5.28 Presión de poro promedio normalizada contra número de ciclos normalizados para muestras con 60% de diatomita (OCR= 1 y 2).

La tendencia en el incremento de la presión de poro promedio al aumentar el contenido de diatomita es consistente para todas las mezclas.

De acuerdo con la información revisada en esta sección, se puede concluir que el comportamiento cíclico de las mezclas caolín-diatomita está en función de la proporción en la que se encuentran ambos materiales y de la relación de esfuerzos aplicada. Al aumentar el contenido de diatomita, las mezclas presentan un comportamiento similar al de un material granular no plástico, sin embargo, también para cada contenido de diatomita existe un esfuerzo umbral bajo el cual, el material es influenciado por la presencia de caolín, mientras que por encima de éste, el material presenta características similares a la diatomita.

Aunque no existen otros estudios relacionados con suelos diatomáceos artificiales ensayados cíclicamente, los resultados anteriores pueden compararse con las observaciones realizadas para determinar el efecto de los finos plásticos en la licuación de arenas.

Derakhshandi *et al* (2008) encontraron un umbral para un 30% de caolín en arena sobre el cual, los finos predominaban en el comportamiento de la arena y la presión de poro alcanzada fue menor que en el caso de la arena limpia. Por otro lado, para un contenido de finos menor la presión de poro alcanzó valores iguales o mayores que en la arena limpia, presentando licuación. Otro trabajo en mezclas de arena y caolín con resultados similares lo presentó Jafari y Shafiee (2004).

Para las mezclas realizadas en el presente estudio se encontró que al aumentar el contenido de caolín en diatomita, la presión de poro generada para $\gamma = \pm 10\%$ disminuye, mientras que para el caso de las muestras 40C:60D y bajo ciertas condiciones de esfuerzo, la presión de poro es mayor a la presentada por las muestras de 100% diatomita. Es posible que para una proporción con menor contenido de caolín se presenten valores de presión de poro aún mayores.

El umbral de cambio de comportamiento en suelos mezclados o intermedios (materiales no cohesivos con finos plásticos) ha sido propuesto por varios autores, sin embargo, no existe en la literatura un criterio unificado que lo defina, debido a que el comportamiento presentado por este tipo de suelos se encuentra en función de varios factores como la mineralogía de las partículas, tamaño, forma y nivel de interacción entre las partículas finas y gruesas (Mitchell y Soga, 2005).

5.4.2 Resumen: Análisis convencional del comportamiento cíclico

La información generada en esta etapa de la investigación se dividió dependiendo de la variable estudiada en: deformación angular, generación de presión de poro, degradación del módulo de rigidez y umbrales de deformación. Las conclusiones más importantes generadas de los resultados obtenidos, se exponen a continuación:

Deformación angular

- Las curvas de deformación contra número de ciclos presentan diferentes formas dependiendo del contenido de diatomita y de la relación de esfuerzos aplicada. Los especímenes de caolín presentaron una deformación súbita en los últimos ciclos antes de alcanzar una deformación angular de $\pm 10\%$; por otro lado, al aumentar el contenido de diatomita en las mezclas, la deformación angular se desarrolló de forma gradual.
- Para definir cuantitativamente el comportamiento descrito en el punto anterior, se determinaron las velocidades de deformación angular durante las pruebas cíclicas, encontrando que dicha velocidad cercana a la falla ($\gamma = \pm 10\%$), disminuye al aumentar el contenido de diatomita.
- En muestras con contenidos de diatomita de hasta 20%, la velocidad en la falla ($\gamma = \pm 10\%$) se incrementa al aumentar la relación de esfuerzos empleada. Para contenidos de diatomita mayores a 20%, la velocidad en la falla tiende a disminuir al aumentar la relación de esfuerzos empleada, especialmente al comparar las muestras que fallaron en más de 20 ciclos.

Generación de presión de poro

- Los patrones de generación de presión de poro fueron diferentes dependiendo del contenido de diatomita en las mezclas. La presión de poro al alcanzar una deformación $\gamma = \pm 10\%$ aumentó junto con el contenido de diatomita, alcanzando valores cercanos a $\Delta u/\sigma_{vc} \approx 1$ para los contenidos de diatomita mayores; esto es indicativo de un comportamiento similar al de los suelos granulares que presentan licuación.
- En correlación con el desarrollo de deformaciones, la presión de poro se generó de forma más gradual al aumentar el contenido de diatomita, sin embargo, para contenidos de diatomita mayores a 20%, se observó un incremento súbito de la presión de poro en los primeros ciclos y posteriormente una estabilización gradual.

Degradación del módulo de rigidez (G)

- Para un mismo contenido de diatomita el módulo de rigidez en el primer ciclo y los subsecuentes disminuyó al aumentar la relación de esfuerzos empleada.
- La degradación de G al aumentar la relación de esfuerzos aplicada es más gradual al aumentar el contenido de diatomita (cuando se toma el valor de G para un ciclo “N” de referencia).
- La rigidez de las muestras aumenta junto con el contenido de diatomita, especialmente para relaciones de esfuerzo altas y para más de 10 ciclos de esfuerzo aplicados.

Umbrales de deformación volumétrico y de degradación

- Se requiere una serie de pruebas más detalladas para definir de forma precisa la relación de esfuerzos cíclicos bajo la cual se presenta un comportamiento estable (lineal o no lineal sin degradación importante) durante los 100 ciclos aplicados o bien un número mayor de ciclos, esto con la finalidad de especificar un valor del umbral de degradación (γ_{td}), con el procedimiento propuesto por Lefevbre (1989) y Ansal y Erken (1989). Con los datos disponibles, este esfuerzo umbral en función de la normalización τ_{hc}/σ_{vm}' , es muy similar para cualquier contenido de diatomita, sin embargo, bajo la normalización τ_{sf}/τ_{hc} , el esfuerzo umbral disminuye al aumentar el contenido de diatomita.
- Aún cuando es necesario el empleo de un equipo más adecuado para la determinación del umbral volumétrico o de generación de presión de poro de las mezclas (γ_{tv}), las tendencias generadas a partir de las isocurvas de generación de presión de poro sugieren que dicho umbral disminuye al aumentar el contenido de diatomita y por lo tanto, disminuye junto con la plasticidad del material, lo cual es consistente con las observaciones de Vucetic (1994).

5.5 Comparación de resultados (análisis bajo criterios alternos)

5.5.1 Análisis de isocurvas de deformación y definición de R_N

Con el fin de definir el comportamiento cíclico de las mezclas caolín-diatomita, así como las variables relacionadas con el problema, se propone a continuación una metodología para su evaluación a partir de un criterio de deformaciones.

De las figuras 5.6a a 5.6e para suelos normalmente consolidados y las figuras 5.15a a 5.15e para suelos preconsolidados, se comparó el comportamiento de las mezclas caolín-diatomita para las relaciones de esfuerzo empleadas y para cada isocurva de deformación angular.

Para ilustrar el comportamiento global de las mezclas en relación a su resistencia cíclica, se muestran las figuras 5.29 y 5.30 las cuales presentan las isocurvas de deformación angular cíclica $\gamma = \pm 5\%$ para las muestras con OCR= 1 y 2 respectivamente.

En la Figura 5.29a, se observa que las muestras normalmente consolidadas presentan una disminución de la resistencia cíclica para el menor contenido de diatomita (20%), esta disminución se presenta para todo el rango de esfuerzos cíclicos aplicados, sin embargo, la resistencia decae de manera más importante al disminuir dicho esfuerzo.

Por otro lado, la resistencia cíclica se incrementa de manera importante al aumentar el contenido de diatomita por arriba del 20%, especialmente para relaciones de esfuerzo altas. Sin embargo, para relaciones de esfuerzo menores a $\tau_{hc}/\sigma_{vm}' = \tau_{hc}/\sigma_{vc}' \approx 0.14$, la resistencia de las mezclas C60:D40 y C40:D60 es menor a la que presentan las muestras de 100% caolín. Los resultados indican que para relaciones de esfuerzo menores, la resistencia de las mezclas disminuye al aumentar el contenido de diatomita.

En las muestras preconsolidadas con OCR= 2, el comportamiento es diferente y las muestras con 20% y 40% de diatomita presentan resistencias a la deformación menores a la de las muestras de 100% caolín para todo el rango de esfuerzos aplicados. Sin embargo, las muestras C40:D60 exhiben un aumento en la resistencia para relaciones de esfuerzo mayores a $\tau_{hc}/\sigma_{vm}' \approx 0.16$ o $\tau_{hc}/\sigma_{vc}' \approx 0.32$ en relación a las mezclas de 100% caolín. Al disminuir la relación de esfuerzo aplicada, la tendencia de disminución de la resistencia al aumentar el contenido de diatomita se hace más clara.

De forma preliminar y a partir de las figuras 5.29 y 5.30 se puede concluir que para una deformación angular de referencia $\gamma = \pm 5\%$:

- En muestras normalmente consolidadas la resistencia cíclica disminuye al aumentar el contenido de diatomita para relaciones de esfuerzo menores a $\tau_{hc}/\sigma_{vm}' = \tau_{hc}/\sigma_{vc}' \approx 0.12$. Para relaciones de esfuerzo mayores, la tendencia comienza a invertirse gradualmente a excepción de las muestras C80:D20. La resistencia de las muestras C60:D40 y C40:D60 supera a la obtenida con especímenes de 100% caolín a partir de relaciones de esfuerzo mayores a $\tau_{hc}/\sigma_{vm}' = \tau_{hc}/\sigma_{vc}' \approx 0.14$.

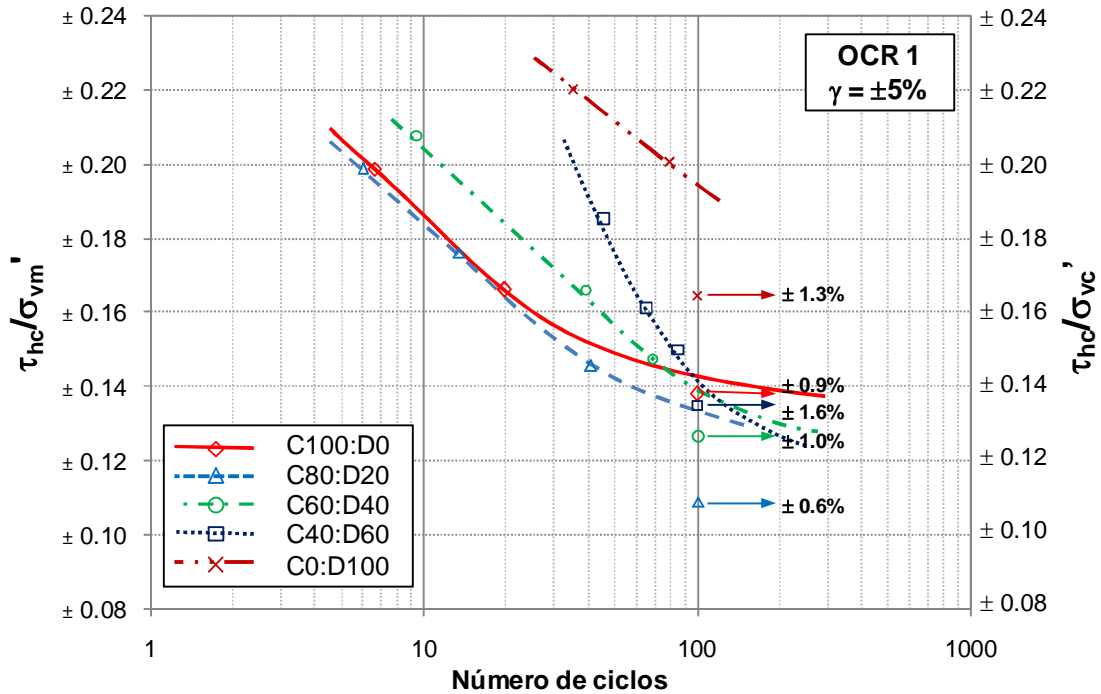


Figura 5.29 Isocurvas de deformación para muestras con diferentes contenidos de diatomita (OCR= 1, $\gamma=\pm 5\%$)

- En muestras preconsolidadas la resistencia cíclica disminuye al aumentar el contenido de diatomita para relaciones de esfuerzo menores a $\tau_{hc}/\sigma_{vm}' \approx 0.12$ o $\tau_{hc}/\sigma_{vc}' \approx 0.24$. Para relaciones de esfuerzo mayores, la tendencia comienza a invertirse gradualmente a excepción de las muestras C80:D20 y C60:D40. La resistencia de las muestras C40:D60 supera a la obtenida con especímenes de 100% caolín a partir de relaciones de esfuerzo mayores a $\tau_{hc}/\sigma_{vm}' \approx 0.16$ o $\tau_{hc}/\sigma_{vc}' \approx 0.32$.

Estos resultados sugieren que dependiendo del contenido de diatomita y la relación de esfuerzos aplicada, los microfósiles diatomáceos y las partículas de caolín tienen mayor o menor influencia en el comportamiento cíclico de las muestras.

Para relaciones de esfuerzo mayores, las diatomeas controlan el comportamiento cíclico de las mezclas contribuyendo en el aumento de la resistencia debido a los efectos estudiados en el

comportamiento monótonico, es decir, la interferencia entre partículas e *interlocking*. Por otro lado, para relaciones de esfuerzo menores, las partículas de caolín en combinación con las diatomeas pueden presentar un efecto negativo en el comportamiento cíclico, provocando una disminución en la resistencia en relación a las muestras de 100% caolín.

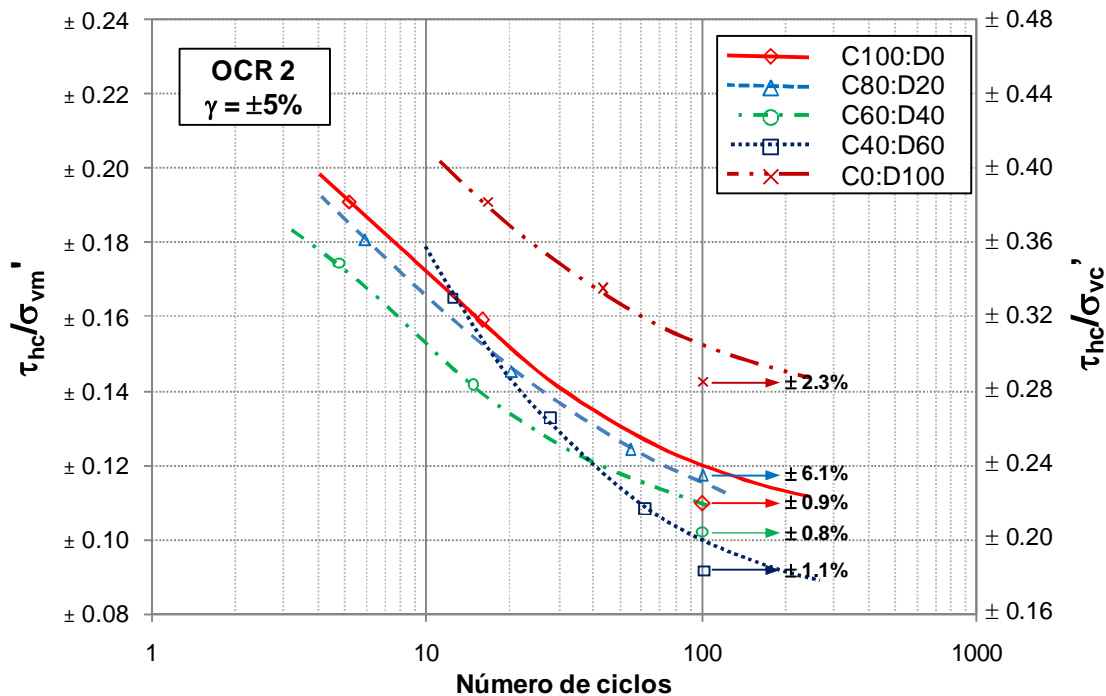


Figura 5.30 Isocurvas de deformación para muestras con diferentes contenidos de diatomita (OCR=2, $\gamma=\pm 5\%$)

En las muestras preconsolidadas (OCR= 2), la historia previa de esfuerzos genera un mayor número de enlaces entre partículas arcillosas (Dobry y Vucetic, 1987) y bajo estas condiciones, es necesario un alto contenido de diatomita y relaciones de esfuerzo mayores para que los microfósiles diatomáceos contribuyan en la resistencia, aumentando su valor en relación a las muestras de 100% caolín. Bajo un mismo esfuerzo de consolidación (normalización τ_{hc}/σ_{vc}'), las muestras preconsolidadas muestran una mayor resistencia cíclica en comparación con las muestras normalmente consolidadas.

Los resultados expuestos anteriormente pueden modificarse dependiendo del nivel de deformaciones de referencia, por lo tanto, se desarrolló una metodología para evaluar este comportamiento.

La metodología de análisis se muestra en la serie de figuras 5.31a a 5.31d, en las cuales se presentan las isocurvas de deformación angular $\gamma = \pm 5\%$ para los contenidos de diatomita

20%, 40%, 60% y 100%, comparados con los resultados obtenidos de las muestras de 100% caolín.

Inicialmente se puede notar en este grupo de figuras que, para cada contenido de diatomita, las curvas para las muestras normalmente consolidadas y preconsolidadas son aproximadamente paralelas cuando se emplea la normalización τ_{hc}/σ_{vm}' de los esfuerzos cíclicos aplicados. Estas características nos proporcionan un indicio de la confiabilidad de los resultados obtenidos en las pruebas.

Debido a que el esfuerzo de consolidación empleado en muestras preconsolidadas ($\sigma_{vc}' = 130$ kPa) es menor al de las muestras normalmente consolidadas ($\sigma_{vc}' = 260$ kPa), las isocurvas de las muestras con OCR= 2 presentan un corrimiento hacia abajo en la Figura 5.31 (normalización τ_{hc}/σ_{vm}'), sin embargo, debe tenerse en mente que al igualar los esfuerzos de consolidación (normalización τ_{hc}/σ_{vc}'), la resistencia de las muestras preconsolidadas siempre será mayor a la de las normalmente consolidadas debido a su historia previa de esfuerzos, la cual genera un mayor número de enlaces entre partículas en muestras preconsolidadas (Dobry y Vucetic, 1987). La normalización de esfuerzos elegida para este análisis (τ_{hc}/σ_{vm}') se empleó para poder comparar relaciones de esfuerzo similares en muestras con OCR= 1 y 2 tal como se mostrará más adelante.

Como ya se mencionó anteriormente, para un mismo OCR la diferencia entre las resistencias cíclicas, o bien la separación entre las correspondientes isocurvas de las mezclas caolín-diatomita en comparación con la isocurva de las muestras de 100% caolín, son dependientes del esfuerzo cíclico aplicado.

Para obtener una valoración cuantitativa del aumento o disminución de la resistencia en cada muestra, se compararán el número de ciclos necesarios para obtener cierta deformación angular en las muestras con diatomita y las muestras de 100% caolín, a partir de la variable R_N definida como la relación:

$$(R_N)_\gamma = \left(\frac{N_D}{N_C} \right)_\gamma \quad (5.1)$$

donde:

N_D = número de ciclos necesarios para desarrollar la deformación angular γ en una muestra con un contenido de diatomita dado (20%, 40%, 60% o 100% para este estudio).

N_C = número de ciclos necesarios para desarrollar la deformación angular γ en una muestra de 100% caolín.

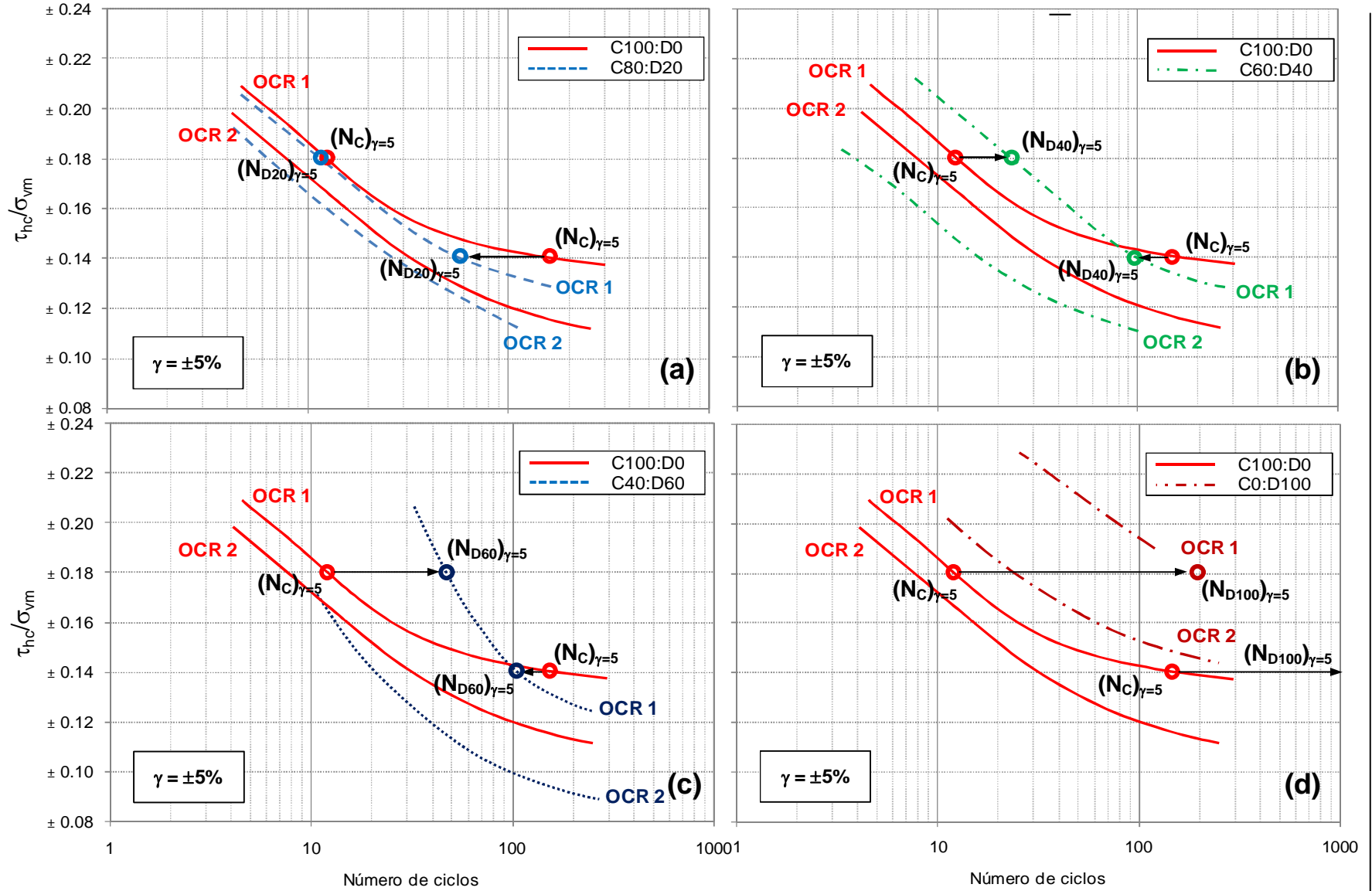


Figura 5.31 Comparación de isocurvas de $\gamma = \pm 5\%$ en muestras C100:D0 contra diferentes contenidos de diatomita: a) 20%, b) 40%, c) 60% y d) 100%.

Valores de $R_N > 1$ representan un aumento en la resistencia en relación con la muestra de 100% caolín, en caso contrario, los valores de $R_N < 1$ indican un decremento en la resistencia.

El valor de R_N está en función de la relación de esfuerzo aplicada y como se mencionó en secciones anteriores, al aumentar el contenido de diatomita, se observan cambios en el comportamiento cíclico de las muestras para esfuerzos mayores a cierto umbral. Por tal motivo, se obtendrán valores de R_N para dos relaciones de esfuerzo representativas en este estudio, $\tau_{hc}/\sigma_{vm}' = 0.14$ y 0.18 , en las muestras con $OCR = 1$ y 2 .

En la Figura 5.31 se localizan gráficamente las variables que se evaluarán para las muestras normalmente consolidadas y las dos relaciones de esfuerzo. El número de ciclos necesarios para desarrollar una deformación angular de $\pm 5\%$ en las muestras de caolín (N_C) y en las muestras con 20% (N_{D20}), 40% (N_{D40}), 60% (N_{D60}) y 100% de diatomita (N_{D100}). En esta Figura sólo se ilustran las isocurvas para el $\pm 5\%$ de deformación angular, sin embargo, los valores de R_N también se calcularon para diferentes criterios de falla ($\gamma = \pm 1.5\%$, $\pm 3\%$ y $\pm 7\%$), los cuales se determinaron a partir de las figuras 5.6a a 5.6e.

De la evaluación de las isocurvas de deformación se puede obtener una gráfica como la que se presenta en las Figuras 5.32 y 5.33. En donde se grafican los valores de R_N contra contenido de diatomita para una relación de esfuerzos dado y diferentes deformaciones angulares.

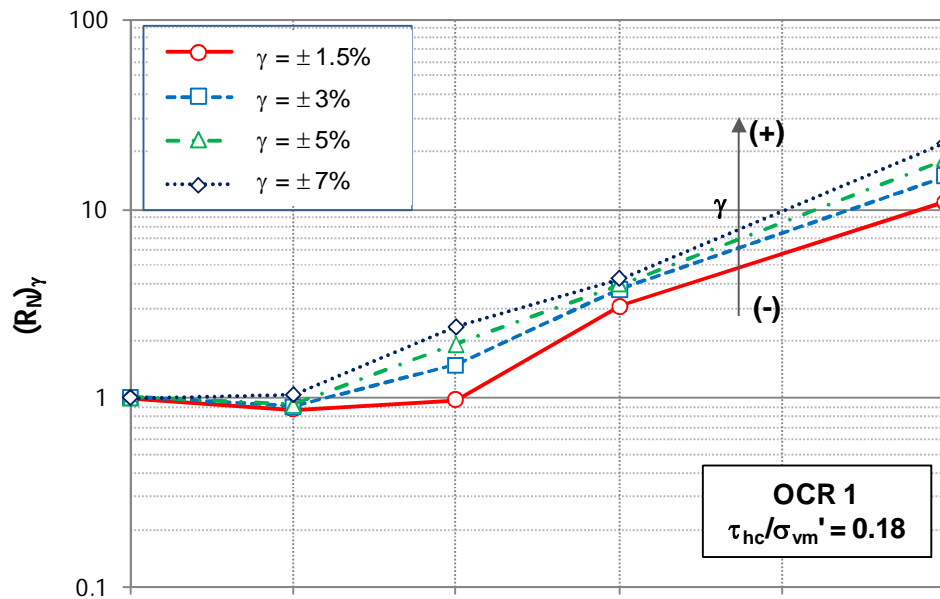


Figura 5.32 Variación de R_N con el contenido de diatomita y criterio de deformación angular. $OCR = 1$ y $\tau_{hc}/\sigma_{vm}' = 0.18$

La Figura 5.32 muestra que para un contenido de diatomita de 20% y un esfuerzo de $\tau_{hc}/\sigma_{vm}' = 0.18$, se presenta un ligero decremento en la resistencia de las muestras en relación a las

muestras de 100% caolín, sin embargo, para contenidos de diatomita mayores, la resistencia aumenta junto con el porcentaje de diatomita, especialmente para criterios de deformación mayores a $\gamma = \pm 1.5\%$.

Las curvas de R_N en la Figura 5.32, presentan un desplazamiento hacia arriba al aumentar el criterio de deformación empleado, lo cual indica que para este esfuerzo, la resistencia en las muestras diatomita aumenta al alcanzar deformaciones mayores, en relación con las muestras de 100% caolín.

Al disminuir la relación de esfuerzos empleada ($\tau_{hc}/\sigma_{vm}' = 0.14$) y para un OCR= 1, las curvas R_N presentan un desplazamiento hacia abajo hasta la región con valores de $R_N < 1$ (Figura 5.33). Esto indica una disminución de la resistencia en relación a las muestras de 100% caolín, la cual se va recuperando lentamente al incrementar el contenido de diatomita.

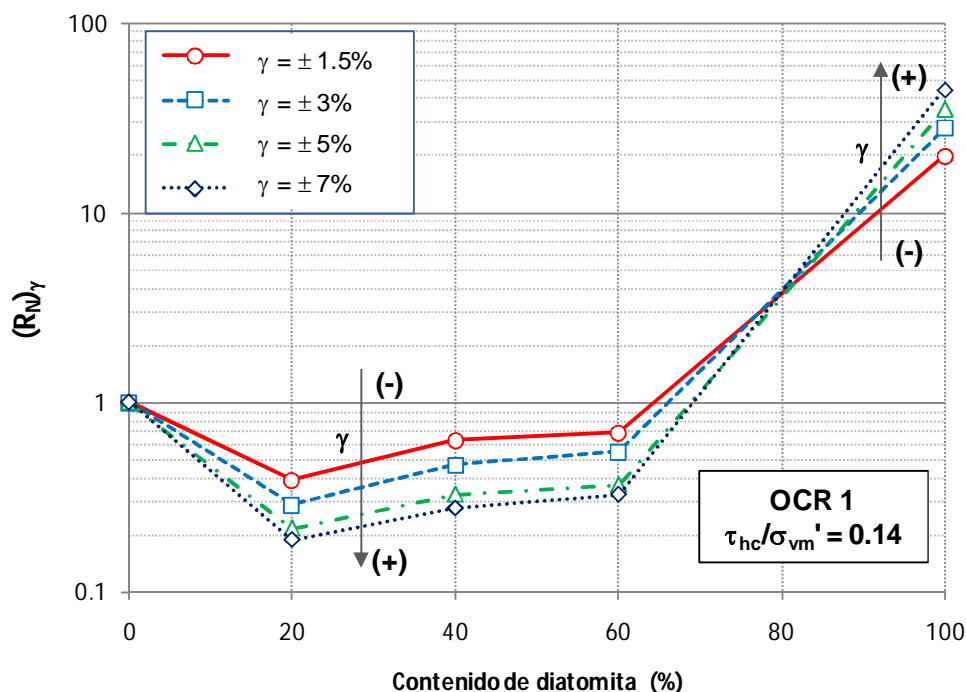


Figura 5.33 Variación de R_N con el contenido de diatomita y criterio de deformación angular. OCR= 1 y $\tau_{hc}/\sigma_{vm}' = 0.14$

Al aumentar el criterio de deformación para la relación de esfuerzo menor, se observa que la resistencia de las muestras disminuye, mientras que para los especímenes de 100% de diatomita se revierte este comportamiento y las resistencias alcanzadas son aún mayores que las alcanzadas para un esfuerzo mayor. En general se puede interpretar que para contenidos de diatomita de hasta 60% y relaciones de esfuerzo menores, la resistencia de las muestras

disminuye al aumentar la deformación de referencia en relación con las muestras de 100% caolín.

En muestras preconsolidadas el comportamiento de las muestras cambia y para el esfuerzo mayor $\tau_{hc}/\sigma_{vm}' = 0.18$, la resistencia de las muestras disminuye hasta alcanzar un mínimo para 40% de diatomita, para contenidos de diatomita mayores la resistencia se recupera en especial al alcanzar deformaciones mayores al 5% (Figura 5.34).

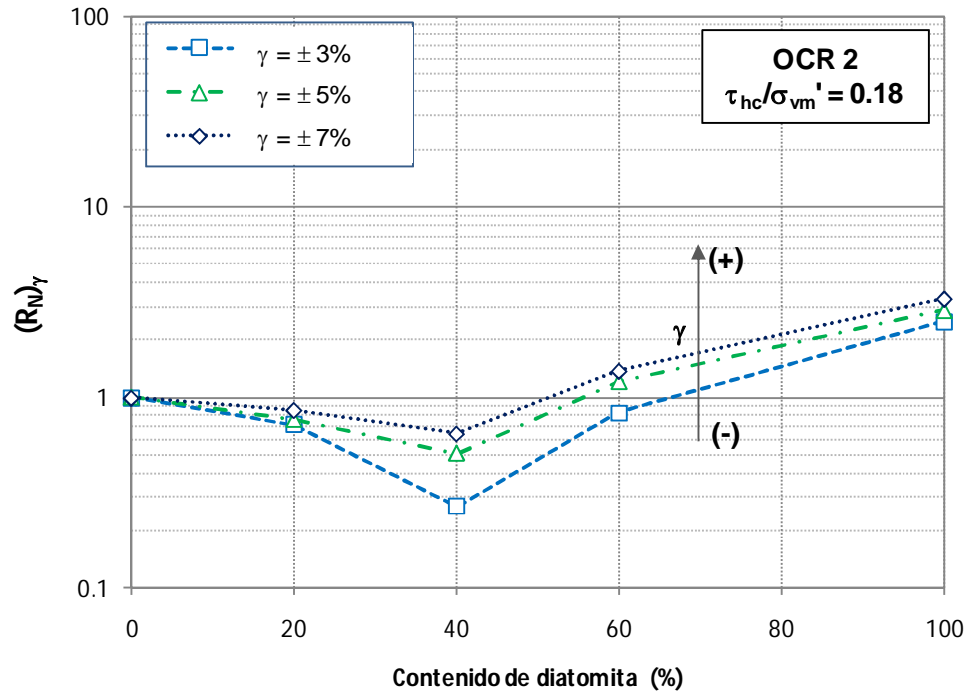


Figura 5.34 Variación de R_N con el contenido de diatomita y criterio de deformación angular. $OCR = 2$ y $\tau_{hc}/\sigma_{vm}' = 0.18$

Para el esfuerzo menor $\tau_{hc}/\sigma_{vm}' = 0.14$ y $OCR = 2$ la resistencia de las muestras disminuye ligeramente en comparación con los resultados obtenidos con la relación de esfuerzos $\tau_{hc}/\sigma_{vm}' = 0.18$ y al igual que en las muestras normalmente consolidadas la resistencia de las muestras de 100% diatomita es mayor al aplicar el esfuerzo menor (Figura 5.35).

Finalmente se puede considerar que la resistencia cíclica de las mezclas está en función de la relación de esfuerzos empleada, contenido de diatomita y criterio de deformación empleado. Por lo tanto, la variación de R_N puede representarse como se muestra en las figuras 5.36 y 5.37.

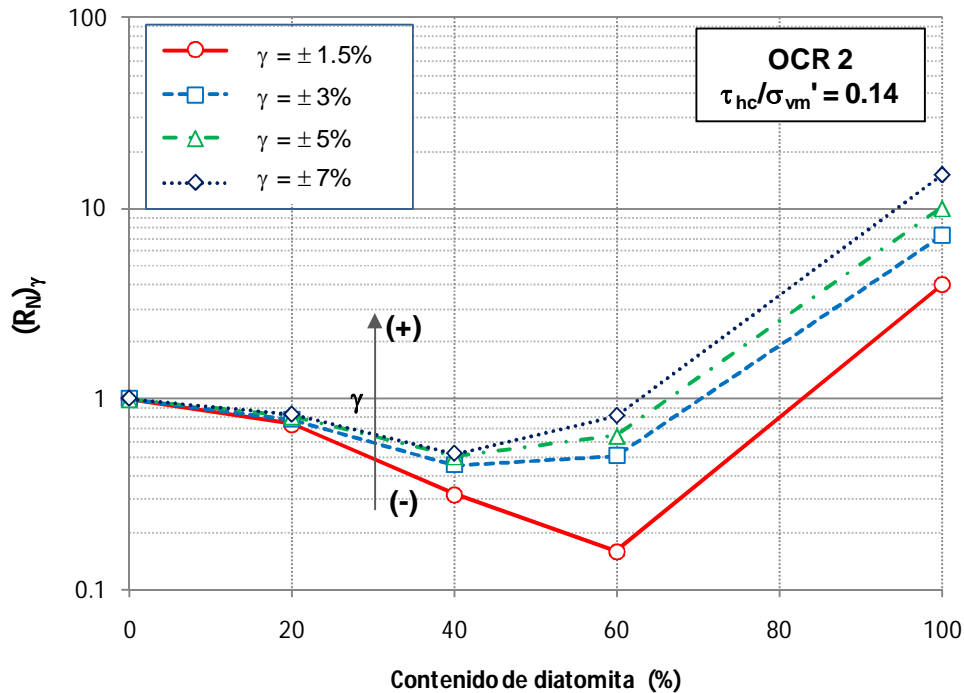


Figura 5.35 Variación de R_N con el contenido de diatomita y criterio de deformación angular. $OCR=2$ y $\tau_{hc}/\sigma_{vm}' = 0.18$

En las figuras 5.36 y 5.37 se representan con diferentes colores las envolventes para resistencias menores a las de la muestra de 100% caolín ($0.1 < R_N < 1$), resistencias entre 1 y 10 veces mayores ($1 < R_N < 10$) y resistencias más de 10 veces mayores ($R_N > 10$).

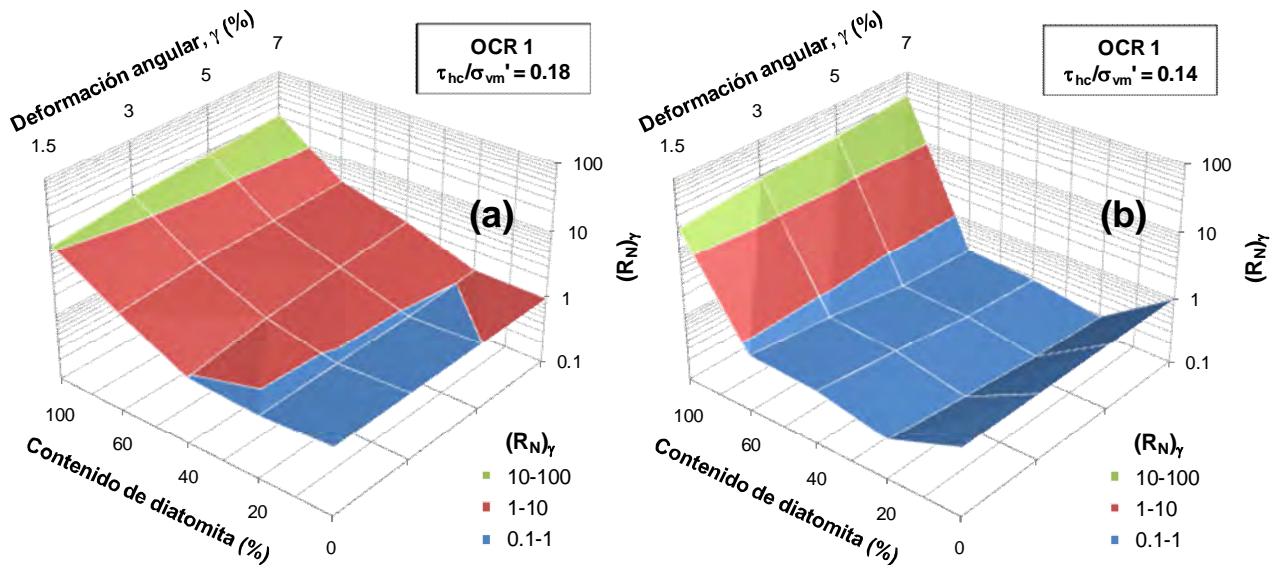


Figura 5.36 Variación de R_N con el contenido de diatomita y criterio de deformación angular. $OCR=1$ y relaciones de esfuerzo τ_{hc}/σ_{vm}' a) 0.18 y b) 0.14

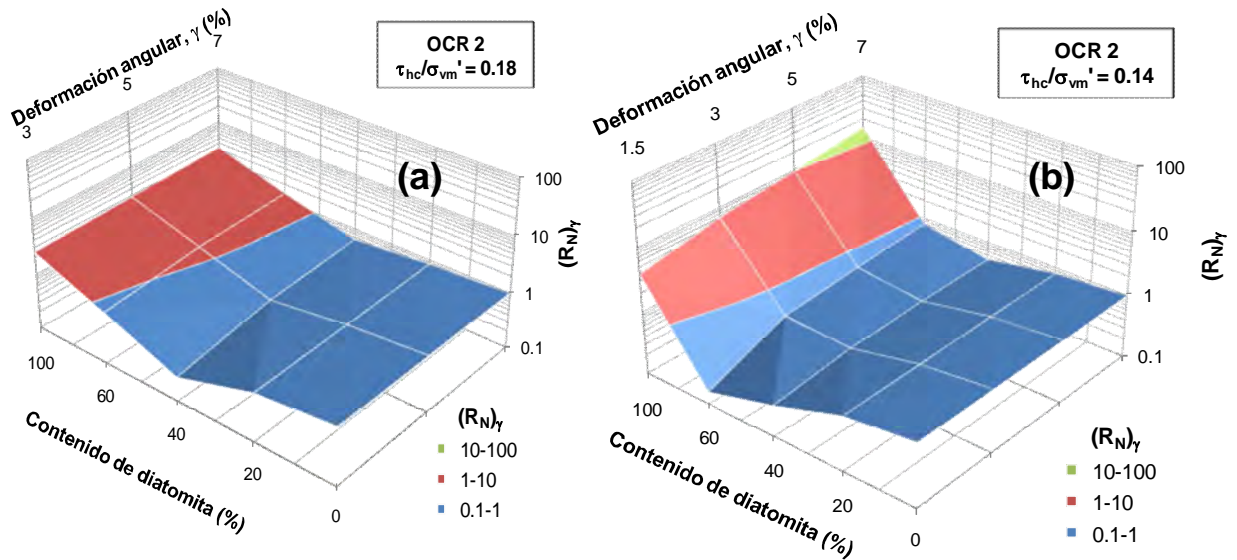


Figura 5.37 Variación de R_N con el contenido de diatomita y criterio de deformación angular. OCR= 2 y relaciones de esfuerzo τ_{hc}/σ_{vm}' a) 0.18 y b) 0.14

A continuación se revisan el efecto de la relación de esfuerzos y el OCR en la resistencia cíclica de las mezclas en relación con la de las muestras de 100% caolín. Para analizar con mayor facilidad los resultados obtenidos, en las figuras 5.38 a 5.41 se ilustra el valor medio de R_N y se representan los valores máximo y mínimo con líneas verticales.

Efecto de la relación de esfuerzos en el valor de R_N de las muestras

En las muestras normalmente consolidadas, OCR= 1 (Figura 5.38) y preconsolidadas, OCR= 2 (Figura 5.39), para contenidos de diatomita menores de 60% la resistencia de las muestras se incrementa al aumentar la relación de esfuerzo empleada. Por otro lado, para las muestras de 100% de diatomita, la tendencia se revierte y se alcanzan resistencias mayores al disminuir la relación de esfuerzos.

La diferencia entre resistencias es mayor para las muestras normalmente consolidadas, ya que para las preconsolidadas se presentan resistencias similares para las dos relaciones de esfuerzo analizadas, especialmente para contenidos de diatomita de 20% y 40%

Efecto del OCR en el valor de R_N de las muestras

Para el esfuerzo mayor ($\tau_{hc}/\sigma_{vm}' = 0.18$) la resistencia de las muestras en relación con la muestra de 100% caolín disminuye al aumentar el OCR (Figura 5.40).

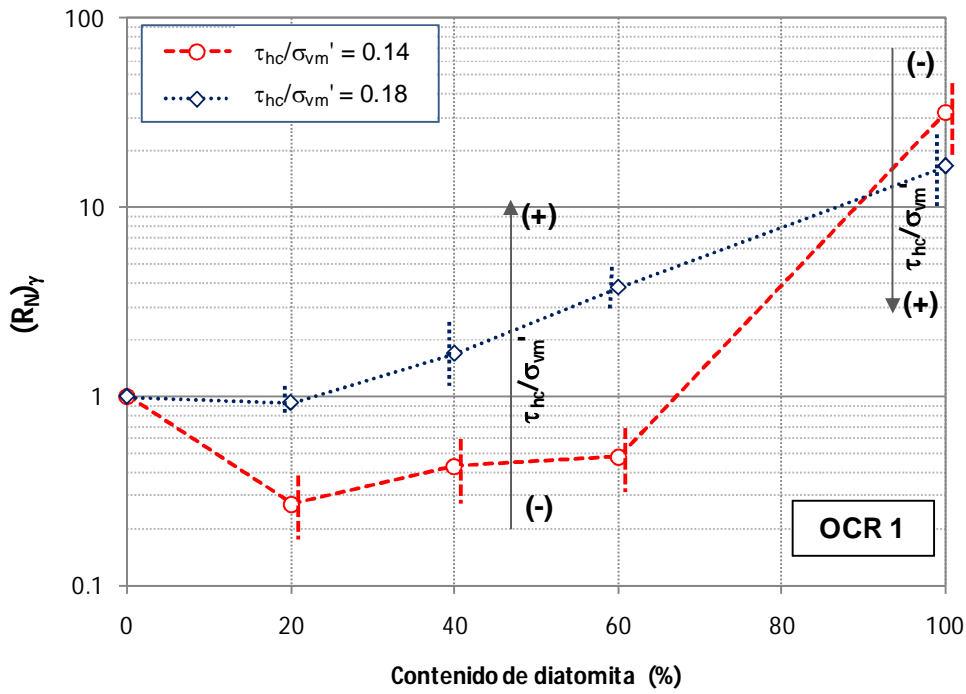


Figura 5.38 Efecto de la relación de esfuerzos aplicado en la resistencia de las muestras con OCR= 1

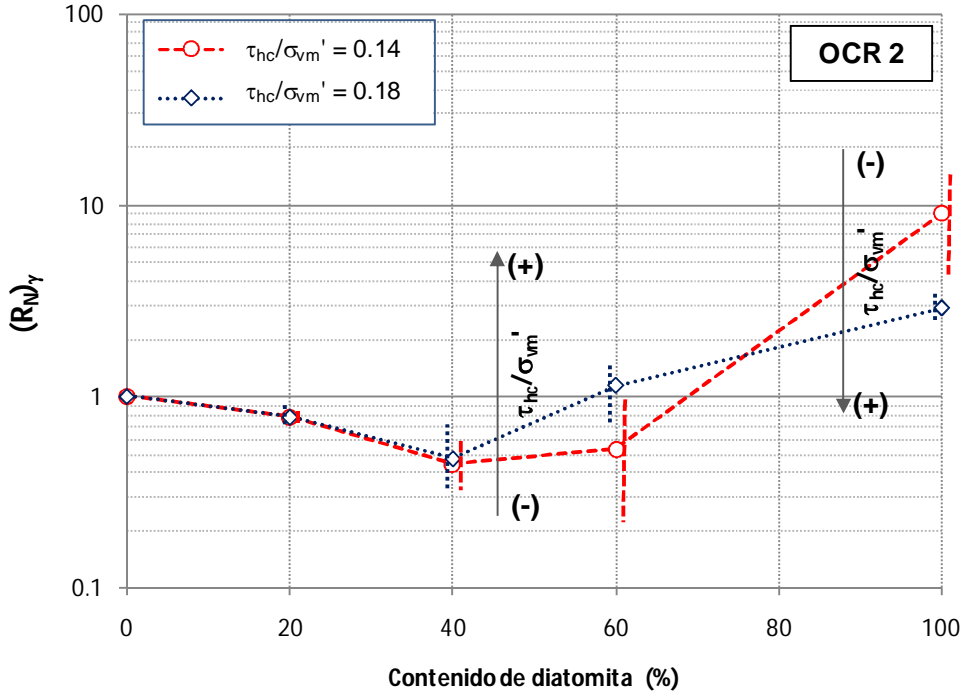


Figura 5.39 Efecto de la relación de esfuerzos aplicado en la resistencia de las muestras con OCR= 1

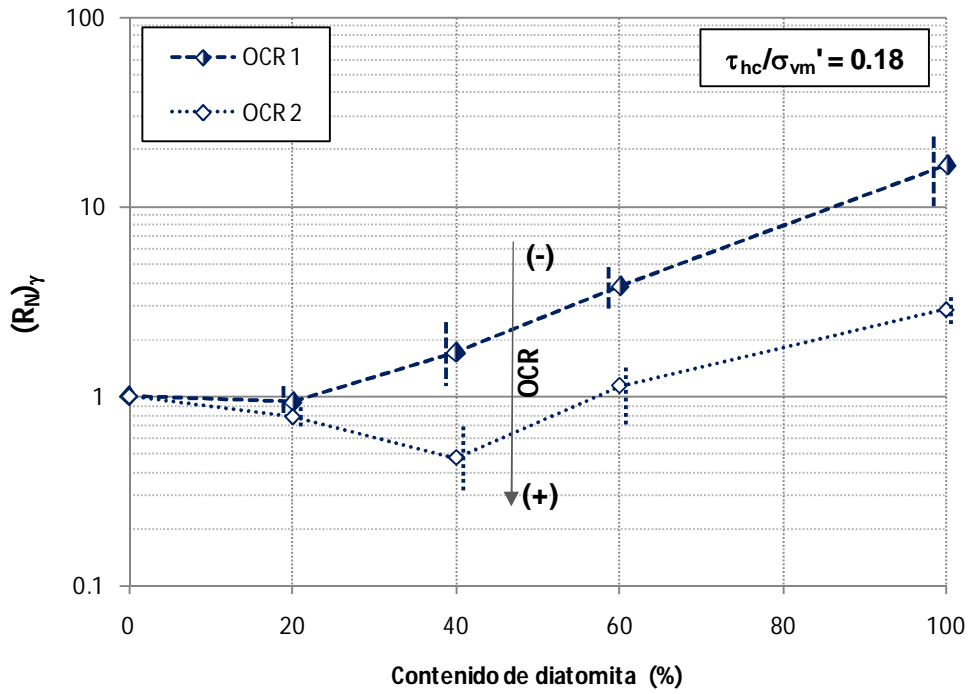


Figura 5.40 Efecto del OCR en la resistencia de las muestras para una relación de esfuerzo mayor ($\tau_{hc}/\sigma_{vm}' = 0.18$)

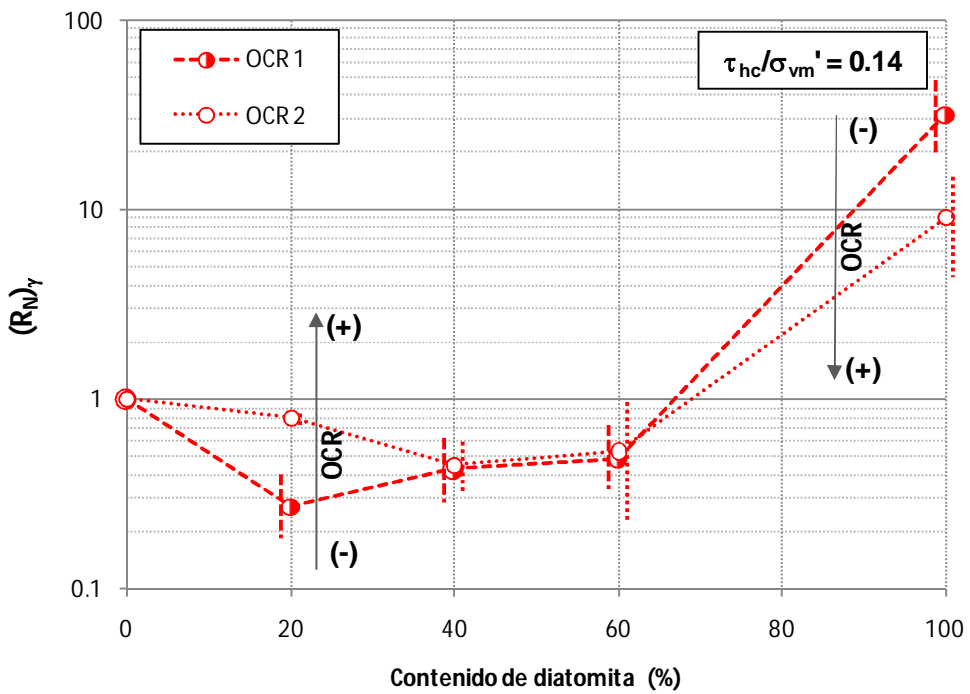


Figura 5.41 Efecto del OCR en la resistencia de las muestras para una relación de esfuerzo menor ($\tau_{hc}/\sigma_{vm}' = 0.14$)

En el caso del esfuerzo menor ($\tau_{hc}/\sigma_{vm}' = 0.14$) y un contenido de diatomita de 20% la resistencia de las muestras preconsolidadas es mayor; para el 40% y 60% de diatomita la diferencia entre resistencia es mínima; mientras que las muestras con 100% de diatomita presentan la misma tendencia encontrada para esfuerzos mayores, y la resistencia disminuye al aumentar el OCR (Figura 5.41).

Interpretación de los resultados

La interpretación de los resultados se basó en algunas observaciones del comportamiento cíclico de suelos intermedios o mezclados realizadas por Santamarina *et al.* (2001) y Mitchell y Soga (2005) donde se interpretó la interacción entre las partículas y los factores que influyen en la resistencia de estos suelos. Otros conceptos y resultados similares fueron presentados por Thevanayangam y Martin (2002) en suelos limosos; Prakasha y Chandrasekaran (2005) en mezclas de arena y arcilla marinas; Jafari y Shafiee (2004) y Gratchev *et al.* (2006) en mezclas arcilla-arena.

Con base en las referencias mencionadas y los resultados encontrados en las secciones anteriores, se construyó la Figura 5.42, donde se muestra la interpretación del comportamiento cíclico de las mezclas caolín-diatomita. Una explicación más detallada de dicha figura se presenta a continuación.

Para todos los casos estudiados la resistencia de las mezclas C80:D20 disminuye en relación con las mezclas de 100% caolín. Dicha resistencia se reduce en menor medida para relaciones de esfuerzo altas y en muestras normalmente consolidadas.

La presencia de diatomita en pequeñas proporciones aumenta la capacidad de generación de presión de poro en la mezcla, debido a ello la resistencia del material disminuye, ya que se produce en un menor número de ciclos la presión de poro que la matriz arcillosa resiste antes de presentar deformaciones importantes. Esto se suma a la heterogeneidad que induce la presencia de diatomita, la cual en pequeñas proporciones imposibilita la distribución adecuada de esfuerzos, generando planos de debilidad. Este efecto se reduce al aplicar esfuerzos altos y ante deformaciones mayores al $\pm 5\%$ (Figuras 5.32 y 5.36a) debido a que la diatomita comienza a intervenir en el aumento de resistencia.

Se puede considerar que para las mezclas con un 40% de diatomita, tanto el caolín como la diatomita contribuyen en la resistencia cíclica de las mezclas, sin embargo, existe una inclinación en la contribución dependiendo de la relación de esfuerzo y el OCR.

La resistencia alcanzada ante relaciones de esfuerzo altas y OCR= 1 se incrementa ya que las partículas de diatomita entran en contacto y contribuyen de forma importante en la resistencia global del suelo.

Al disminuir la relación de esfuerzo aplicada el caolín limita los contactos entre los esqueletos diatomáceos y actúa como un lubricante, disminuyendo la resistencia de suelo. Al aumentar el OCR, el número de enlaces entre partículas arcillosas se incrementa y, por lo tanto, se requieren de relaciones de esfuerzo mayores para que los microfósiles diatomáceos entren en contacto y contribuyan con la resistencia cíclica de las mezclas.

Con un porcentaje de 60% de diatomita, el comportamiento de las mezclas es influenciado en menor medida por el caolín. Al aumentar la relación de esfuerzos y el esfuerzo vertical aplicado, los esqueletos diatomáceos entran en contacto y dominan la resistencia del material. Aún cuando la presión de poro generada es alta, la forma de las partículas y la dificultad que presentan para rotar y reacomodarse durante el corte cíclico (*interlocking*), intervienen en el proceso de deformación, disminuyendo la velocidad a la que esta ocurre y aumentando su resistencia.

La relación de vacíos originada con la proporción C40:D60 es la mayor obtenida en comparación con las otras mezclas fabricadas. Los resultados de ensayos en suelos intermedios con estructura abierta y una predominante fracción granular no plástica en su composición, muestran que las partículas finas (caolín) pueden generar una condición inestable debido a un enlace débil con la fracción granular (microfósiles diatomáceos). De acuerdo con los datos experimentales, la aplicación de relaciones de esfuerzo bajas y ante condiciones preconsolidadas, este comportamiento se amplifica disminuyendo la resistencia del material.

Para las tres proporciones de caolín-diatomita revisadas, la resistencia del material está en función de la interacción entre partículas y de los mecanismos que generan la movilización de resistencia por alguna de las dos partes. Para relaciones de esfuerzo horizontal cíclico y esfuerzo vertical mayores, la diatomita gobierna la resistencia cíclica de las mezclas, la velocidad de deformación disminuye y se obtienen las resistencias más altas. En el caso contrario, para relaciones de esfuerzo horizontal cíclico y esfuerzo vertical menores, la contribución del caolín en la resistencia es de mayor importancia, sin embargo, su presencia provoca una disminución en los contactos entre esqueletos diatomáceos y funciona como un lubricante que acelera el proceso de deformación, este comportamiento disminuye para niveles de deformación muy altos (mayores al $\pm 5\%$) ya que la diatomita contribuye nuevamente en la resistencia del suelo (Figura 5.34 y 5.35).

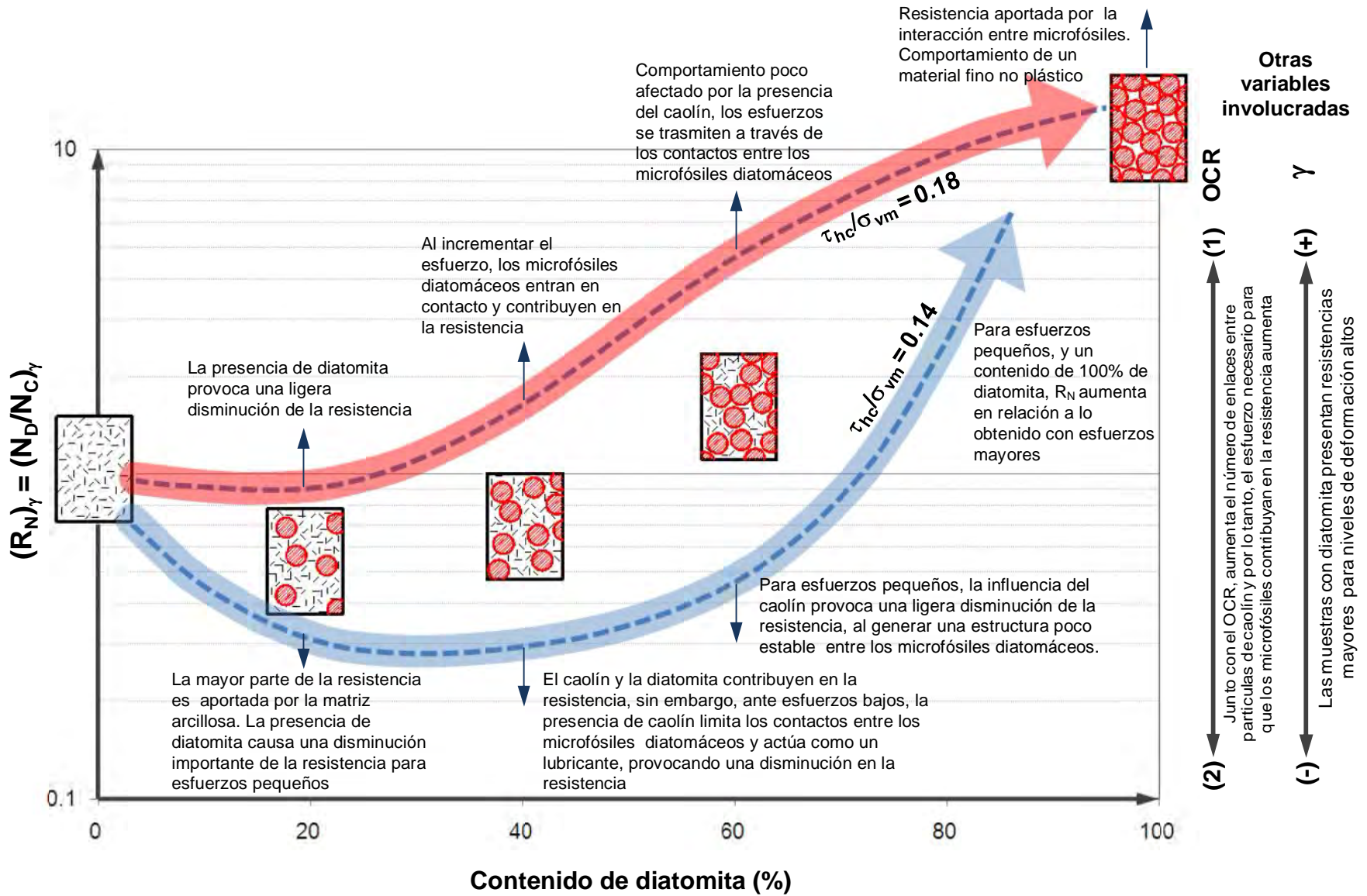


Figura 5.42 Efecto del contenido diatomita y relación de esfuerzos aplicada en la resistencia cíclica de las mezclas caolín-diatomita

En las muestras de 100% diatomita el comportamiento de los especímenes difiere al revisado anteriormente, ante relaciones de esfuerzo mayor, la resistencia obtenida es menor a la derivada de esfuerzos menores (Figura 5.38 y 5.39). Esto es un indicativo más de que ante relaciones de esfuerzo bajas, la presencia de caolín entre los microfósiles diatomáceos disminuye la resistencia de las mezclas.

5.5.2 Análisis de lazos de histéresis

A partir del análisis de los lazos de histéresis, generados durante la aplicación de carga cíclica a las muestras caolín-diatomita, se pueden realizar algunas observaciones adicionales a las presentadas desde el enfoque de deformaciones.

Para ello, en las figuras 5.43 a 5.46 se presenta la evolución de los lazos de histéresis para muestras normalmente consolidadas ($OCR= 1$) y preconsolidadas ($OCR= 2$). Para cada valor de OCR se eligieron dos relaciones de esfuerzo representativas para evaluar los resultados de forma similar al enfoque de deformaciones.

Muestras normalmente consolidadas ($OCR= 1$)

La Figura 5.43 muestra el comportamiento cíclico de las muestras C100:D0, C80:D20, C60:D40, C40:D60 y C0:D100, ante una relación de esfuerzos $\tau_{hc}/\sigma_{vm}' = 0.15$. La desviación estándar de la relación de esfuerzos real aplicada en estas muestras es de $s=0.005$, por lo tanto se puede considerar que los resultados pueden compararse de manera confiable.

La grafica de evolución de deformación angular con el número de ciclos (Figura 5.43a) muestra un comportamiento ya definido anteriormente. Cuando se aplican relaciones de esfuerzo menores en condiciones normalmente consolidadas, la resistencia de las mezclas que contienen diatomita es menor a la que presenta la muestra C100:D0. Dicha resistencia se va recuperando al aumentar el contenido de diatomita, sin embargo, para la relación de esfuerzos analizada, todas las muestras con diatomita fallaron antes de 100 ciclos, mientras que el espécimen C100:D0 no presentó deformaciones mayores a $\gamma = \pm 2\%$.

El análisis de los lazos de histéresis se realizó a partir de dos enfoques: para un número de ciclos, N (figuras 5.43b, 5.43c y 5.43d) y para una deformación angular específica, γ (figuras 5.43e y 5.43f).

Como ya se revisó en la sección 5.2 y 5.3, en todas las muestras el módulo G disminuye al aumentar el número de ciclos, lo cual representa el decremento de la rigidez del material ciclo a ciclo. De forma inversa, la relación de amortiguamiento, λ , aumenta con el número de ciclos, lo que se interpreta como el incremento en la capacidad de disipación de energía del material.

Para cada uno de los ciclos analizados (figuras 5.43b, 5.43c y 5.43d), el módulo G de las muestras C100:D0 es el más alto, el espécimen C0:D100 presenta el valor inmediato menor y le siguen las mezclas con 60%, 40% y 20% de diatomita. Comportamiento que está directamente relacionado con el nivel de deformación alcanzado en el ciclo de análisis, es decir, a mayor deformación menor valor de G.

El trabajo histerético (W), representado por el área del lazo de histéresis y que es equivalente a la energía disipada en el ciclo analizado, aumenta en las muestras con la mayor deformación alcanzada y valores de G menores. Por lo tanto para un mismo ciclo, las muestras con diatomita presentan la mayor disipación de energía.

Bajo un criterio de deformaciones (Figura 5.43e y 5.43f), para cada valor de γ seleccionado ($\pm 5\%$ y $\pm 9\%$) se observa un módulo G aproximadamente igual, sin embargo, los especímenes con menor contenido de diatomita presentan la mayor relación de amortiguamiento.

Estos resultados coinciden con investigaciones realizadas en limos arcillosos (Boulanger e Idriss, 2004), que mostraron que el incremento de arcilla en limos no plásticos provocan un incremento en la capacidad de disipación de energía. Esta característica puede observarse en las Figuras 5.41e y 5.41f como un incremento del trabajo histerético y relación de amortiguamiento cuando aumenta el contenido de caolín y disminuye la diatomita en las mezclas.

La Figura 5.44 muestra el comportamiento cíclico de las mezclas caolín-diatomita ante una relación de esfuerzos mayor a la analizada anteriormente e igual a $\tau_{hd}/\sigma_{vm}' = 0.20$.

En este caso, se confirman las observaciones de secciones anteriores. La resistencia de la mezcla C80:D20 es ligeramente menor a la que presenta la muestra C100:D0, sin embargo al aumentar el contenido de diatomita, la resistencia se incrementa de manera importante (Figura 5.44a).

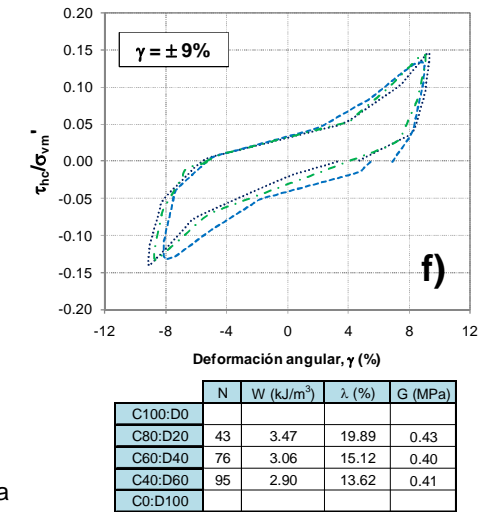
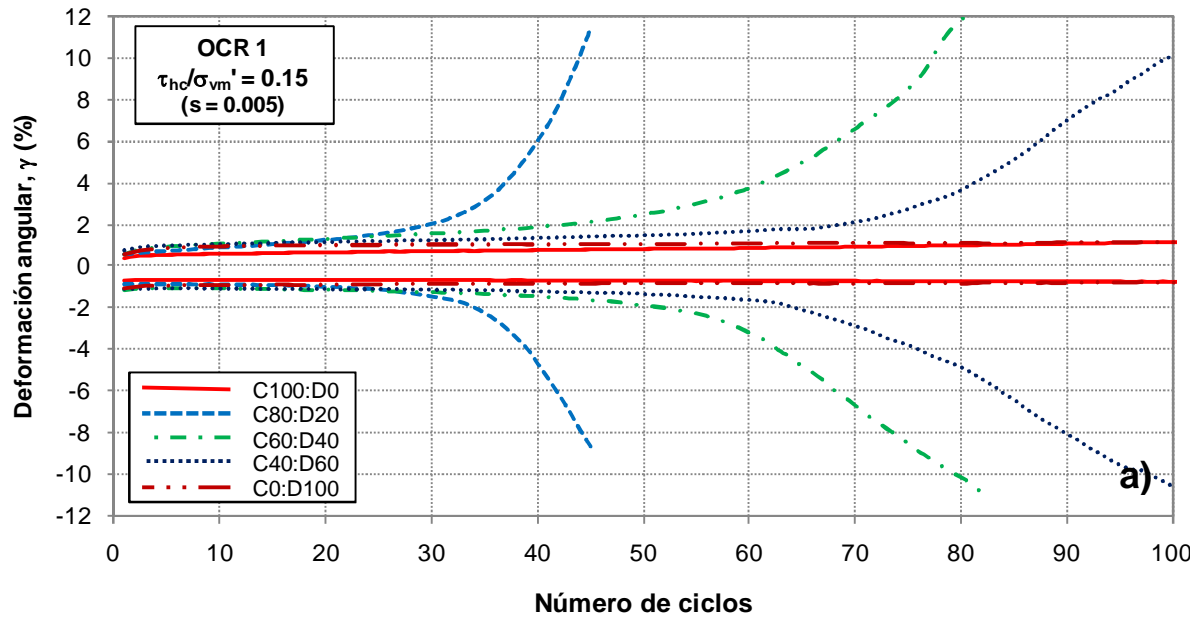
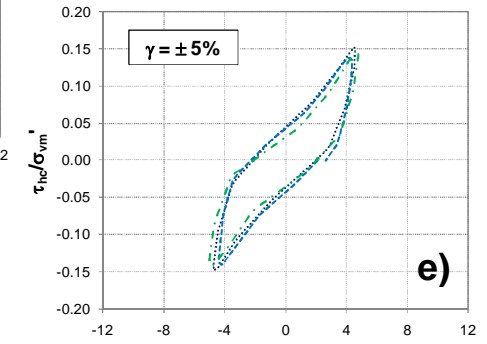
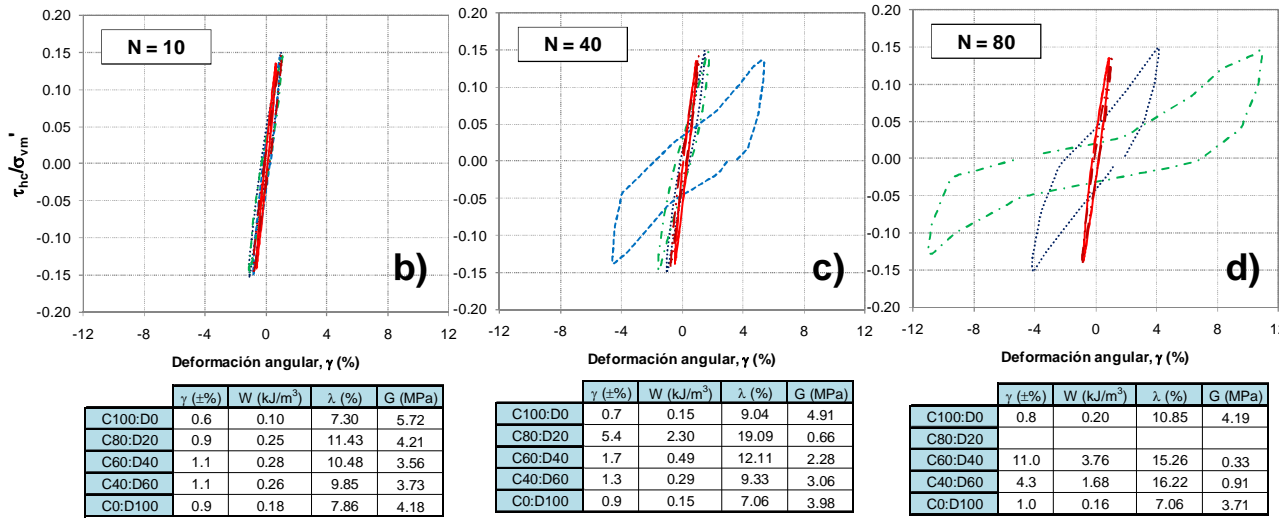


Figura 5.43 Comportamiento cíclico de muestras con OCR= 1 y $\tau_{hc}/\sigma_{vm}' = 0.15$ para diferentes contenidos de diatomita

Debido a los altos niveles de deformación alcanzados ante esta relación de esfuerzos, los valores de G en un ciclo dado, son menores que los generados con una relación de esfuerzos menor. Al igual que en la Figura 5.43, los valores de G disminuyen al aumentar el ciclo analizado.

Para la mezcla C40:D60 se observa una característica peculiar para la relación de amortiguamiento obtenida ciclo a ciclo. Como se analizó en secciones anteriores, para una relación de esfuerzos alta y contenidos de diatomita de 40% o mayores, la forma de la curva de deformación cambia sustancialmente y la velocidad de deformación disminuye. Por otro lado, es característica común que el valor de λ aumente con el número de ciclos (Figura 5.43a, 5.43b y 5.43c), sin embargo, las peculiaridades en el comportamiento de la mezcla con 60% de diatomita, produce que la relación de amortiguamiento presente una disminución para deformaciones mayores al $\pm 5\%$ (comparar valor de λ en las figuras 5.44a, 5.44b y 5.44c).

De acuerdo con el concepto de la relación de amortiguamiento, esta representa el porcentaje de la energía potencial almacenada en el suelo que es disipada debido al esfuerzo cíclico aplicado ($\lambda = \text{energía disipada} / \text{energía potencial disponible}$). Cuando se alcanzan valores de λ altos (20% a 25% para suelos con índices de plasticidad bajos) el suelo alcanzará deformaciones importantes (ver λ para la muestra C100:D0 en la Figura 5.44b).

La energía disipada (W) aumenta ciclo a ciclo en la muestra con 60% de diatomita, sin embargo la relación de amortiguamiento disminuye. Esto sólo se puede traducir en un incremento de la energía potencial disponible, causada por el reacomodo de partículas ante deformaciones grandes y la trabazón entre ellas (interlocking).

Una de las características que presentan los materiales granulares no plásticos cerca de la licuación, es que el lazo de histéresis exhibe una forma plana en su porción media (Boulanger e Idriss, 2004), al aumentar el contenido de diatomita en las muestras y para deformaciones angulares grandes ($\pm 9\%$), la parte central de los lazos de histéresis comienza a reducirse y tiende a la horizontal (Figura 5.44f). En esta figura se puede comparar el lazo de histéresis para la muestra de C100:D0 y C40:D60, se observa un decremento en el área del lazo (W disminuye) para la muestra con diatomita, mientras que la parte central de su lazo presenta una geometría más plana (alineada con la relación de esfuerzo cero). Estos son indicativos del cambio de comportamiento en las muestras y como al aumentar el contenido de diatomita, la mezcla presenta características de un suelo granular no plástico.

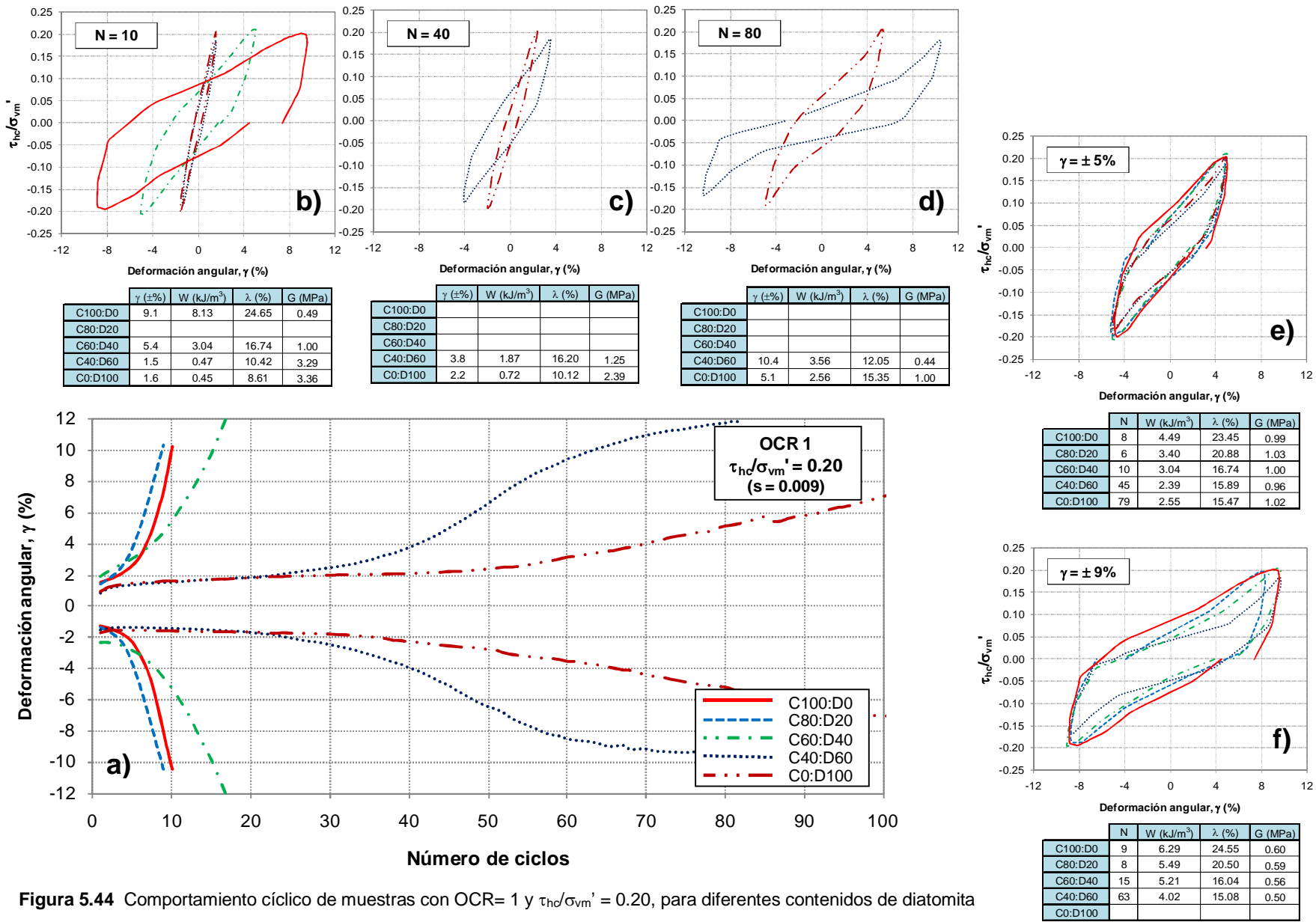


Figura 5.44 Comportamiento cíclico de muestras con OCR=1 y $\tau_{hc}/\sigma_{vm}' = 0.20$, para diferentes contenidos de diatomita

Muestras preconsolidadas (OCR= 2)

En la Figura 5.45 se presenta el comportamiento cíclico de las muestras C100:D0, C80:D20 y C40:D60, ante una relación de esfuerzos $\tau_{hc}/\sigma_{vm}' = 0.11$. No se presentan las muestras C60:D40 y C0:D100 debido a que no se tienen pruebas que puedan ser comparadas de manera confiable para este nivel de esfuerzos.

La resistencia de las muestras disminuye al aumentar el contenido de diatomita. Se conservan otras características como la degradación de G con el número de ciclos y el consecuente aumento de W y λ . Sin embargo para un contenido de 60% de diatomita y deformaciones mayores a $\pm 5\%$ (ciclo 70, Figura 5.45c), se observa el mismo comportamiento del espécimen con $OCR = 1$ ante esfuerzos altos (Figura 5.44c). Donde aún con el incremento de W se observa una disminución de λ .

En la Figura 5.45f se identifica de manera clara el efecto del contenido de diatomita en la geometría de los lazos de histéresis, los cuales presentan una forma plana en la región central y un valor de W bajo.

Al aplicar una relación de esfuerzos mayor en las muestras preconsolidadas, se observa de igual manera una disminución de la resistencia al aumentar el contenido de diatomita, sin embargo para un 60% de diatomita ya se observa una mejora del comportamiento en especial para niveles de deformación altos (Figura 5.46a).

En este caso las muestras con 40% y 60% de diatomita presentan una disminución de la relación de amortiguamiento al aumentar el nivel de deformación (Figuras 5.46b, 5.46c y 5.46d).

El análisis para un mismo nivel de deformaciones (Figuras 5.46e y 5.46f) indica que al aumentar el contenido de diatomita la disipación de energía disminuye (W) mientras el valor de G permanece aproximadamente constante.

Como se concluyó en el apartado de análisis por deformaciones, es claro que el comportamiento de las mezclas caolín diatomita presentan un cambio de comportamiento en función de la relación de esfuerzos aplicada, OCR y nivel de deformaciones analizado. En las secciones siguientes se presenta un análisis más detallado de la degradación del módulo G y la evolución del trabajo histerético, que permitirán evaluar este cambio de comportamiento desde otro enfoque.

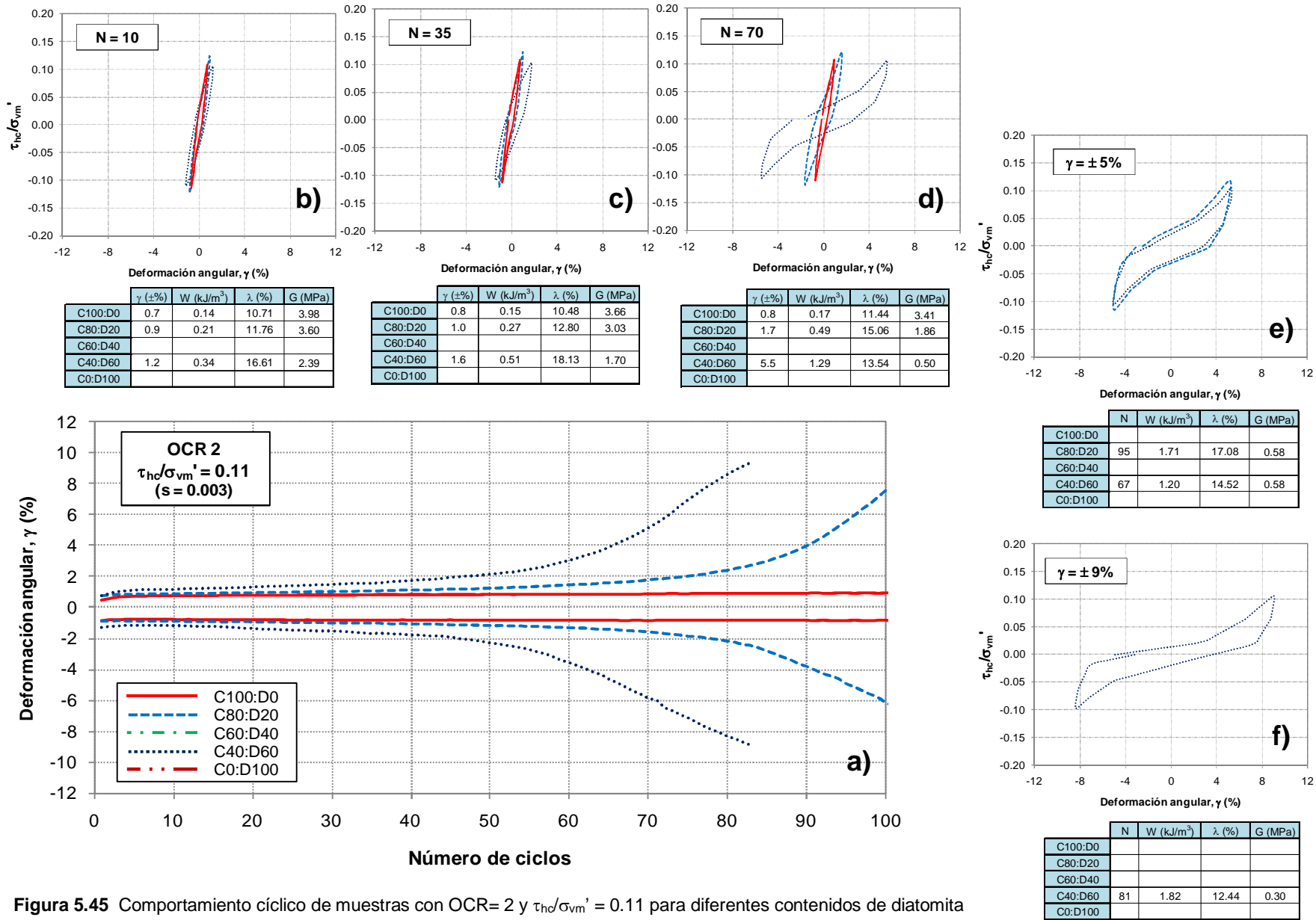


Figura 5.45 Comportamiento cíclico de muestras con OCR=2 y $\tau_{hc}/\sigma_{vm}' = 0.11$ para diferentes contenidos de diatomita

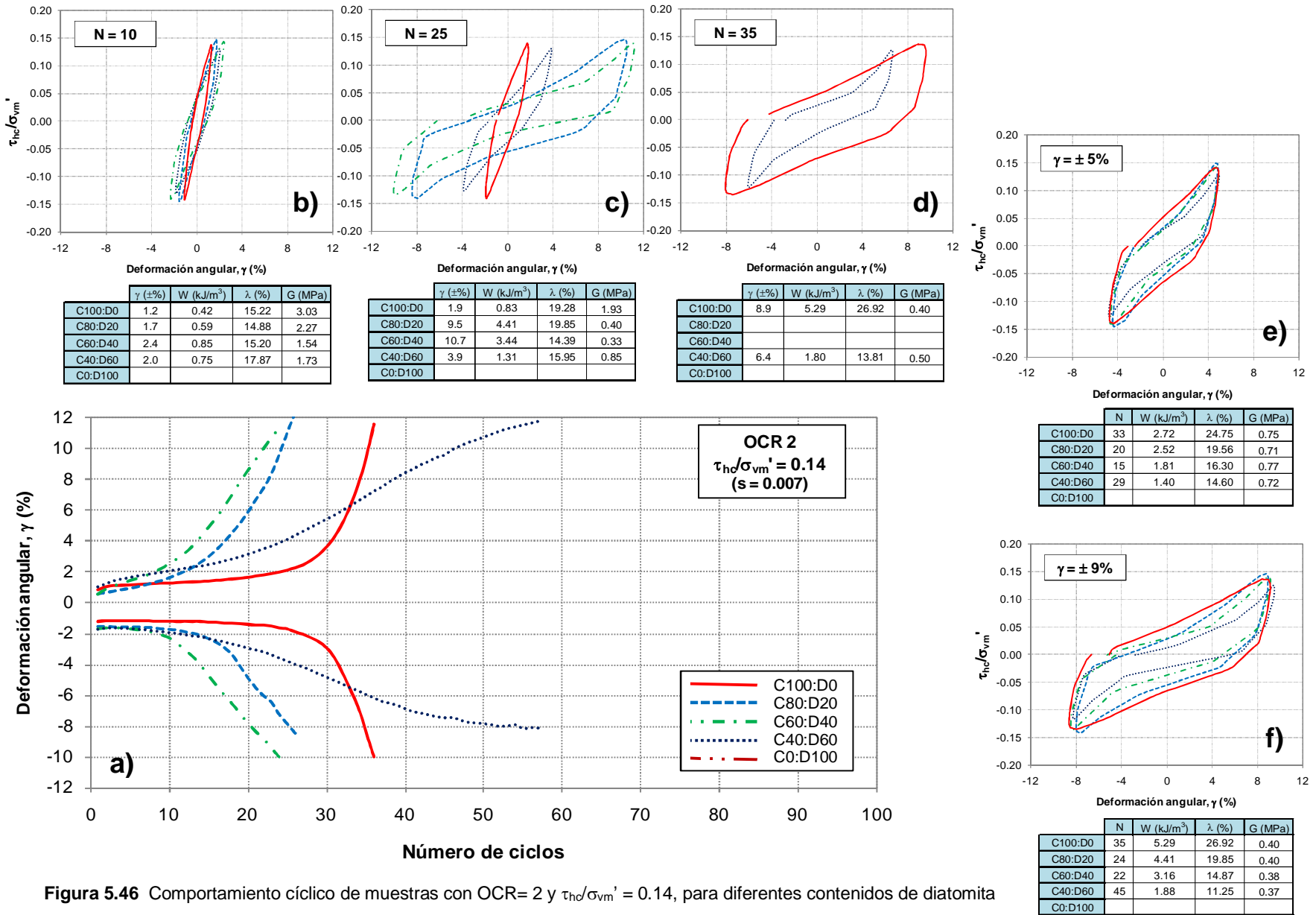


Figura 5.46 Comportamiento cíclico de muestras con OCR=2 y $\tau_{hc}/\sigma'_{vm} = 0.14$, para diferentes contenidos de diatomita

5.5.3 Degradación del módulo de rigidez (G)

Los valores del módulo G ciclo a ciclo (G_N), normalizados con respecto al módulo G inicial obtenido (G_1) en cada espécimen, proporcionan una forma adecuada para comparar la degradación de la rigidez para cada contenido de diatomita y relación de esfuerzos empleada. (Figuras 5.58 a 5.65)

Para analizar cuantitativamente la degradación del módulo G normalizado, se buscó un modelo que presentara un ajuste adecuado en el rango de G_N/G_1 de 1 a 0.5, para contenidos de diatomita de 0 a 60%. La elección de este rango de análisis está basado en un criterio de aplicación práctica, ya que los especímenes que presentan una degradación normalizada mayor a $G_N/G_1 = 0.5$ exhiben niveles de deformación muy altos. Por otro lado se establece como límite el 60% de diatomita ya que hasta dicho porcentaje, los especímenes fueron fabricados bajo las mismas condiciones.

Los modelos de degradación revisados y su ajuste con los valores experimentales obtenidos se describen a continuación.

El modelo de degradación de la rigidez propuesto inicialmente por Idriss *et al.* (1978), para una condición de deformación controlada en corte simple está dado por:

$$\delta_D = \frac{G_N}{G_1} = \frac{(\tau_a)_N / \gamma_a}{(\tau_a)_1 / \gamma_a} = \frac{(\tau_a)_N}{(\tau_a)_1} \quad (5.2)$$

Donde, δ_D representa el parámetro de degradación, γ_a es la deformación angular cíclica aplicada, mientras que $(\tau_a)_1$ y $(\tau_a)_N$ representan el esfuerzo cortante cíclico en el primero y enésimo ciclo.

La relación anterior se puede escribir en términos de un parámetro de degradación t , que indica la pendiente de la línea recta en escala log-log, con la que varía el parámetro de degradación ciclo a ciclo:

$$\delta_D = N^{-t} \quad (5.3)$$

Yasuhara *et al.* (1997), propuso un modelo para limos plásticos que presenta una tendencia lineal en escala semi-logarítmica

$$\delta_D = \frac{G_N}{G_1} = 1 - t \log_{10} N \quad (5.4)$$

Se ha encontrado experimentalmente que el valor del parámetro de degradación t , depende de la deformación cíclica aplicada, el índice de plasticidad y el OCR. Pyke (1992) propuso el modelo hiperbólico del parámetro de degradación a partir de la deformación angular aplicada

$$t = s(\gamma_a)^r \quad (5.5)$$

Donde los parámetros s y r son constantes de ajuste.

Los modelos de degradación mencionados, dan resultados aceptables para suelos cohesivos, pero no así para suelos granulares con finos no plásticos (Matasovic y Vucetic, 1995). En esta investigación se requirió de un modelo con un rango de aplicación que incluyera suelos arcillosos (caolín) y la mezcla de arcillas con finos no plásticos (caolín-diatomita).

Se tomó entonces como base, un modelo no lineal en el espacio semi-logarítmico propuesto inicialmente por Sharma y Fahey (2003a, 2003b) para suelos cementados, el cual se expresa como:

$$\frac{G_N}{G_1} = 1 - \alpha(N - 1) \quad (5.6)$$

Donde α representa la pendiente de la línea recta que mejor se ajusta a los datos experimentales y es similar al parámetro de degradación propuesto inicialmente por Idriss *et al.* (1978).

Como ejemplo, en la Figura 5.47 se encuentran los datos experimentales para una prueba típica C100:D0, a la cual se aplicó un esfuerzo cíclico normalizado de $\tau_{cyc}/\sigma_{vm}'=0.14$. Se muestran también los ajustes para la degradación del módulo G con el modelo de Idriss *et al.* (1978) y Yasuhara *et al.* (1997), los cuales resultaron poco adecuados para el rango G_N/G_1 de interés (1 a 0.5).

En la misma figura aparece el ajuste para el modelo de Sharma y Fahey (2003), el cual presenta la curvatura apropiada para los datos experimentales en el espacio semi-logarítmico, sin embargo, durante los ciclos 1 a 50 se observa que el ajuste no es adecuado. Esto se debe a que el modelo es aplicable para suelos cementados, los cuales presentan un comportamiento aproximadamente lineal durante los primeros ciclos y posteriormente una degradación súbita.

Tomando el modelo de Sharma y Fahey como base, el ajuste de los primeros ciclos se realizó incluyendo un exponente β a la expresión original:

$$\frac{G_N}{G_1} = 1 - \alpha(N - 1)^\beta \quad (5.7)$$

El comportamiento de esta expresión al variar el exponente β , se ilustra en la figura 5.48, donde se muestran los mejores ajustes a los datos experimentales para $\beta = 1, 0.7, 0.5$ y 0.3 y su coeficiente de determinación respectivo ($r^2 \approx 1$ representa una buena calidad de ajuste).

Al incrementar el valor de β el tramo lineal de la curva de degradación se reduce y para este ejemplo, se observa que un valor de $\beta = 0.7$ presenta el ajuste más adecuado.

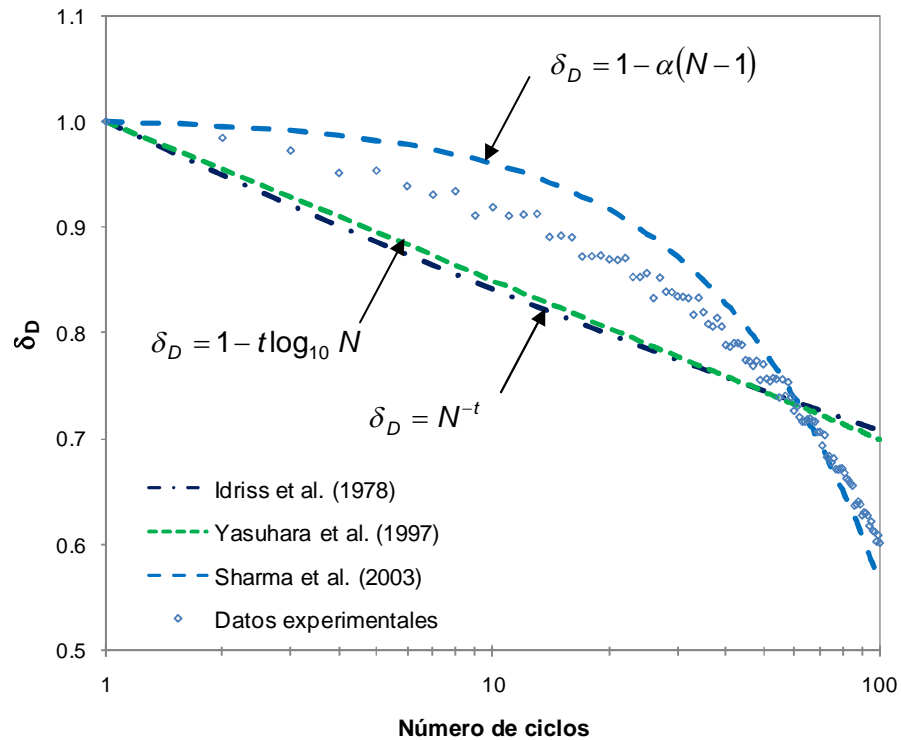


Figura 5.47 Ajuste de diferentes modelos de degradación del módulo G

Manteniendo el exponente β constante y variando el coeficiente α , se puede revisar el comportamiento de este modelo (Figura 5.49). El valor del coeficiente α representa el patrón de degradación de suelo, tiende a cero para aquellas muestras que no presentan degradación en el número de ciclos aplicados y se incrementa al aumentar la degradación del espécimen ante una relación de esfuerzos dada.

Con esta ecuación de ajuste, se analizaron cada una de las pruebas realizadas en muestras preconsolidadas y normalmente consolidadas 100C:0D, 80C:20D, 60C:40D y 40C:60D. A continuación se describe la metodología seguida para encontrar la variación de α y β con respecto a la relación de esfuerzos y contenido de diatomita.

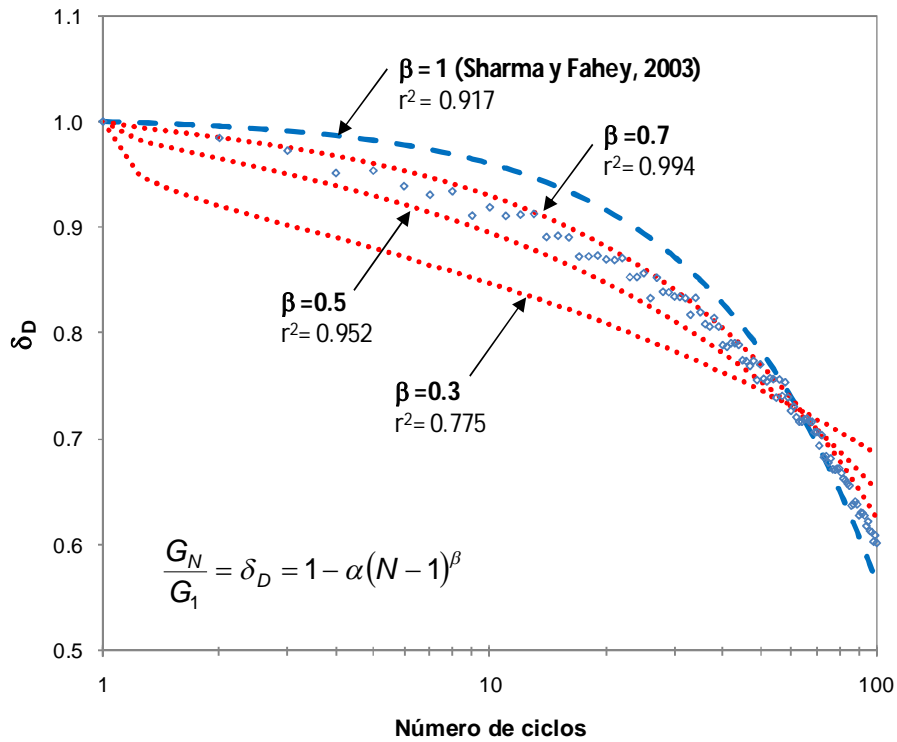


Figura 5.48 Efecto de la variación del exponente β en la expresión 5.7

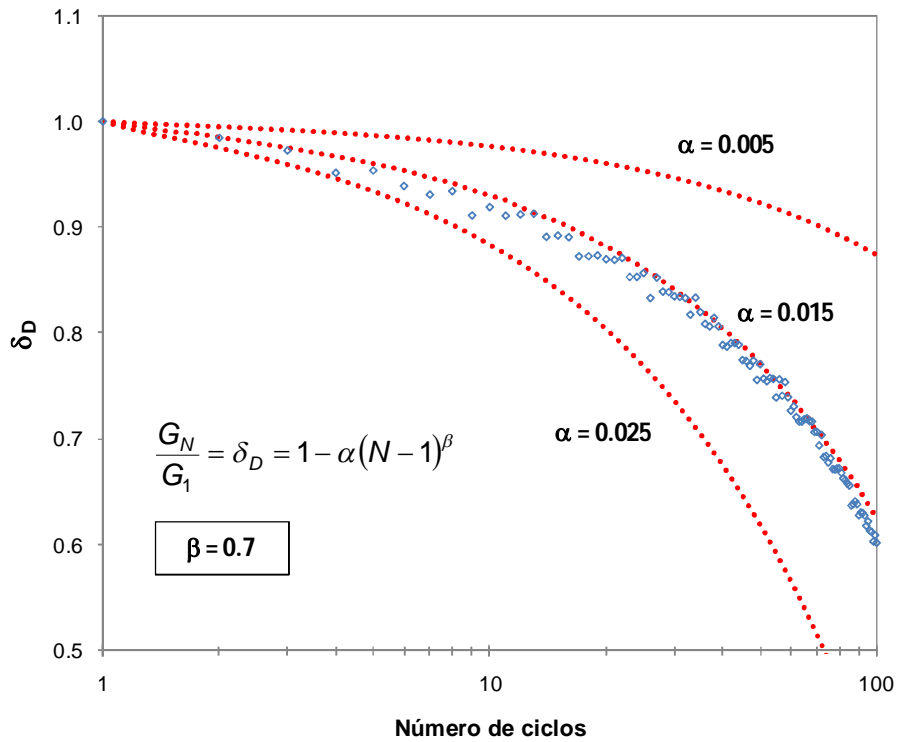


Figura 5.49 Efecto de la variación del coeficiente α para un β constante en la expresión 5.7

Determinación del exponente β

Para determinar el valor del exponente β más adecuado, se revisó inicialmente el mejor ajuste al aplicar la expresión 5.7 sobre los datos experimentales de cada una de las pruebas. La evaluación del ajuste se realizó a partir de un análisis numérico por mínimos cuadrados, el cual se optimizó empleando el software comercial TableCurve 2D^{MR}.

Para el análisis de este exponente, se construyó la Figura 5.50, en la cual se dibujan el esfuerzo cíclico normalizado (τ_{hc}/τ_{sf}), contra el exponente β . El valor más adecuado de dicho exponente para cada relación de esfuerzos empleada, se determinó encontrando el valor de β en la expresión 5.7 que originara el valor del coeficiente de determinación más adecuado ($r^2 \approx 1$) y el mejor ajuste durante los primeros ciclos.

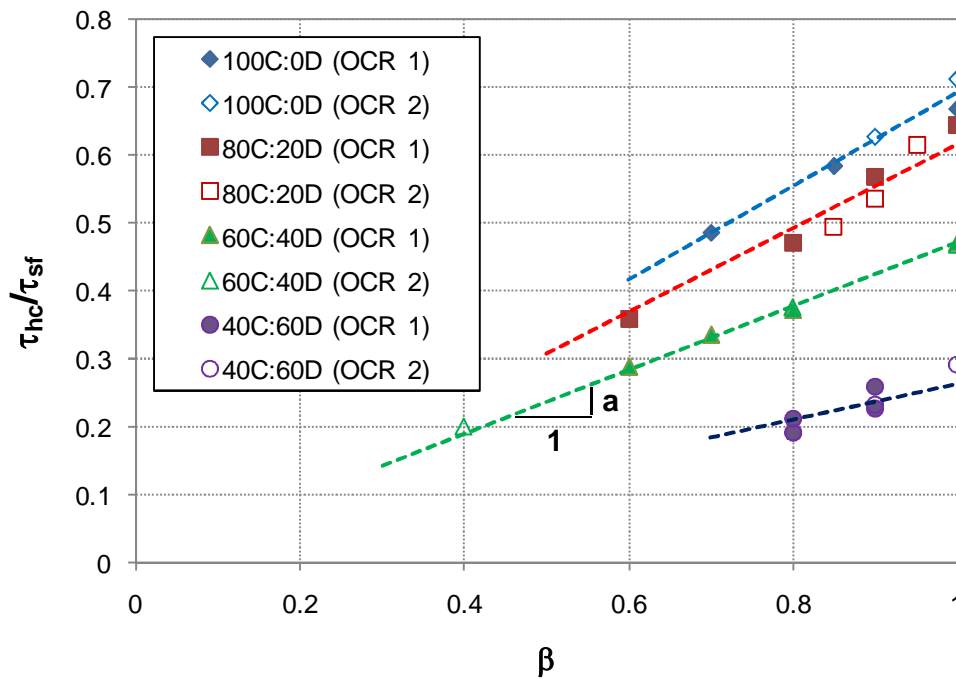


Figura 5.50 Variación del exponente β para diferentes contenidos de diatomita y esfuerzos cíclicos aplicados (Muestras con OCR= 1 y 2)

Para no afectar estas tendencias, se eliminaron del análisis las pruebas en las que se aplicó el máximo esfuerzo cíclico de cada serie y donde la muestra alcanzó la falla en pocos ciclos (menos de 15), ya que el mejor ajuste de estas pruebas se obtuvo con un valor de $\beta = 1$ para todos los casos (p. ej., se eliminó la prueba C80:D20 y OCR=2, con un esfuerzo cíclico normalizado $\tau_{hc}/\tau_{sf}=0.76$. El valor de β para obtener el mejor ajuste se tomó igual a 1).

De acuerdo con el análisis realizado, las muestras con OCR= 1 y 2 para un mismo contenido de diatomita, pueden ajustarse a una sola tendencia representada por una línea recta que

pasa por cero (Figura 5.50), lo cual no se presentó al normalizar los esfuerzos de la forma τ_{hc}/σ_{vm}' . Por otra parte, se debe tener cuidado al extrapolar estas tendencias para relaciones de esfuerzo (τ_{hc}/τ_{sf}) menores a las mostradas para cada contenido de diatomita, ya que existe un límite inferior de esfuerzo para cada mezcla (el cual no fue determinado con precisión en este estudio) bajo el cual ya no se observa degradación alguna, y donde el valor de β se mantiene constante.

El exponente β se incrementa junto con el esfuerzo cíclico aplicado para todos los casos y es posible determinar una pendiente "a" para cada contenido de diatomita (Figura 5.50). Dicha pendiente es igual al valor del esfuerzo normalizado en la intersección de la recta de ajuste con $\beta = 1$ y, por lo tanto, el valor de la pendiente se incrementa al disminuir el contenido de diatomita.

En la Figura 5.51 se dibujaron los valores de la pendiente "a" contra el contenido de diatomita, el cual será representado como Ω , en lo subsecuente.

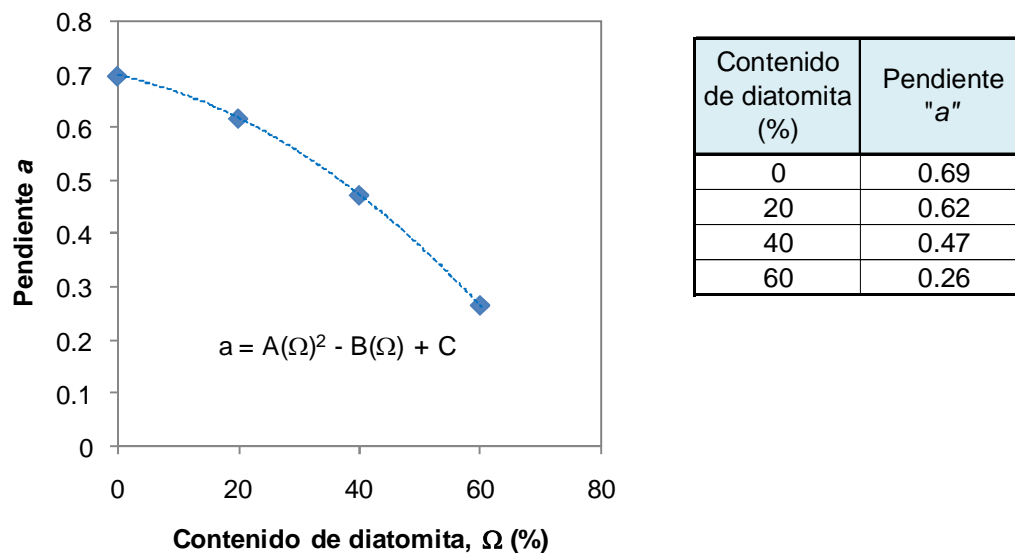


Figura 5.51 Variación de la pendiente "a" con el contenido de diatomita (Ω)

Para el caso particular de las muestras empleadas, el ajuste cuadrático de la ecuación 5.7 se puede tomar como válido para determinar la pendiente "a", sin embargo, esta ecuación se encuentra en función de la plasticidad del material arcilloso, tipo de diatomita empleada y del esfuerzo vertical de consolidación máximo. Los valores de las constantes A, B y C válidos para nuestro problema en particular se muestran a continuación:

$$a = A(\Omega)^2 + B(\Omega) + C \tag{5.8}$$

Donde:

$$A = -9 \times 10^{-5}$$

$$B = -0.0019$$

$$C = 0.7092$$

A partir de la pendiente “a”, que está en función del contenido de diatomita (Ω), es posible determinar el exponente β auxiliándose de la figura 5.50.

$$\beta = \frac{(\tau_{hc}/\tau_{sf})}{a} \quad (5.9)$$

Determinación del coeficiente α

Conocido el exponente β para cada contenido de diatomita y relación de esfuerzos, se buscó el mejor ajuste de α mediante un análisis numérico por mínimos cuadrados, empleando el software comercial TableCurve 2D^{MR}.

Los mejores ajustes de α y β a partir de la ecuación 5.7 en muestras normalmente consolidadas y preconsolidadas se presentan en las figuras 5.52 y 5.53 respectivamente. Las relaciones de esfuerzo empleadas para ejemplificar este ajuste corresponden a las presentadas en la sección 5.5.2, $\tau_{hc}/\sigma_{vm}' = 0.15$ y 0.20 en muestras con $OCR = 1$ y $\tau_{hc}/\sigma_{vm}' = 0.11$ y 0.14 en muestras con $OCR = 2$.

Para comparar la degradación del módulo G a partir del coeficiente α , para un mismo OCR y diferentes contenidos de diatomita, se empleó el esfuerzo cíclico normalizado con respecto al esfuerzo vertical máximo aplicado (τ_{hc}/σ_{vm}'), el cual se graficó contra α (Figuras 5.54 y 5.55).

En la figura se muestran las líneas de tendencia para cada contenido de diatomita, las cuales se ajustaron a una ecuación logarítmica de tipo:

$$\frac{\tau_{hc}}{\sigma_{vm}'} = b \cdot \ln(\alpha) + c \quad (5.10)$$

Donde “b”, representa la pendiente logarítmica de la línea de tendencia y “c” es la intersección de la recta con un valor de $\alpha = 1$. Sus valores se indican en las figuras 5.54 y 5.55.

A partir de estas figuras y junto con las tendencias encontradas para cada contenido de diatomita, se puede llegar a varias conclusiones considerando el significado del coeficiente α , el cual se ilustró en la Figura 5.49:

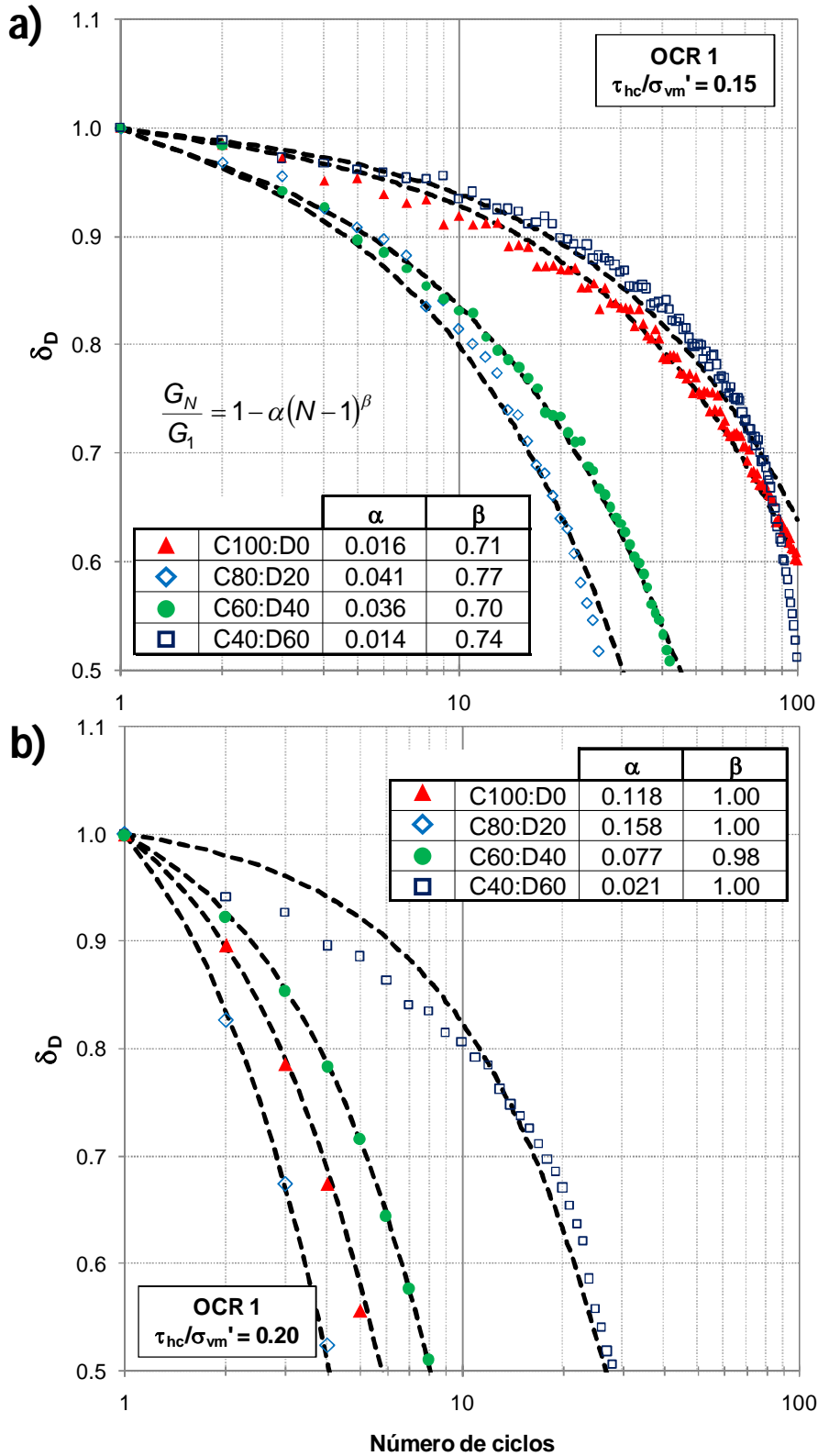


Figura 5.52. Variación de G_N/G_1 con el número de ciclos en muestras normalmente consolidadas. a) $\tau_{hc}/\sigma_{vm}' = 0.15$, b) $\tau_{hc}/\sigma_{vm}' = 0.20$. Mejores ajustes de α y β en la ecuación 5.7

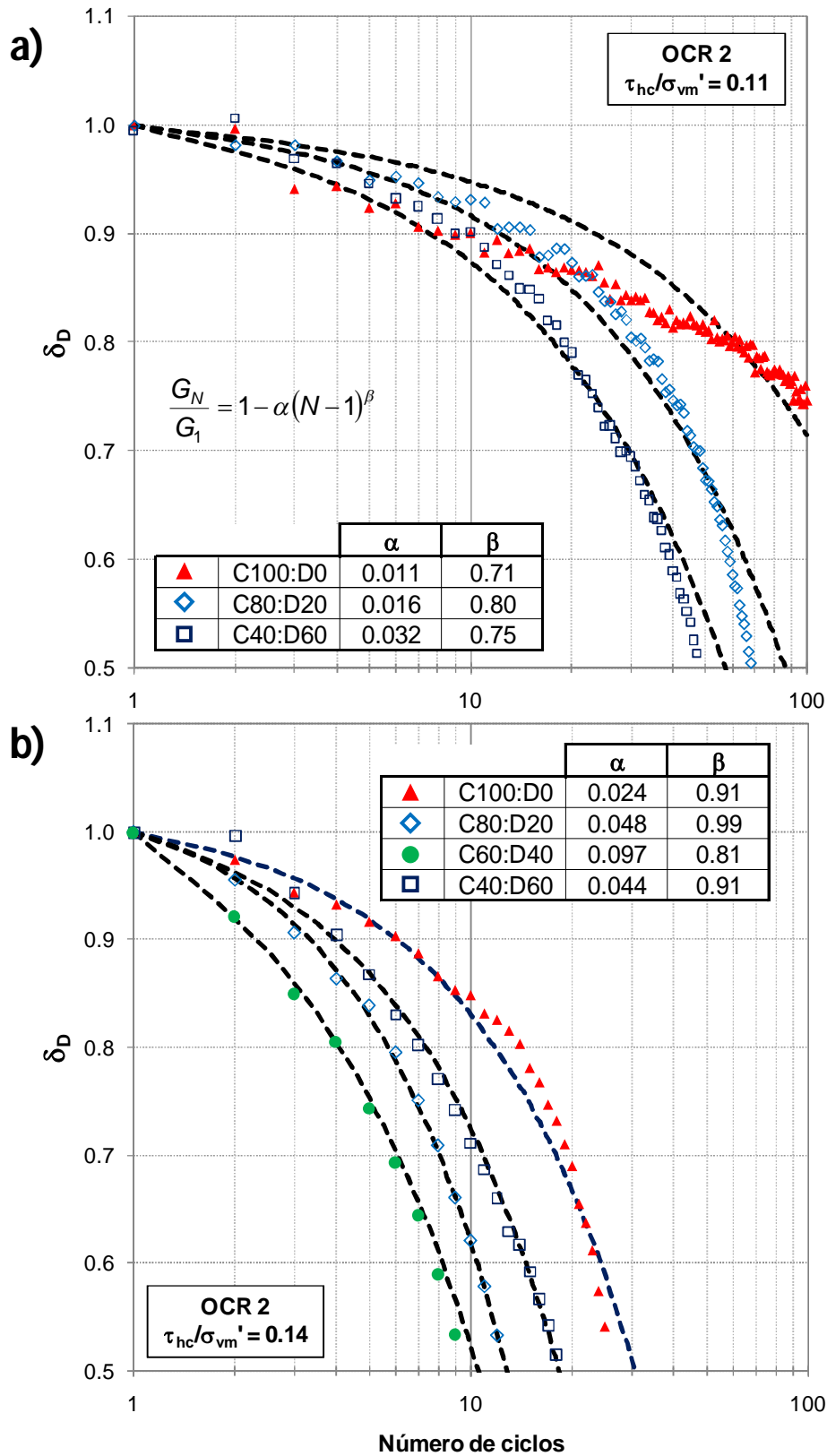


Figura 5.53. Variación de G_N/G_1 con el número de ciclos en muestras preconsolidadas. a) $\tau_{hc}/\sigma_{vm}' = 0.11$, b) $\tau_{hc}/\sigma_{vm}' = 0.24$. Mejores ajustes de α y β en la ecuación 5.7

- Cuando el contenido de diatomita aumenta en las mezclas, se incrementa la pendiente de las líneas de tendencia. Esto quiere decir que el material es menos sensible al aumento de la relación de esfuerzos cíclicos aplicada y la eventual degradación de la rigidez, cuando se incrementa el contenido de diatomita.

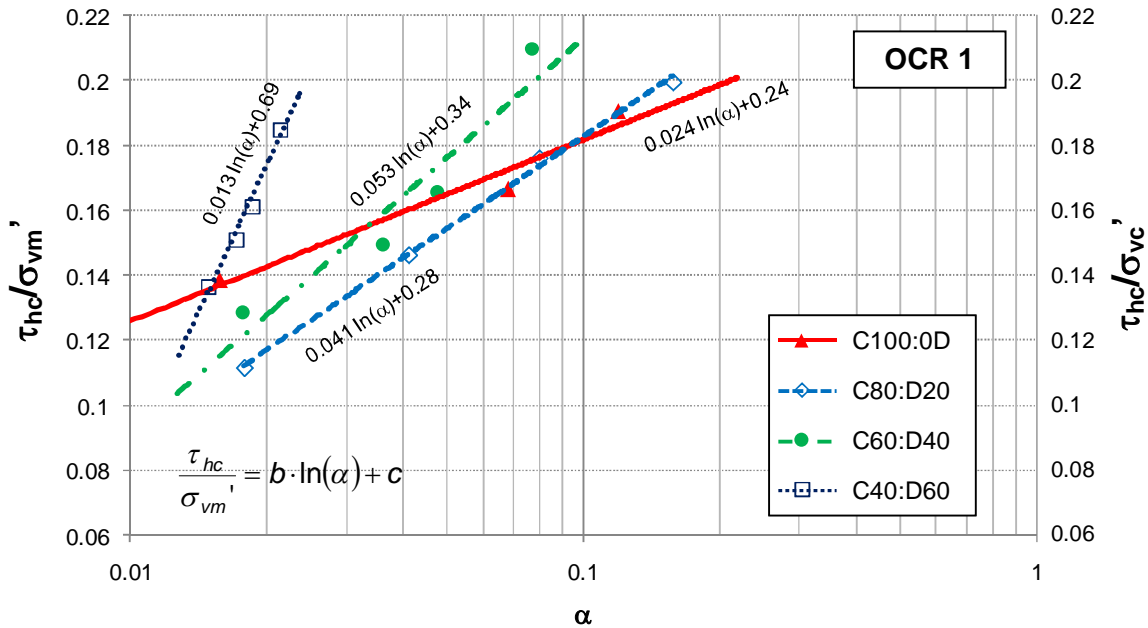


Figura 5.54 Variación α para diferentes contenidos de diatomita y esfuerzos cíclicos aplicados. Muestras con OCR=1

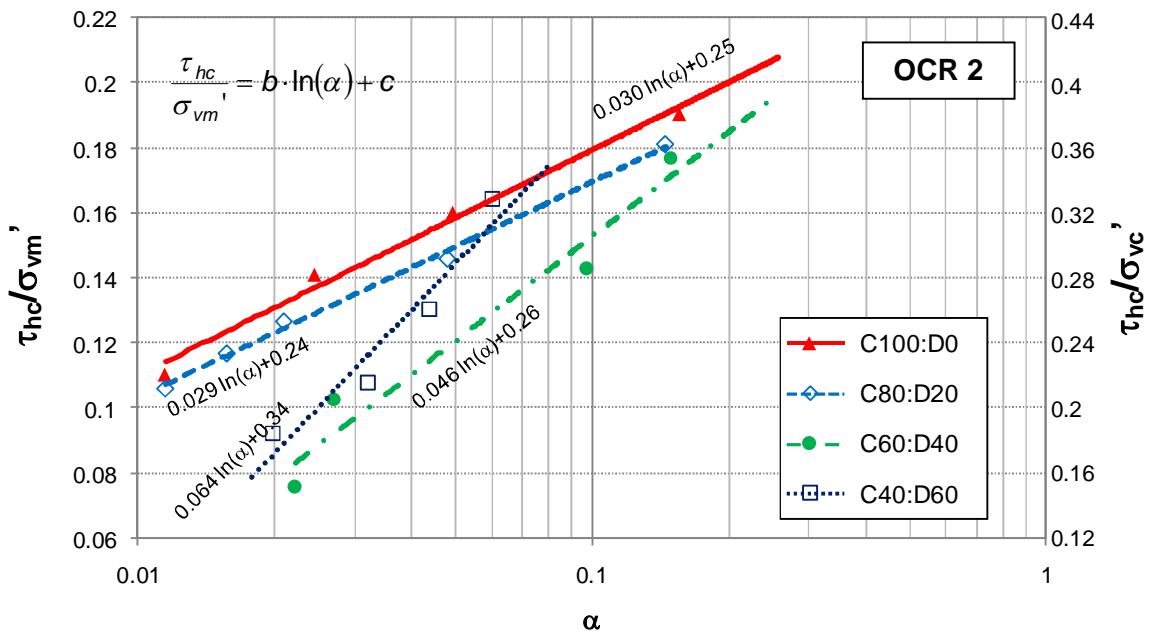


Figura 5.55 Variación α para diferentes contenidos de diatomita y esfuerzos cíclicos aplicados. Muestras con OCR=2

- Para el caso de las muestras con un $OCR=1$, se presentaron diferentes comportamientos dependiendo del esfuerzo cíclico aplicado. Se puede observar que para cada contenido de diatomita existe un esfuerzo umbral, el cual define un cambio en el comportamiento del material en relación a la muestra de 100% caolín. Debajo de este esfuerzo la mezcla caolín-diatomita presenta una degradación mayor que las muestras 100C:0D ($\alpha_{caolín} < \alpha_{caolín-diatomita}$), mientras que para relaciones de esfuerzo mayores a este umbral, la mezcla presenta menor degradación ($\alpha_{caolín} > \alpha_{caolín-diatomita}$),

Las muestras 80C:20D ante esfuerzos mayores a $\tau_{hc}/\sigma_{vm}' = 0.18$, presentan menor degradación que las 100C:0D, sin embargo, para esfuerzos menores al mencionado, se presenta una degradación mayor en la muestra con diatomeas. Este mismo comportamiento se observa para las muestras 60C:40D y 40C:60D, donde se define una relación de esfuerzos umbral para $\tau_{hc}/\sigma_{vm}' = 0.16$ y 0.14 respectivamente.

Se puede concluir que la relación de esfuerzos umbral (τ_{hc}/σ_{vm}') necesaria para obtener una degradación menor que la del caolín, disminuye al aumentar el contenido de diatomita.

- Al interpolar las líneas de tendencia para muestras con un $OCR=2$, también se observan esfuerzos umbrales que marcan un cambio en el comportamiento con respecto a las muestras 100C:0D, sin embargo, su valor se incrementa con respecto a las muestras normalmente consolidadas y para los especímenes 60C:40D y 40C:60D, se puede establecer un esfuerzo umbral en $\tau_{hc}/\sigma_{vm}' = 0.21$ y 0.17 respectivamente. Para el caso de las muestras 80C:20D, no puede encontrarse un esfuerzo umbral con los datos experimentales e incluso, la pendiente de la línea de tendencia es ligeramente menor a la de 100C:0D.
- Para evaluar la degradación del módulo G bajo un mismo esfuerzo de consolidación en las muestras con $OCR= 1$ y 2 , se muestra en las figuras 5.54 y 5.55 la normalización τ_{hc}/σ_{vc}' , bajo la cual se puede observar que las muestras preconsolidadas presentan menor degradación que las normalmente consolidadas.

De acuerdo con los puntos anteriores, al analizar el comportamiento de los especímenes bajo un enfoque de degradación de la rigidez, se obtienen resultados similares a los del enfoque de deformaciones ya que es posible identificar un umbral de cambio en el comportamiento con respecto a la muestra de 100% caolín. No obstante, existe una ventaja en el análisis por degradación, ya que la variable de nivel de deformación se encuentra implícita en el modelo de

degradación empleado y por lo tanto el comportamiento sólo queda en función de la relación de esfuerzos, OCR y contenido de diatomita.

Para adecuar el modelo de degradación propuesto (Ecuación 5.7) y obtener el parámetro α en función del contenido de diatomita (Ω), se graficaron los parámetros “ b ” y “ c ” de la ecuación 5.10, para cada una de las líneas de tendencias de las figuras 5.54 y 5.55, contra el contenido de diatomita. A continuación se describen los resultados encontrados.

El coeficiente “ b ” graficado contra el contenido de diatomita para muestras con OCR= 1 y 2, se muestra en la Figura 5.56. Como se explicó antes, este coeficiente representa la pendiente de las líneas de tendencia de las figuras 5.54 y 5.55. En el caso de las muestras normalmente consolidadas, se observa que dicha pendiente se incrementa con el contenido de diatomita. En las muestras preconsolidadas, este aumento se presenta en una escala menor y para la serie de datos 80C:20D se registró un ligero decremento de la pendiente con respecto a las muestras de 100C:0D.

La pendiente “ b ” varía dependiendo del valor de OCR y puede considerarse que al incrementar el contenido de diatomita a partir de un 20%, la pendiente “ b ” disminuye al aumentar el OCR, lo cual se hace más evidente para un contenido de diatomita de 60% (Figura 5.56).

En la figura se dibujaron las tendencias para las series con OCR= 1 y 2, la cuales se ajustaron a una ecuación de tipo:

$$\ln(b) = D + E(\Omega)^{1.5} \quad (5.11)$$

Con esta ecuación, se consiguió representar un incremento gradual de la pendiente “ b ” a partir del valor encontrado para las muestras C100:D0.

Los valores de las constantes D y E son dependientes del OCR y el mejor ajuste se encontró para los siguientes valores:

$$D_{OCR1} = -3.674$$
$$E_{OCR1} = 0.0035$$

$$D_{OCR2} = -3.563$$
$$E_{OCR2} = 0.0018$$

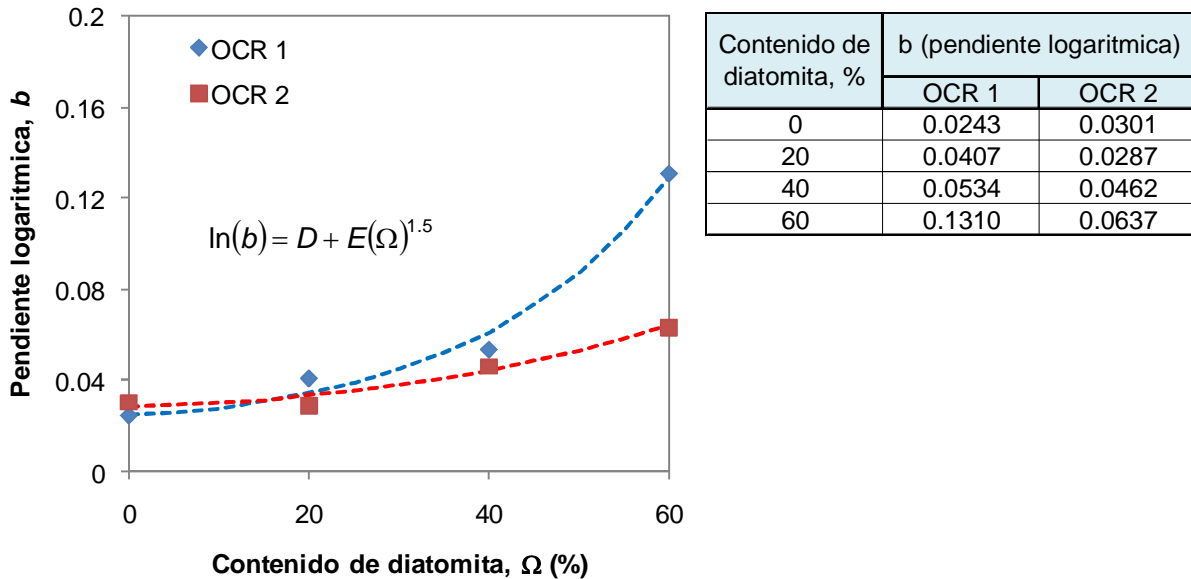


Figura 5.56 Variación de la pendiente “b” con el contenido de diatomita y el OCR

El coeficiente “c”, que representa la intersección de las líneas de tendencia en las figuras 5.54 y 5.55 con $\alpha=1$, también presenta variaciones dependiendo del valor de OCR, tal como se muestra en la figura 5.57.

En la figura se dibujan las tendencias de los datos obtenidos para muestras con OCR= 1 y 2, la variación es similar a la obtenida para la pendiente “b”, sin embargo, se observa una menor dispersión en los datos. La ecuación de ajuste elegida fue una logarítmica de tipo:

$$\ln(c) = F + G(\Omega)^{2.5} \tag{5.12}$$

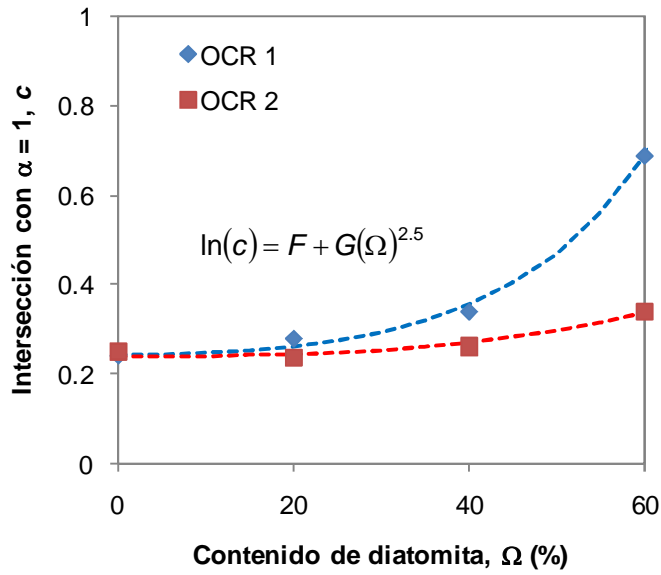
En esta expresión las constantes F y G varían dependiendo del OCR y los mejores ajustes se encontraron para los valores siguientes:

$$F_{OCR1} = -1.417$$

$$G_{OCR1} = 3.72 \times 10^{-5}$$

$$F_{OCR2} = -1.439$$

$$G_{OCR2} = 1.22 \times 10^{-5}$$



Contenido de diatomita, %	c (Intersección con $\alpha=1$)	
	OCR 1	OCR 2
0	0.238	0.249
20	0.276	0.236
40	0.336	0.259
60	0.686	0.336

Figura 5.57 Variación del coeficiente “c” con el contenido de diatomita y el OCR

Partiendo de la ecuación 5.10, 5.11 y 5.12, el coeficiente α puede encontrarse con la expresión:

$$\alpha = \exp\left(\frac{(\tau_{hc}/\sigma_{vm}') - c}{b}\right)$$

$$\alpha = \exp\left(\frac{(\tau_{hc}/\sigma_{vm}') - \exp(F + G(\Omega)^{2.5})}{\exp(D + E(\Omega)^{1.5})}\right) \quad (5.13)$$

Modelo de variación del parámetro de degradación (δ_D)

A partir de la ecuación 5.7, y sustituyendo los valores de α y β por las ecuaciones 5.9 y 5.13, se tiene una expresión para obtener la degradación del módulo G normalizado (δ_D) en función del contenido de diatomita, esfuerzo cíclico aplicado y esfuerzo vertical máximo.

$$\delta_D = 1 - \exp\left(\frac{(\tau_{hc}/\sigma_{vm}') - c}{b}\right) (N - 1)^{\frac{(\tau_{hc}/\tau_{st})}{a}} \quad (5.14)$$

Donde:

a, b y c se encuentran en función del contenido de diatomita y para nuestro problema en particular se ajustaron a las funciones:

$$a = A(\Omega)^2 + B(\Omega) + C$$

$$b = \exp\left(D + E(\Omega)^{1.5}\right)$$

$$c = \exp\left(F + G(\Omega)^{2.5}\right)$$

Ω representa el contenido de diatomita, mientras que las constantes A, B, C, D, F y G, fueron obtenidas de manera experimental y definidas anteriormente para nuestro problema.

A partir de este modelo se podrán obtener las curvas de degradación del módulo para las mezclas caolín-diatomita bajo condiciones de corte simple cíclico a esfuerzo controlado, para porcentajes de diatomita de 0 a 60%; relaciones de esfuerzo τ_{cyc}/σ_{vm} entre 0.06 y 0.22 y valores de OCR de 1 a 2, para obtener resultados relativamente confiables.

Con la ecuación 5.14 se evaluaron la curvas δ_D contra número de ciclos para cada contenido de diatomita y relación de esfuerzos aplicada. Las curvas proporcionadas por el modelo se grafican contra los valores experimentales obtenidos y se muestran en las figuras 5.58 a 5.65.

En general se obtienen resultados con aproximación aceptable entre el modelo y los datos experimentales, especialmente para los especímenes con OCR= 1 (Figuras 5.58 a 5.61). Para estos especímenes se encontró una desviación máxima para un número de ciclos dado de $\delta_D = 0.1$ en el 8% de las pruebas realizadas.

Para las muestras con OCR= 2 se obtuvieron algunas desviaciones, en especial para las muestras C100:D0 y C80:D20. En las muestras preconsolidadas se encontró una desviación máxima de $\delta_D = 0.15$ entre el modelo y los datos experimentales en el 20% de las pruebas realizadas. Algunas de estas diferencias se deben principalmente al ajuste empleado para definir los parámetros “b” y “c” en función el contenido de diatomita (ecuaciones 5.11 y 5.12 respectivamente). Como en todo modelo basado en datos experimentales, las constantes de ajuste serán más adecuadas si se evalúan para un mayor número de pruebas.

De acuerdo con las observaciones anteriores se puede concluir que el modelo presentado debe calibrarse para otros contenidos de diatomita intermedios a los empleados en este estudio (p.ej. 10%, 30%, 50%, 70%, etc). De esta forma se evaluará si las expresiones de ajuste en relación al contenido de diatomita son adecuadas (ecuaciones 5.11 y 5.12).

Por otro lado, se debe valorar si el modelo presenta un mejor comportamiento si se dividen los datos dependiendo del contenido de diatomita atendiendo al cambio de comportamiento observado en secciones anteriores, es decir, emplear una ecuación de ajuste para contenidos de diatomita menores al 40% y otra para contenidos de diatomita mayores al 40%. Sin embargo, este análisis podrá validarse únicamente si se realizan otros ensayos con contenidos

de diatomita intermedios a los presentados en este estudio, ya que con la información actual sólo se contaría con 2 grupos de datos para cada sub-división (0% y 20% de diatomita para un caso y 40% y 60% de diatomita para el otro), con lo cual no se obtendrían resultados relevantes.

Los puntos importantes de la metodología aplicada corresponde a que las variables α y β presentan una relación lineal y logarítmica respectivamente, con la relación de esfuerzos aplicada, la cual permitió presentar información cuantitativa acerca de la degradación del módulo G en función del contenido de diatomita.

Finalmente es posible que este modelo presente resultados adecuados para otras mezclas con arcillas de diferente mineralogía o diatomita con distinta geometría y porosidad. En estos casos, las variables necesarias para emplear la ecuación 5.14 y las pruebas o procedimientos necesarios para obtenerlos se resumen en la Tabla 5.1.

Tabla 5.1 Variables del modelo de degradación del Módulo G (Ecuación 5.14)

Variable		Determinación
Ω	Contenido de diatomita	En mezclas artificiales es una variable controlada, en suelos naturales existen varios métodos para determinar de forma aproximada el contenido de microfósiles (Locat y Tanaka, 2001)
τ_{hc}	Esfuerzo cíclico aplicado	Debido a que el modelo presentado fue evaluado bajo un criterio de esfuerzo constante, el valor de τ_{hc} es fijado para cada prueba.
σ_{vm}'	Esfuerzo vertical máximo	En suelos artificiales o ensayados bajo el criterio SHANSEP σ_{vm}' es el esfuerzo vertical máximo aplicado. En suelos naturales es equivalente al esfuerzo de preconsolidación o fluencia σ_y' .
τ_{sf}	Resistencia monotónica al cortante	Esfuerzo cortante máximo determinado a partir de una prueba monotónica CSD-Ck ₀ U
a	Relación $(\tau_{hc}/\tau_{hs})/\beta$	Se determina a partir de mínimo dos pruebas de corte simple cíclico con dos relaciones de esfuerzo diferentes. Una con un esfuerzo que produzca una deformación angular en el ciclo 100 entre $\pm 3\% > \gamma > \pm 10\%$ y otra que presente un valor de $\gamma = \pm 10\%$ entre 20 y 80 ciclos. Con estas pruebas, se determina la pendiente "a" como se muestra en la Figura 5.48.
b	Relación $(\tau_{hc}/\sigma_{vm}')/\alpha$	Con las pruebas realizadas para determinar "a" se obtiene la pendiente logarítmica "b" con un ajuste como el que se muestra en las Figuras 5.50 y 5.51
c	τ_{hc}/σ_{vm}' para $\alpha = 1$	Se obtiene a partir del ajuste logarítmico empleado para encontrar el valor de "b"

C100:D0
OCR = 1
 $\tau_{sf} = 72.8$ kPa
 $\sigma_{vm}' = 260$ kPa

Ajuste:

$$\frac{G_N}{G_1} = 1 - \alpha(N-1)^\beta$$

Donde:

$$\alpha = \exp\left(\frac{(\tau_{hc}/\sigma_{vm}') - c}{b}\right) ; \quad \beta = \frac{(\tau_{hc}/\tau_{sf})}{a}$$

a, b, c: f(Ω)

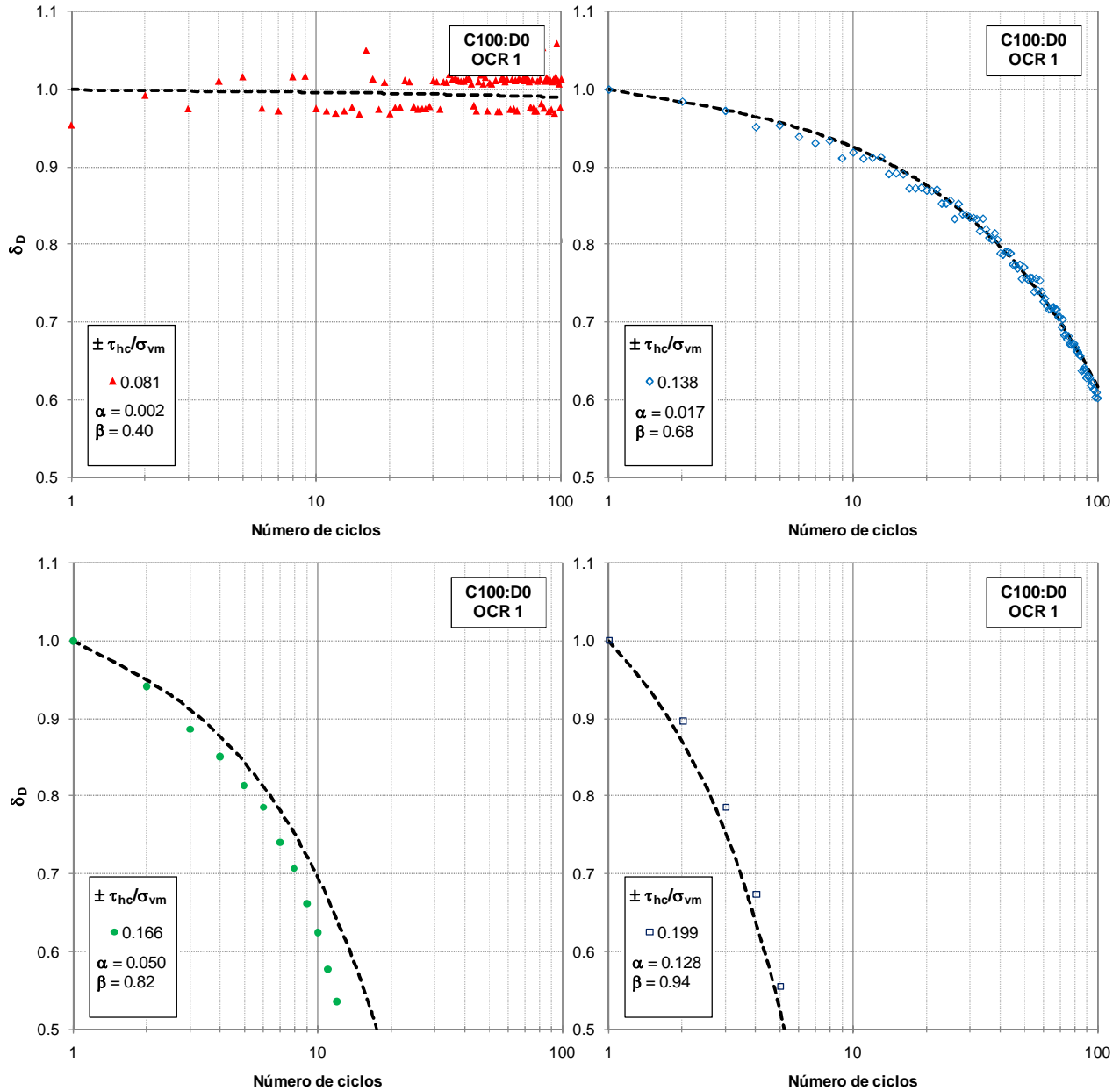


Figura 5.58 Variación del parámetro de degradación (δ_D) con el número de ciclos en las muestras normalmente consolidadas (OCR= 1) C100:D0 para diferentes relaciones de esfuerzo. Se muestran los datos experimentales y la predicción del modelo de degradación a partir de los parámetros α y β (línea discontinua).

C80:D20
OCR = 1
 $\tau_{sf} = 79.6 \text{ kPa}$
 $\sigma_{vm}' = 260 \text{ kPa}$

Ajuste:

$$\frac{G_N}{G_1} = 1 - \alpha(N-1)^\beta$$

Donde:

$$\alpha = \exp\left(\frac{(\tau_{hc}/\sigma_{vm}') - c}{b}\right) ; \quad \beta = \frac{(\tau_{hc}/\tau_{sf})}{a}$$

a, b, c: f(Ω)

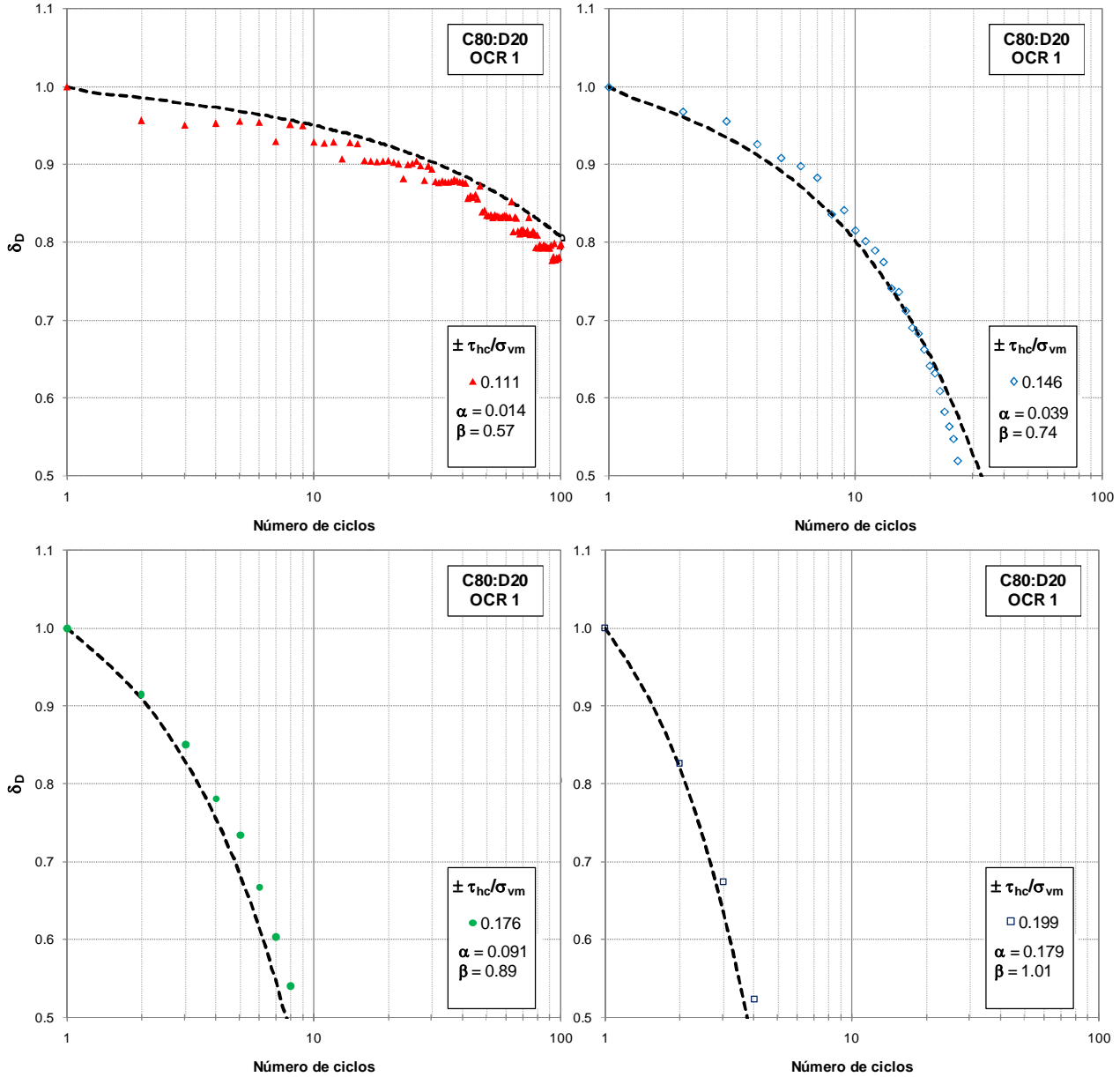


Figura 5.59 Variación del parámetro de degradación (δ_D) con el número de ciclos en las muestras normalmente consolidadas (OCR= 1) C80:D20 para diferentes relaciones de esfuerzo. Se muestran los datos experimentales y la predicción del modelo de degradación a partir de los parámetros α y β (línea discontinua).

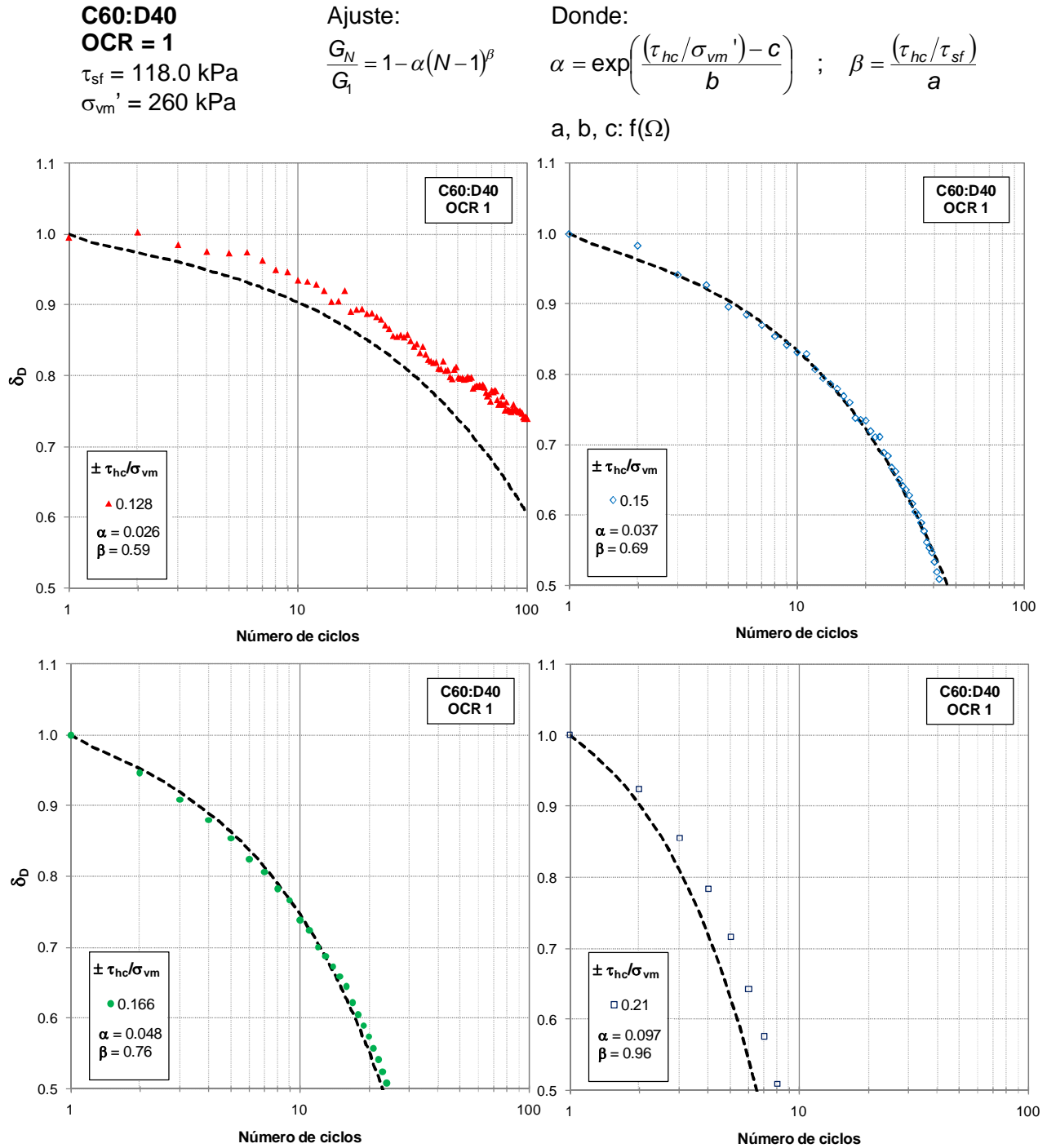


Figura 5.60 Variación del parámetro de degradación (δ_D) con el número de ciclos en las muestras normalmente consolidadas (OCR= 1) C60:D40 para diferentes relaciones de esfuerzo. Se muestran los datos experimentales y la predicción del modelo de degradación a partir de los parámetros α y β (línea discontinua).

C40:D60
OCR = 1
 $\tau_{sf} = 185.0$ kPa
 $\sigma_{vm}' = 260$ kPa

Ajuste:

$$\frac{G_N}{G_1} = 1 - \alpha(N-1)^\beta$$

Donde:

$$\alpha = \exp\left(\frac{(\tau_{hc}/\sigma_{vm}') - c}{b}\right) ; \quad \beta = \frac{(\tau_{hc}/\tau_{sf})}{a}$$

a, b, c: $f(\Omega)$

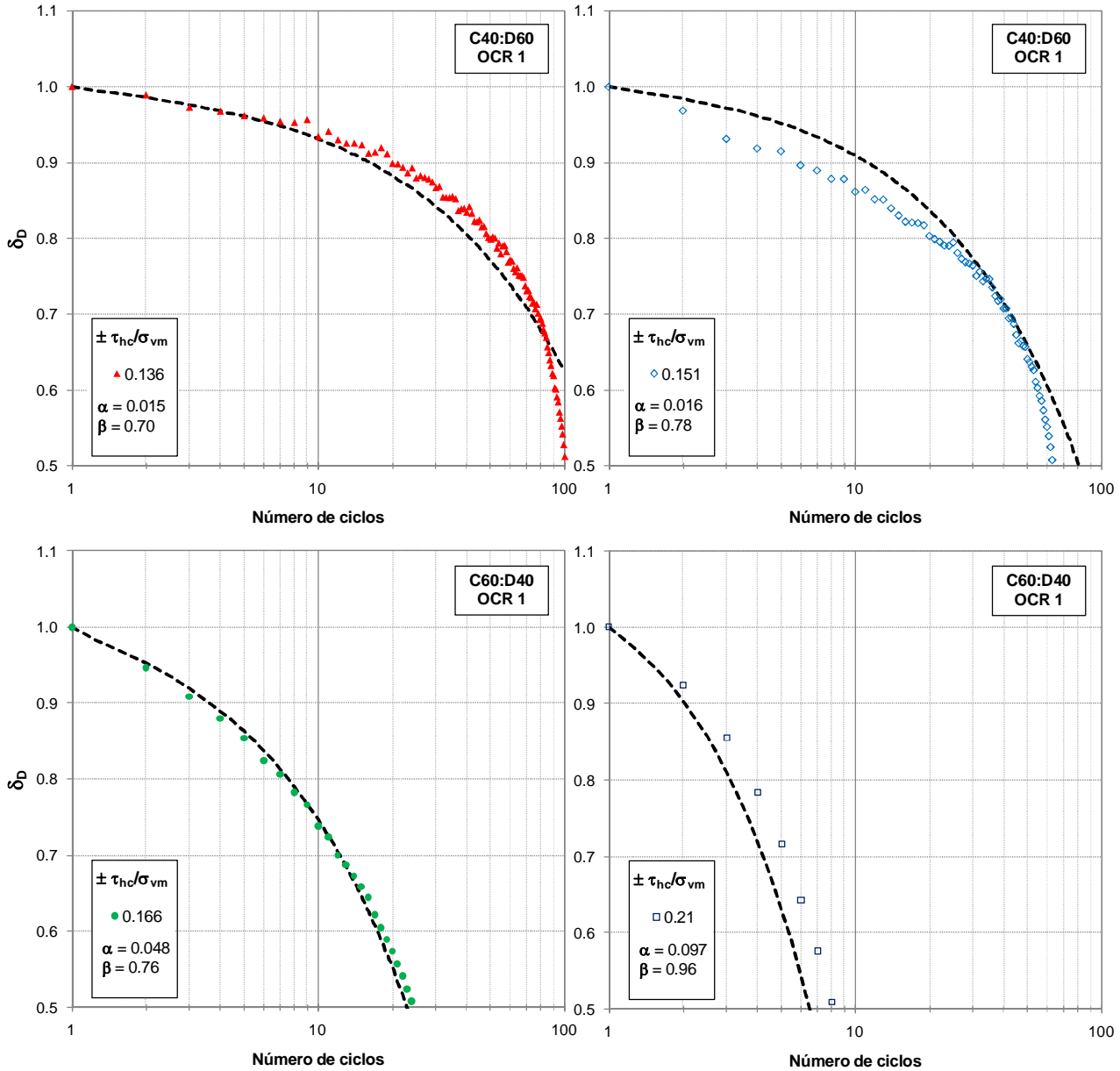


Figura 5.61 Variación del parámetro de degradación (δ_D) con el número de ciclos en las muestras normalmente consolidadas (OCR= 1) C40:D60 para diferentes relaciones de esfuerzo. Se muestran los datos experimentales y la predicción del modelo de degradación a partir de los parámetros α y β (línea discontinua).

C100: D0
OCR = 2
 $\tau_{sf} = 58.5 \text{ kPa}$
 $\sigma_{vm}' = 260 \text{ kPa}$

Ajuste:

$$\frac{G_N}{G_1} = 1 - \alpha(N-1)^\beta$$

Donde:

$$\alpha = \exp\left(\frac{(\tau_{hc}/\sigma_{vm}') - c}{b}\right) ; \quad \beta = \frac{(\tau_{hc}/\tau_{sf})}{a}$$

a, b, c: $f(\Omega)$

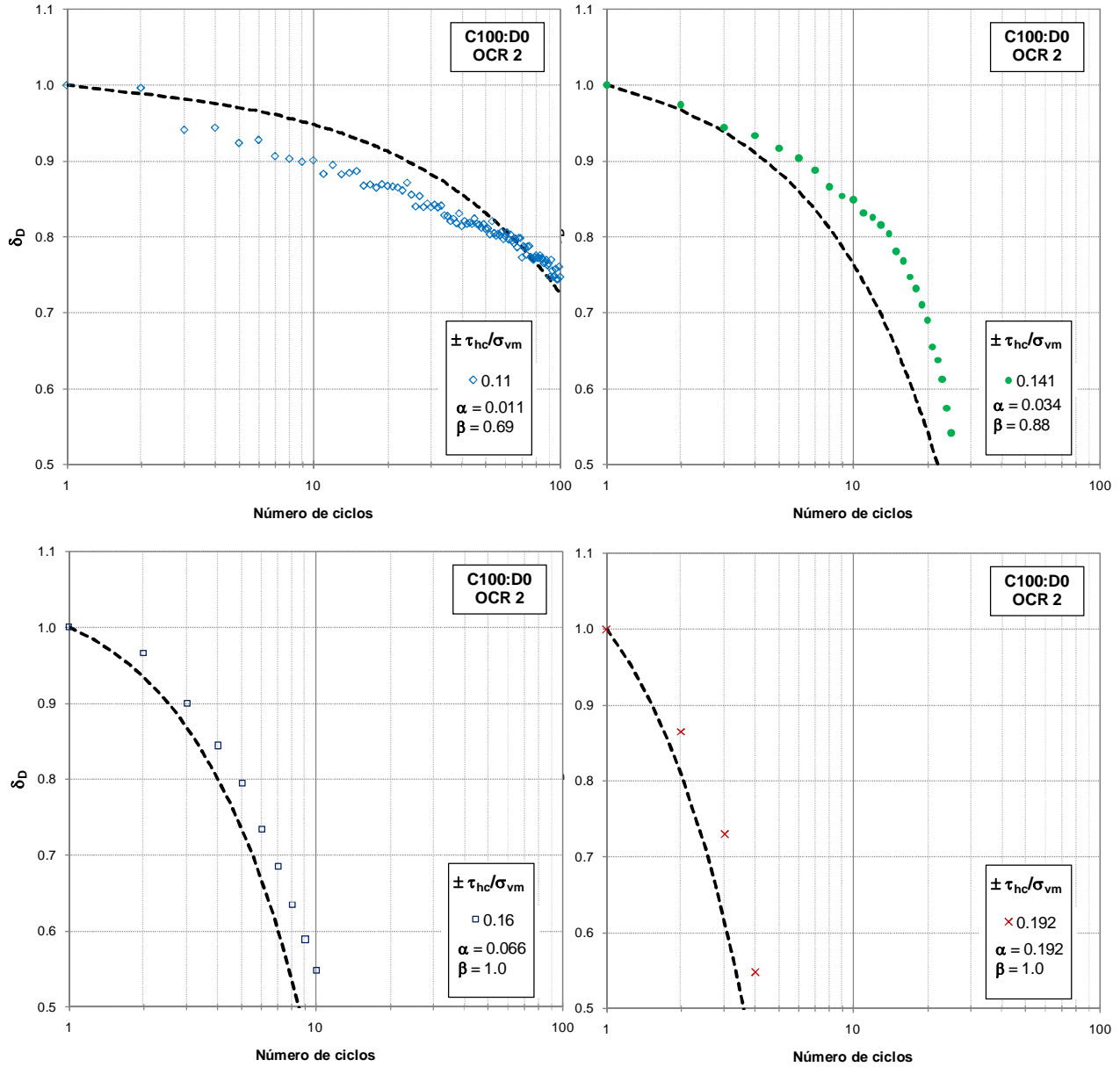


Figura 5.62 Variación del parámetro de degradación (δ_D) con el número de ciclos en las muestras preconsolidadas (OCR= 2) C100:D0 para diferentes relaciones de esfuerzo. Se muestran los datos experimentales y la predicción del modelo de degradación a partir de los parámetros α y β (línea discontinua).

C80:D0
OCR = 2
 $\tau_{sf} = 61.6 \text{ kPa}$
 $\sigma_{vm}' = 260 \text{ kPa}$

Ajuste:

$$\frac{G_N}{G_1} = 1 - \alpha(N-1)^\beta$$

Donde:

$$\alpha = \exp\left(\frac{(\tau_{hc}/\sigma_{vm}') - c}{b}\right) ; \quad \beta = \frac{(\tau_{hc}/\tau_{sf})}{a}$$

a, b, c: f(Ω)

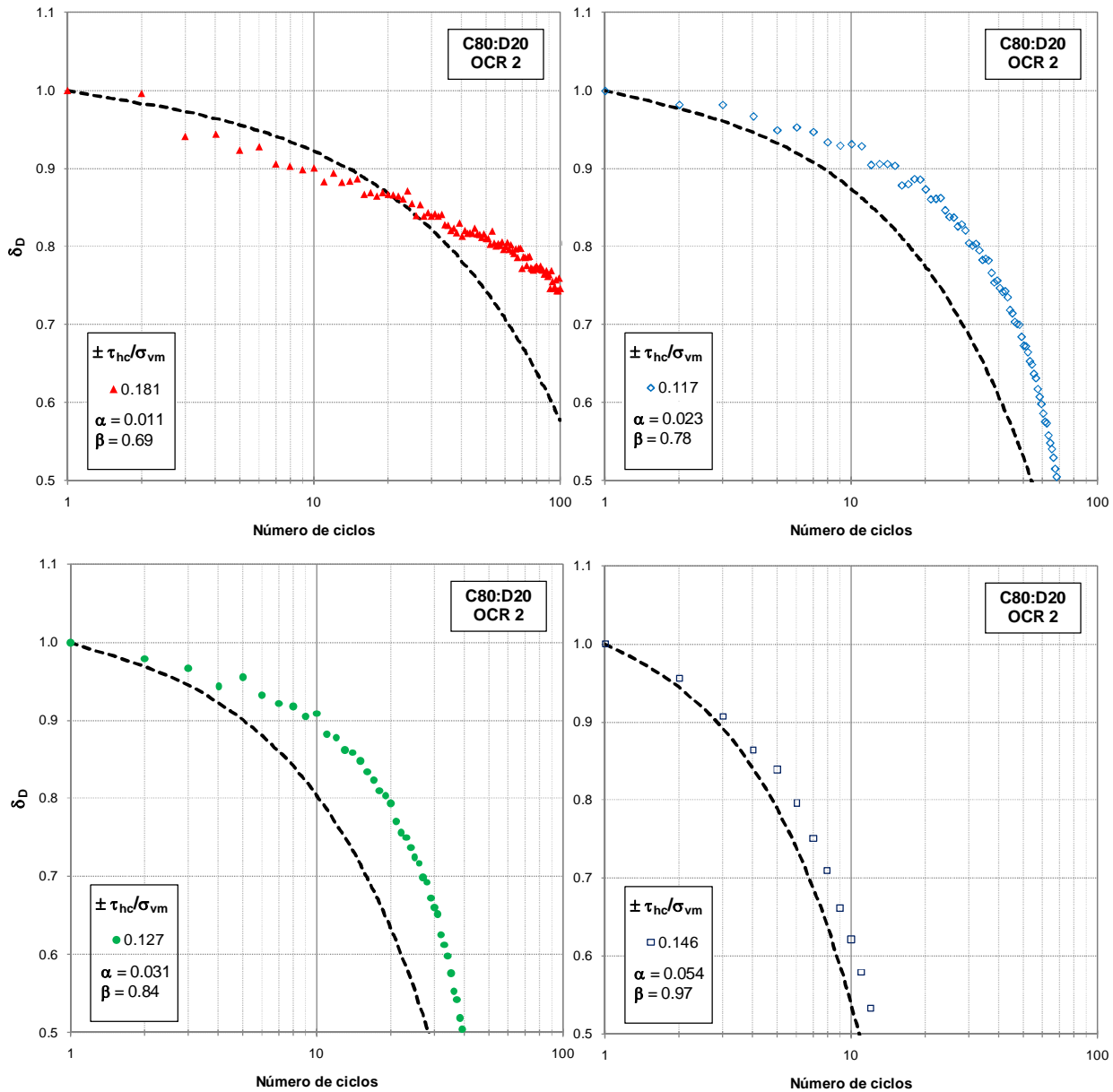


Figura 5.63 Variación del parámetro de degradación (δ_D) con el número de ciclos en las muestras preconsolidadas (OCR= 2) C80:D20 para diferentes relaciones de esfuerzo. Se muestran los datos experimentales y la predicción del modelo de degradación a partir de los parámetros α y β (línea discontinua).

C60: D40
OCR = 2
 $\tau_{sf} = 97.2 \text{ kPa}$
 $\sigma_{vm}' = 260 \text{ kPa}$

Ajuste:

$$\frac{G_N}{G_1} = 1 - \alpha(N-1)^\beta$$

Donde:

$$\alpha = \exp\left(\frac{(\tau_{hc}/\sigma_{vm}') - c}{b}\right) ; \quad \beta = \frac{(\tau_{hc}/\tau_{sf})}{a}$$

a, b, c: f(Ω)

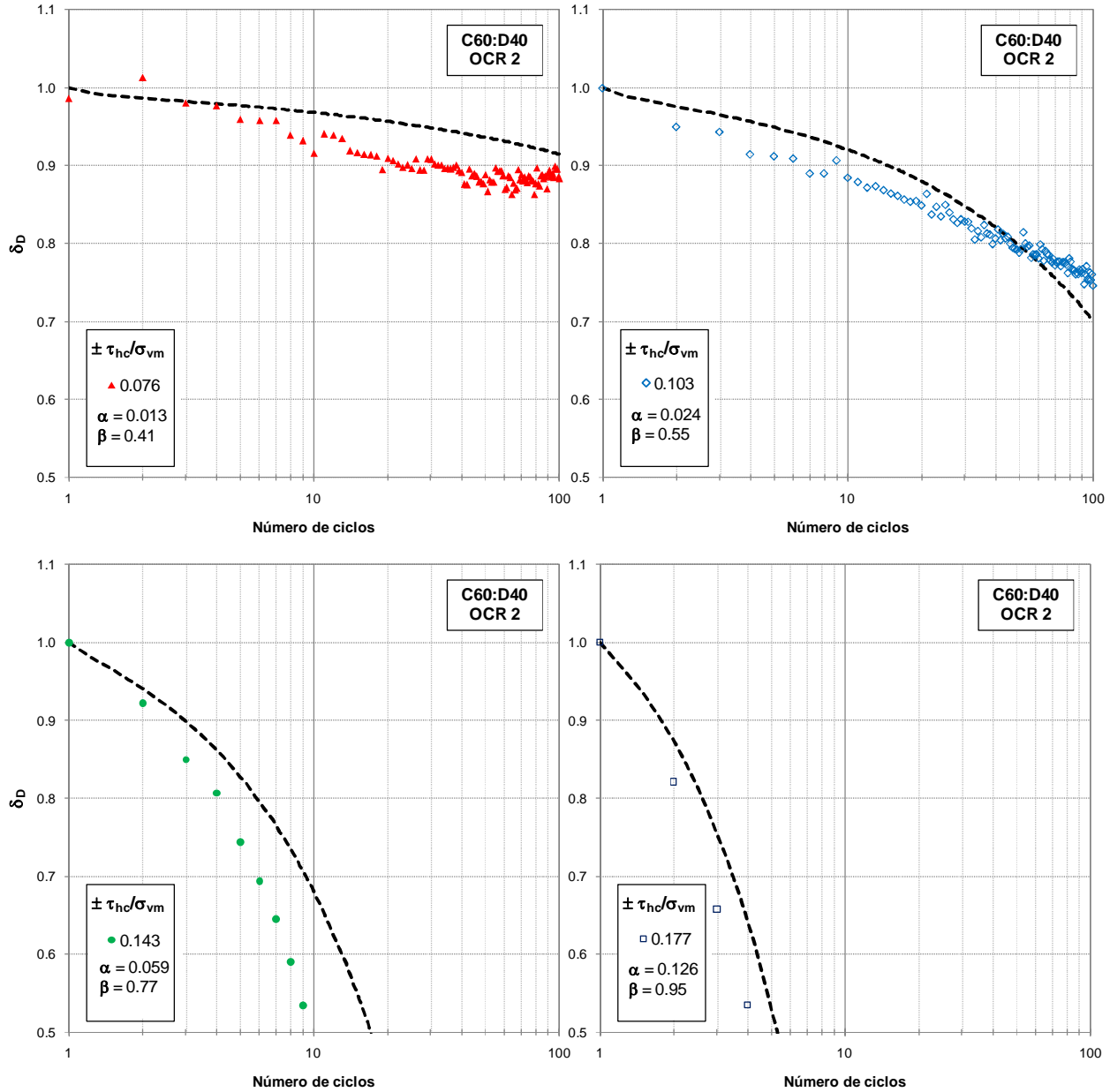


Figura 5.64 Variación del parámetro de degradación (δ_D) con el número de ciclos en las muestras preconsolidadas (OCR= 2) C60:D40 para diferentes relaciones de esfuerzo. Se muestran los datos experimentales y la predicción del modelo de degradación a partir de los parámetros α y β (línea discontinua).

C40:D60
OCR = 2
 $\tau_{sf} = 143.4 \text{ kPa}$
 $\sigma_{vm}' = 260 \text{ kPa}$

Ajuste:

$$\frac{G_N}{G_1} = 1 - \alpha(N-1)^\beta$$

Donde:

$$\alpha = \exp\left(\frac{(\tau_{hc}/\sigma_{vm}') - c}{b}\right) ; \quad \beta = \frac{(\tau_{hc}/\tau_{sf})}{a}$$

a, b, c: f(Ω)

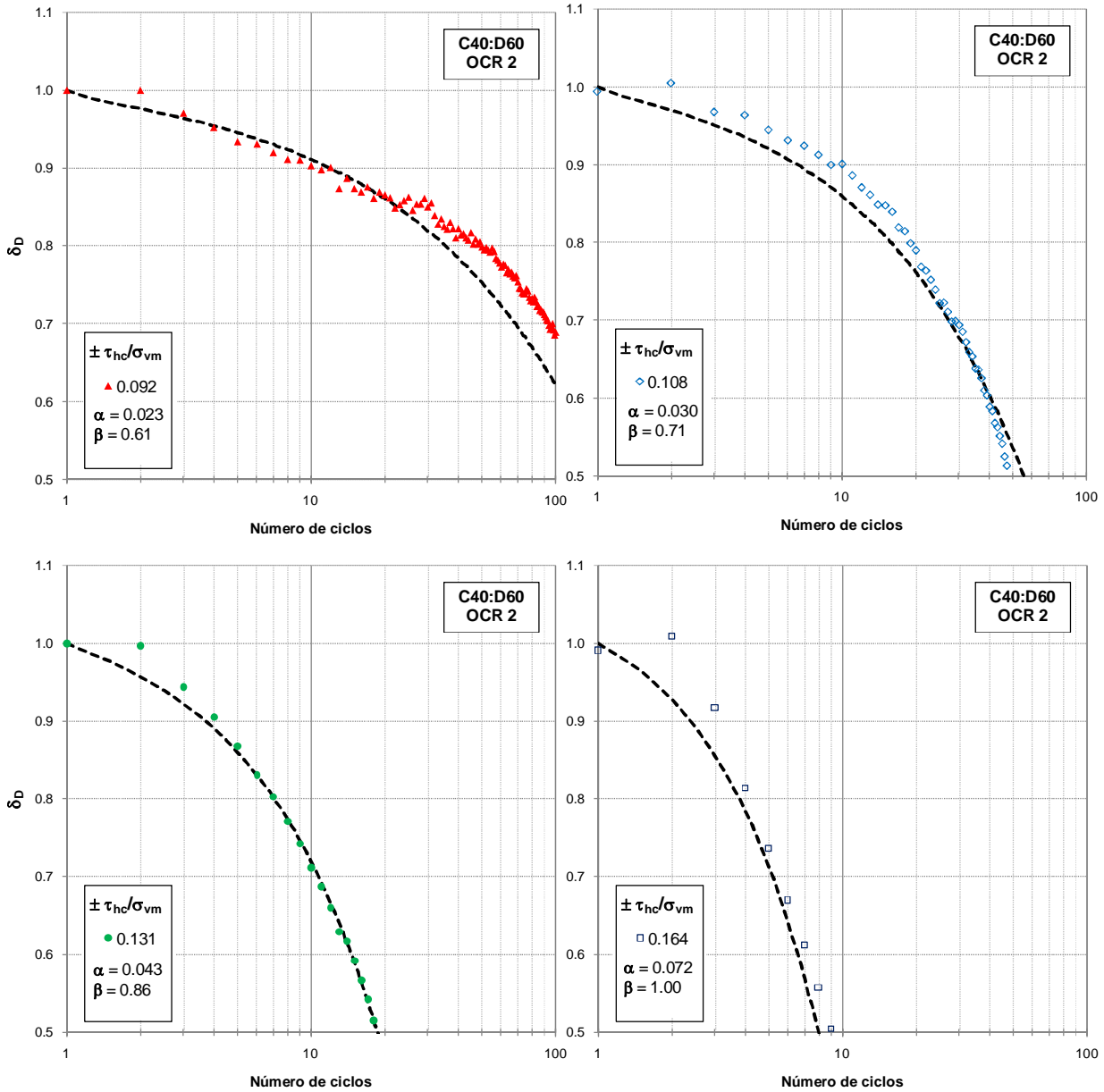


Figura 5.65 Variación del parámetro de degradación (δ_D) con el número de ciclos en las muestras preconsolidadas (OCR= 2) C40:D60 para diferentes relaciones de esfuerzo. Se muestran los datos experimentales y la predicción del modelo de degradación a partir de los parámetros α y β (línea discontinua).

5.5.4 Trabajo histerético

El trabajo histerético se define como la energía total disipada durante un ciclo y se representa por el área interna del lazo de histéresis, el trabajo histerético (W) puede emplearse como una herramienta para el análisis del comportamiento cíclico de un suelo.

Desde que Nemat y Shokooh (1979) introdujeron el concepto de energía para evaluar la densificación y licuación de suelos no cohesivos, otros autores han desarrollado diferentes criterios energéticos en suelos granulares con diferentes características, concluyendo que el desarrollo de presión de poro cíclica para una arena dada, tiene una relación única entre su compacidad relativa, esfuerzo vertical de confinamiento y energía disipada por unidad de volumen del suelo (Law y Cao, 1990; Figueroa *et al.*, 1994 y Liang *et al.*, 1995).

Por otro lado, la extensión del criterio energético para suelos cohesivos se ha explorado en menor proporción, encontrando trabajos como los de Cao y Law (1992), Díaz-Rodríguez (1993) y Voznesensky y Nordal (1999).

En el presente estudio, se obtuvieron los valores de W acumulado ciclo a ciclo para cada contenido de diatomita, relación de esfuerzos y OCR (Figuras 5.66 y 5.67). Las gráficas se encuentran en escala logarítmica, lo cual permite ver con mayor claridad algunas características que se describen más adelante.

De la energía disipada por el suelo en cada ciclo, sólo una parte genera deformaciones plásticas, las cuales se traducen físicamente en un reacomodo de partículas y alteración del enlace entre ellas. Otra parte de esta energía se acumula ciclo a ciclo en forma de calor y energía cinética o de superficie. Cuando el suelo disminuye su capacidad para acumular esta energía, se desencadena el mecanismo de degradación de la resistencia cíclica del suelo (Voznesensky y Nordal 1999).

Al inicio de cada prueba y para cada esfuerzo aplicado, se observa una parte lineal en la gráfica de trabajo histerético acumulado, la cual representa un comportamiento elástico no lineal del suelo, caracterizado por lazos de histéresis cuya área interna no presenta cambios sustanciales ciclo a ciclo. Al incrementar el número de ciclos, el aumento de la energía disipada crea un desequilibrio interno que da inicio al comportamiento plástico del material y una posterior degradación de su resistencia cíclica, la cual está representada por el cambio de pendiente en las gráficas.

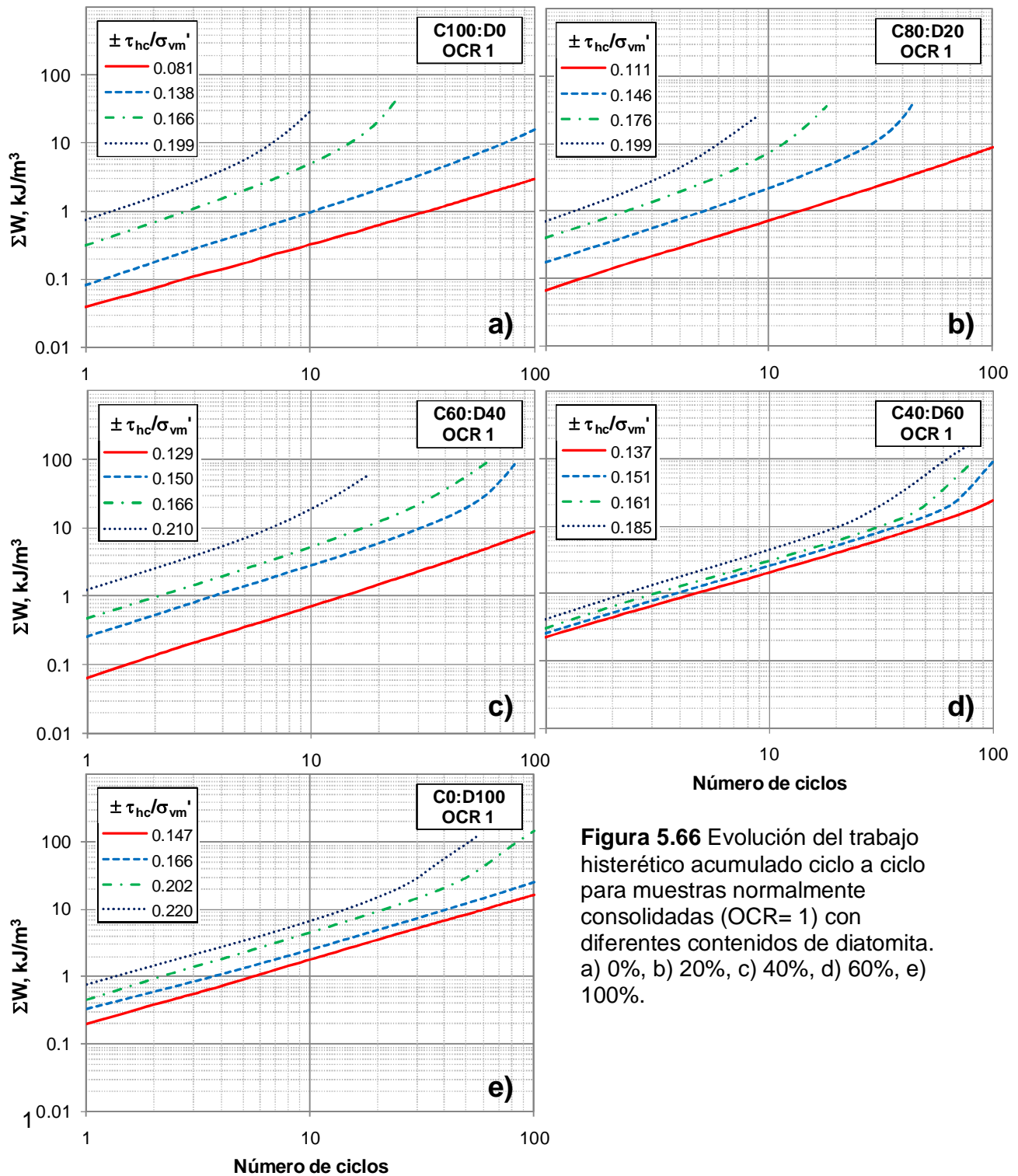


Figura 5.66 Evolución del trabajo histerético acumulado ciclo a ciclo para muestras normalmente consolidadas (OCR= 1) con diferentes contenidos de diatomita. a) 0%, b) 20%, c) 40%, d) 60%, e) 100%.

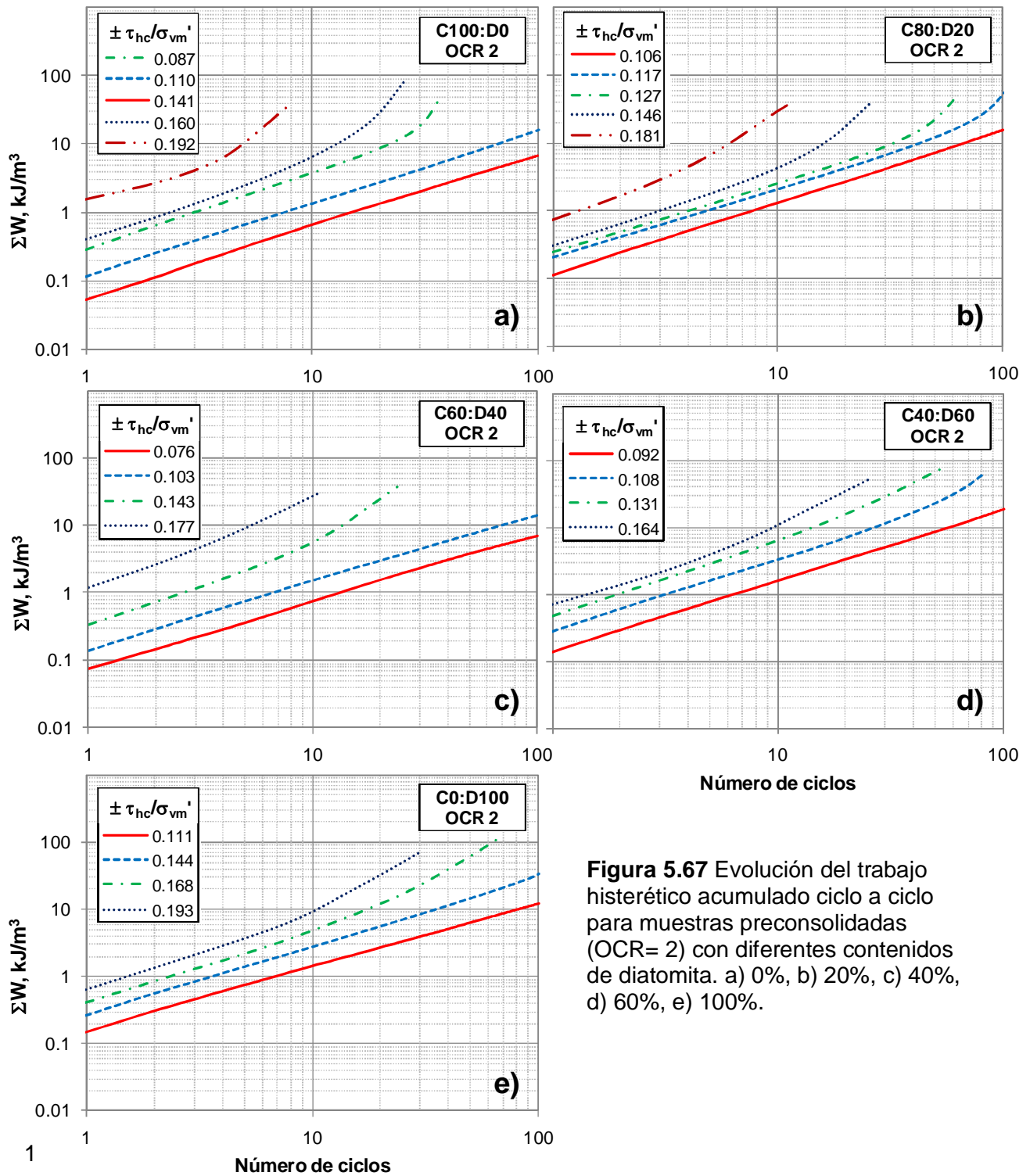


Figura 5.67 Evolución del trabajo histerético acumulado ciclo a ciclo para muestras preconsolidadas (OCR= 2) con diferentes contenidos de diatomita. a) 0%, b) 20%, c) 40%, d) 60%, e) 100%.

De forma general, para cada tipo de mezcla y al aumentar el esfuerzo aplicado, las curvas presentan un corrimiento hacia arriba, lo cual es indicativo de que el área del lazo de histéresis aumenta junto con el esfuerzo aplicado.

Por otro lado, el cambio de pendiente en cada curva se presenta en ciclos diferentes dependiendo de la relación de esfuerzos aplicada, entre mayor es el esfuerzo, el cambio de comportamiento se presenta en un número de ciclos menor.

Para evaluar el ciclo donde se presenta el cambio de comportamiento de elástico no lineal sin degradación a plástico degradable, se propuso la siguiente metodología: Tomando en cuenta la pendiente constante al inicio de todas las pruebas, se trazó una tangente inicial siguiendo la trayectoria de esta pendiente (Figura 5.68). En las pruebas donde se alcanzó la falla antes de 100 ciclos, se presenta una pendiente prácticamente constante al final de la prueba, a partir de dicha pendiente se trazó otra tangente. El ciclo donde se interceptan las tangentes fue considerado como ciclo para el cual se desencadena una degradación importante del suelo, ante una relación de esfuerzos dada.

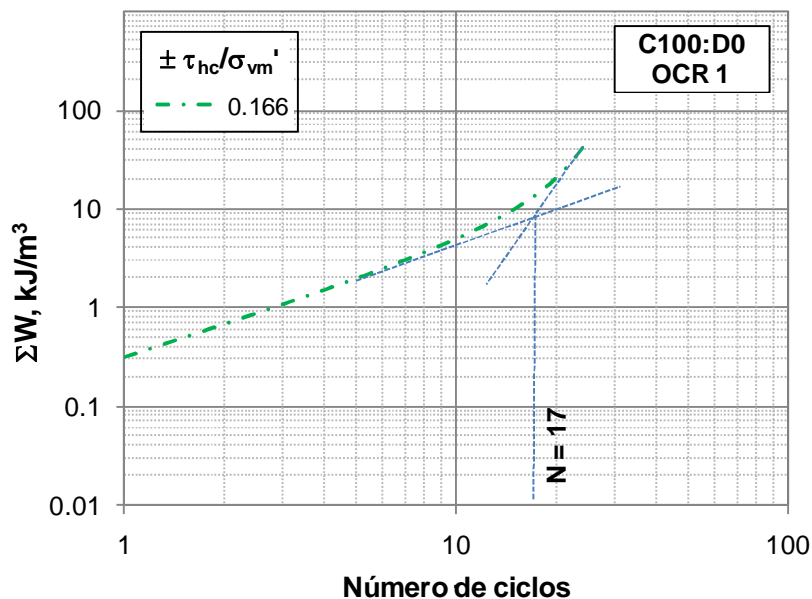


Figura 5.68 Identificación del ciclo de cambio de comportamiento cíclico en las muestras.

Para comparar el cambio de comportamiento para cada contenido de diatomita, se graficaron el ciclo de cambio de comportamiento contra la relación de esfuerzos aplicada, de esta manera se construyeron las figuras 5.69 y 5.70.

La Figura 5.69 presenta el comportamiento de las muestras normalmente consolidadas, en ella se observa que para cualquier relación de esfuerzos mayor a $\tau_{hc}/\sigma_{vc}' = 0.14$ el cambio de comportamiento en las mezclas se presenta en un menor número de ciclos para las muestras C80:D20 y posteriormente para las muestras de 100% caolín. Para contenidos de diatomita mayores, se observa que la resistencia a la degradación de las mezclas se incrementa, presentando un máximo para las muestras de 100% diatomita.

Estas observaciones coinciden con las realizadas anteriormente bajo los criterios de deformación y degradación del módulo G. Sin embargo, bajo este criterio no se obtienen datos para relaciones de esfuerzo menores a $\tau_{hc}/\sigma_{vc}' = 0.14$ ya que no se alcanzó la falla en menos de 100 ciclos y se observó una evolución del trabajo histerético prácticamente constante.

De acuerdo con Díaz-Rodríguez (1993 y 2005), a partir de las gráficas de trabajo histerético acumulado ciclo a ciclo, es posible determinar una relación umbral de esfuerzos dinámicos bajo la cual la estructura del suelo no sufre degradación con el número de ciclos. Este umbral está representado por el esfuerzo bajo el cual ΣW se mantiene prácticamente lineal ciclo a ciclo.

Aunque en este estudio no se puede obtener de manera precisa dicho umbral, a partir de las Figuras 5.66 puede considerarse que se encuentra alrededor de $\tau_{hc}/\sigma_{vm}' = \tau_{hc}/\sigma_{vc}' = 0.138$, 0.111, 0.129, 0.137 y 0.147 para contenidos de diatomita de 0%, 20%, 40%, 60% y 100% respectivamente. Es decir, la muestra 100C:0D, presenta una relación de esfuerzos umbral mayor, a la de las muestras con 20%, 40% y 60% de diatomita, lo cual corrobora observaciones anteriores, en las cuales se determinó que ante relaciones de esfuerzo bajas, la resistencia de las mezclas con diatomita disminuía en relación con las de 100% caolín.

En las muestras preconsolidadas (OCR= 2) los ciclos en los que se presentó el cambio de comportamiento plástico no lineal a degradable, para cada relación de esfuerzos aplicada, se ilustra en la Figura 5.70.

Para las muestras preconsolidadas nuevamente se corroboran las observaciones realizadas bajo otros criterios y la resistencia de las muestras en relación con la de 100% caolín, disminuye al aumentar el contenido de diatomita hasta una relación C60:D40, para contenidos mayores, la resistencia se recupera especialmente para relaciones de esfuerzo altas. Nuevamente las muestras de 100% de diatomita exhiben la mayor resistencia antes de presentar un comportamiento degradable.

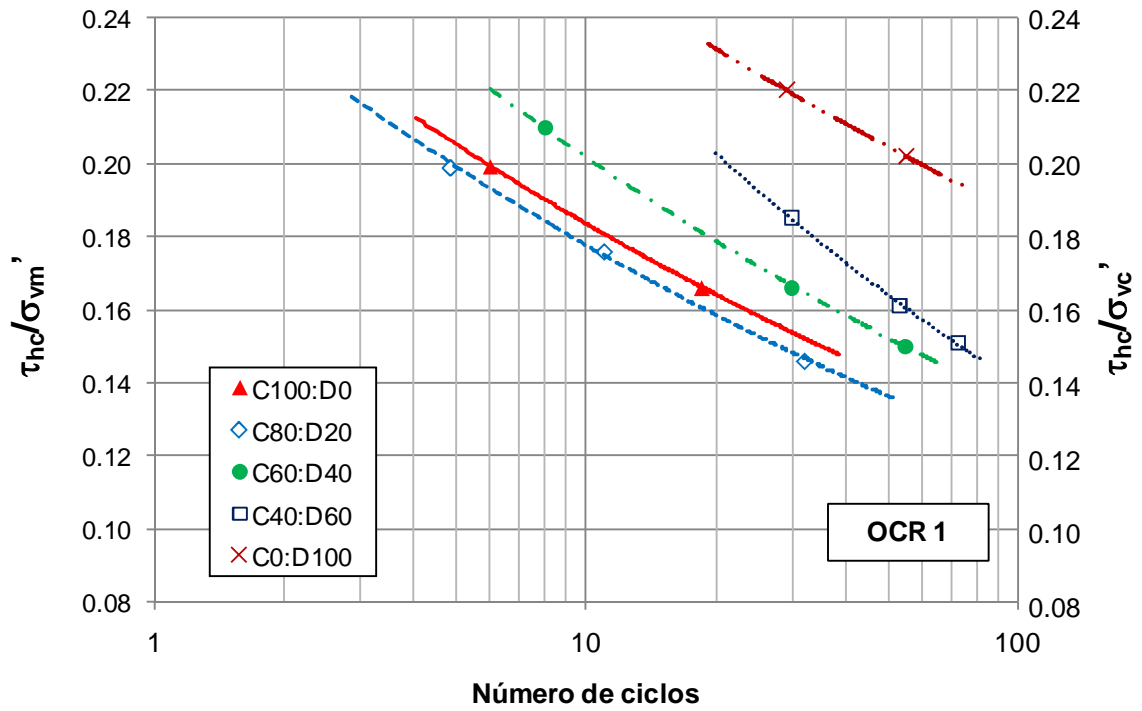


Figura 5.69 Número de ciclos necesarios para iniciar el comportamiento degradable desde el punto de vista energético para muestras con OCR= 1 y diferentes contenidos de diatomita.

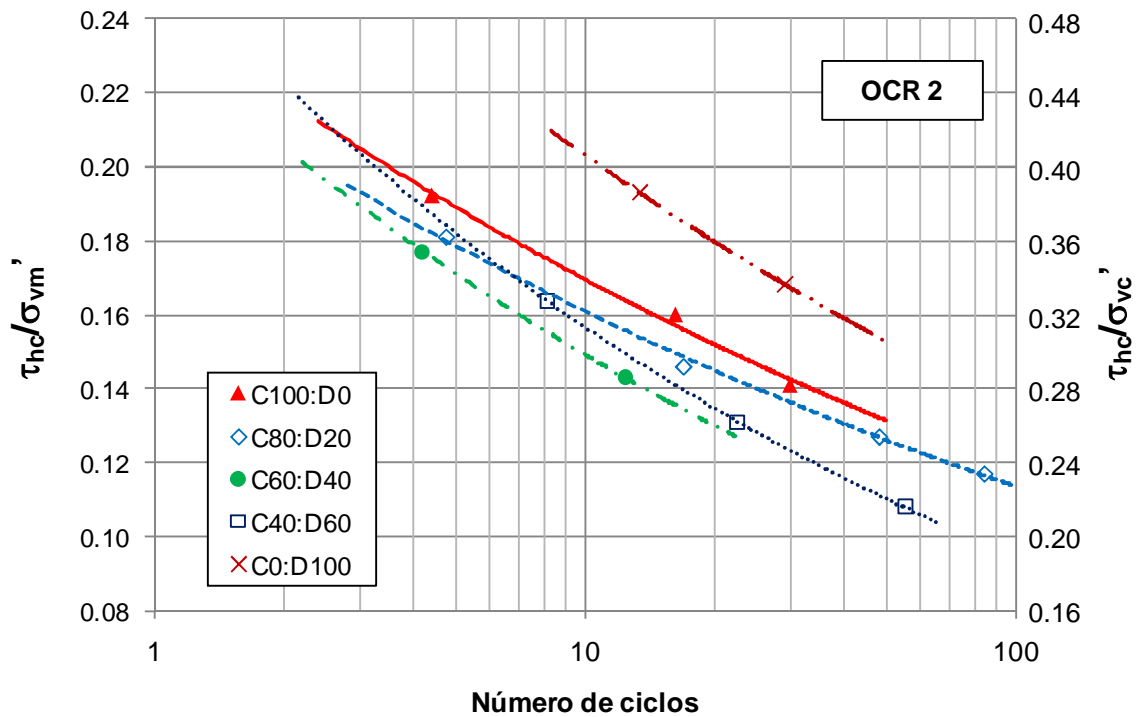


Figura 5.70 Número de ciclos necesarios para iniciar el comportamiento degradable desde el punto de vista energético para muestras con OCR= 2 y diferentes contenidos de diatomita.

En cuanto a la relación umbral de esfuerzos dinámicos, las muestras preconsolidadas exhiben un aumento de su valor cuando se comparan bajo un mismo esfuerzo de consolidación (normalización τ_{hc}/σ_{vc}'), lo cual se traduce en que la degradación del suelo se presenta para esfuerzos mayores en relación con las muestras normalmente consolidadas. Se puede estimar que dicho umbral se encuentra alrededor de $\tau_{hc}/\sigma_{vm}' = 0.110, 0.106, 0.103, 0.092$ y 0.144 equivalentes a $\tau_{hc}/\sigma_{vc}' = 0.220, 0.212, 0.206, 0.184$ y 0.288 , para contenidos de diatomita de 0%, 20%, 40%, 60% y 100% respectivamente (Figura 5.67). Al igual que en las muestras con $OCR = 1$, el esfuerzo umbral disminuye para contenidos de diatomita de 20%, 40% y 60%, en relación con los especímenes de 100% caolín.

En conclusión se puede decir que el método de análisis a partir de un enfoque energético, estableciendo un criterio de cambio de comportamiento en el suelo, presenta algunas ventajas ya que los resultados obtenidos sólo se encuentran en función del contenido de diatomita, relación de esfuerzos aplicada y OCR. Como otros autores han concluido, la generación de presión de poro y deformación cíclica de las muestras guardan una relación directa con la energía disipada ciclo a ciclo.

5.5.4 Resumen: Análisis del comportamiento cíclico bajo criterios alternos

Para explicar el comportamiento cíclico de las mezclas caolín-diatomita, se propusieron tres criterios diferentes, cada uno introduce de diferente forma las variables involucradas, sin embargo, algunas de las conclusiones son persistentes independientemente del criterio empleado para su análisis. A continuación se revisan las observaciones más importantes bajo cada criterio:

Análisis del comportamiento cíclico a partir de un criterio de deformaciones

A partir de la variable R_N definida como la relación entre el número de ciclos necesarios para desarrollar cierta deformación angular en las muestras con diatomita contra las muestras de caolín, se pudieron explicar algunas tendencias en el comportamiento de las mezclas y los efectos de diferentes variables:

Efecto del contenido de diatomita

- En general para contenidos de diatomita de 20% se registró una disminución de la resistencia en relación con las muestras de 100% caolín. Las muestras presentan una recuperación de la resistencia para contenidos de diatomita mayores a 20%, sin

embargo, no necesariamente presentan una resistencia mayor a las muestras de 100% caolín, lo cual depende de otras variables que se mencionan a continuación.

Efecto de la relación de esfuerzos aplicada (τ_{hc}/σ_{vm})

- Para un mismo contenido de diatomita, la resistencia en relación con las muestras de 100% caolín, aumenta al aumentar la relación de esfuerzos empleada, lo cual sólo se puede validar para contenidos de diatomita entre 20% y 60%.

Efecto del nivel de deformaciones de referencia

- La resistencia de las muestras con diatomita en relación con las de 100% caolín, aumenta cuando el nivel de deformación de referencia se incrementa, es decir, al aumentar el contenido de diatomita la mayor resistencia se alcanza para niveles de deformación grandes.

Efecto del OCR

- Cuando se analizan las muestras con el mismo contenido de diatomita y bajo el mismo esfuerzo de consolidación (normalización del esfuerzo cíclico τ_{hc}/σ_{vc}), la resistencia cíclica de las muestras aumenta junto con el OCR para contenidos de diatomita de 0 a 100%. Sin embargo, la resistencia de las muestras con diatomita en relación a las de 100% caolín disminuye al aumentar el OCR (relación R_N). Este efecto no es tan claro para muestras preconsolidadas y contenidos de diatomita menores a 20%.

El análisis de los datos bajo este criterio presentó algunos inconvenientes debido al gran número de variables involucradas, sin embargo, se presentó una interpretación de los fenómenos microestructurales a partir de estos resultados (Figura 5.42)

Análisis del comportamiento cíclico a partir de un modelo de degradación de G

Se propuso un ajuste de la degradación del módulo G de la forma:

$$\frac{G_N}{G_1} = \delta_D = 1 - \alpha(N - 1)^\beta$$

Donde α representa el patrón de degradación del suelo, es decir, entre mayor es α , la degradación ciclo a ciclo del suelo es mayor. Por otro lado β , es un coeficiente de ajuste de los primeros ciclos en la curva de degradación.

Se encontró que para cada contenido de diatomita, α se ajusta a una tendencia logarítmica si se evalúan los datos con respecto a la relación de esfuerzos aplicada (τ_{hc}/σ_{vm}). Por otro lado,

β presenta una tendencia lineal con respecto a la relación de esfuerzos τ_{hc}/τ_{sf} para cada contenido de diatomita.

Bajo estas observaciones se precisaron algunos comportamientos con mayor claridad al evaluar la relación de esfuerzos aplicada (τ_{hc}/σ_{vm}') contra α y definiendo una relación de esfuerzos umbral en relación con las muestras de 100% caolín. Debajo de esta relación de esfuerzos, la mezcla caolín-diatomita presenta una degradación mayor que las muestras de 100% caolín ($\alpha_{caolín} < \alpha_{caolín-diatomita}$), mientras que para relaciones de esfuerzo mayores a este umbral, la mezcla presenta menor degradación ($\alpha_{caolín} > \alpha_{caolín-diatomita}$). Algunas observaciones derivadas de este análisis fueron:

- Al aumentar el contenido de diatomita, las mezclas se vuelven menos sensitivas a la degradación de la rigidez al aumentar la relación de esfuerzos aplicada. Esto se refleja en las figuras 5.54 y 5.55 como un aumento en la pendiente de las tendencias al aumentar el contenido de diatomita.
- Al analizar las muestras para un mismo esfuerzo de consolidación, contenido de diatomita y relación de esfuerzos empleada (τ_{hc}/σ_{vc}'), las muestras preconsolidadas presentan menor degradación que las normalmente consolidadas.
- Al aumentar el contenido de diatomita, aumenta la relación de esfuerzos umbral de cambio de comportamiento en relación con las muestras de 100% caolín. El valor de dicho umbral en muestras normalmente consolidadas, se ubicó en $\tau_{hc}/\sigma_{vm}' = 0.18, 0.16$ y 0.14 en muestras con 20%, 40% y 60% de diatomita respectivamente (Figura 5.54).
- En las muestras preconsolidadas (OCR= 2), el umbral de cambio de comportamiento en relación con las muestras de 100% caolín, aumentó en comparación a las muestras con OCR= 1 y se ubicó en $\tau_{hc}/\sigma_{vm}' = 0.21, 0.16$ para los especímenes con 40% y 60% de diatomita respectivamente, en las muestras con 20% de diatomita es posible que el umbral tenga un valor ubicado fuera del rango de esfuerzos aplicados en este estudio (Figura 5.55).

A partir del ajuste de la degradación del módulo G, se definió un modelo en función del esfuerzo cíclico empleado (τ_{hc}), el esfuerzo vertical de consolidación máximo (σ_{vm}'), la resistencia monotónica al cortante (τ_{sf}) y el contenido de diatomita en la mezcla (Ω). De esta forma se obtuvo la expresión:

$$\delta_D = 1 - \exp\left(\frac{(\tau_{hc}/\sigma_{vm}') - c}{b}\right) (N-1)^{\frac{(\tau_{hc}/\tau_{sf})}{a}}$$

Donde a, b y c se encuentran en función del contenido de diatomita. Al evaluar este modelo, se encontraron resultados aceptables para las muestras normalmente consolidadas en el rango de 0% a 60% de diatomita. En las muestras preconsolidadas se consiguió un ajuste menos adecuado, con resultados más confiables para contenidos de diatomita mayores de 20% y hasta 60%.

Análisis del comportamiento cíclico a partir del trabajo histerético

A partir del análisis de la energía disipada durante la etapa cíclica, se realizó una propuesta para definir el ciclo a partir del cual las mezclas caolín-diatomita mostraron un cambio de comportamiento de elástico no lineal sin degradación a uno plástico con degradación ciclo a ciclo.

Al graficar la relación de esfuerzos empleada contra el ciclo de cambio de comportamiento para cada contenido de diatomita, se obtuvieron las figuras 5.69 y 5.70 para muestras con OCR= 1 y OCR= 2 respectivamente.

Los resultados presentaron ciertas similitudes en relación a los criterios de deformación y degradación de G y se sintetizan en los siguientes puntos:

- En muestras normalmente consolidadas el número de ciclos necesarios para que se presente el cambio de comportamiento de elástico no lineal a plástico, bajo cierta relación de esfuerzos, aumenta junto con el contenido de diatomita para contenidos de diatomita mayores a 20%.
- En muestras preconsolidadas el número de ciclos necesarios para presentarse este cambio de comportamiento, disminuye al aumentar el contenido de diatomita, sin embargo, para contenidos de diatomita mayores al 40% la tendencia comienza a revertirse especialmente para relaciones de esfuerzo altas.

5.6 Comportamiento monotónico post-cíclico

Posterior a la etapa cíclica y después de un periodo de una hora, necesario para la estabilización de la presión de poro residual, las muestras se sometieron a una etapa de corte monotónico para evaluar la degradación de la resistencia post-cíclica de las mezclas.

La revisión de los resultados obtenidos se realizará a partir de las curvas esfuerzo-deformación y las trayectorias de esfuerzo de los ensayos monotónicos post-cíclicos (Figuras 5.72 a 5.75).

Los incisos “a” y “b” de cada figura, corresponden a las curvas esfuerzo-deformación de las muestras normalmente consolidadas ($OCR= 1$) y preconsolidadas ($OCR= 2$). Con línea continua se muestran los resultados pre-cíclicos y con línea discontinua los post-cíclicos. Para cada contenido de diatomita, las pruebas están identificadas con un número, el cual se conserva para el análisis de las trayectorias de esfuerzo.

Las gráficas esfuerzo deformación post-cíclicas, indican la relación de esfuerzos τ_{hc}/σ_{vm}' empleada durante la etapa cíclica y la presión de poro al finalizar dicha etapa $\Delta u_c/\sigma_{vc}'$.

Las trayectorias de esfuerzo, identificadas con el inciso “c” en cada figura, presentan la envolvente de falla propuesta para las pruebas monotónicas pre-cíclicas y el valor de la pendiente τ_{st}/σ_v' , la cual servirá de referencia para evaluar el comportamiento post-cíclico.

Las figuras 5.72c a 5.75c presentan una serie de líneas horizontales que parten de $\sigma_v'/\sigma_{vm}'= 1.0$ para las muestras con $OCR= 1$ y $\sigma_v'/\sigma_{vm}'= 0.5$ para $OCR= 2$. Estas líneas representan la envolvente de la relación de esfuerzos aplicada en cada espécimen y la trayectoria que siguió durante la etapa cíclica. Para ejemplificar el comportamiento de las muestras y el significado de la envolvente trazada, se presenta la Figura 5.71, en la cual se analiza la muestra 100C:0D con $OCR= 1$ a la cual se le aplicó una relación de esfuerzos $\tau_{hc}/\sigma_{vm}'= \pm 0.17$ durante la etapa cíclica.

El punto A en la Figura 5.71, representa el final de la etapa de consolidación del espécimen ($\sigma_v'/\sigma_{vm}'= 1$ para un $OCR= 1$). Durante la etapa cíclica (Trayectoria B-C), el esfuerzo vertical efectivo (σ_v') exhibe una disminución ciclo a ciclo, lo cual se interpreta como un aumento en la presión de poro (Dyvik *et al.*, 1987), por otro lado, en la trayectoria de esfuerzos se representa con el desplazamiento de los lazos hacia la envolvente de falla monotónica pre-cíclica. Por lo tanto, la línea B-C mostrada en la Figura 5.71, representa el valor de la relación de esfuerzos

cíclicos aplicada y la trayectoria de esfuerzo durante la etapa cíclica, la cual se presenta para cada uno de los especímenes en las Figuras 5.72c a 5.75c.

Después de 100 ciclos o al presentarse una deformación angular de $\gamma = \pm 10\%$, finalizó la etapa cíclica y se mantuvo un periodo de estabilización de la presión de poro, representado por la trayectoria D-E. La generación de presión de poro permanente debida al esfuerzo cíclico aplicado (presión de poro en el punto E) es la que se ilustra en las curvas esfuerzo-deformación como $\Delta u_o/\sigma_{vc}'$.

La trayectoria E-F, representa la etapa monotónica post-cíclica. En las Figuras 5.72 a 5.75 se identifica con un número cada uno de los especímenes, para reconocer su trayectoria de esfuerzos a partir de la consolidación, etapa cíclica y monotónica post-cíclica.

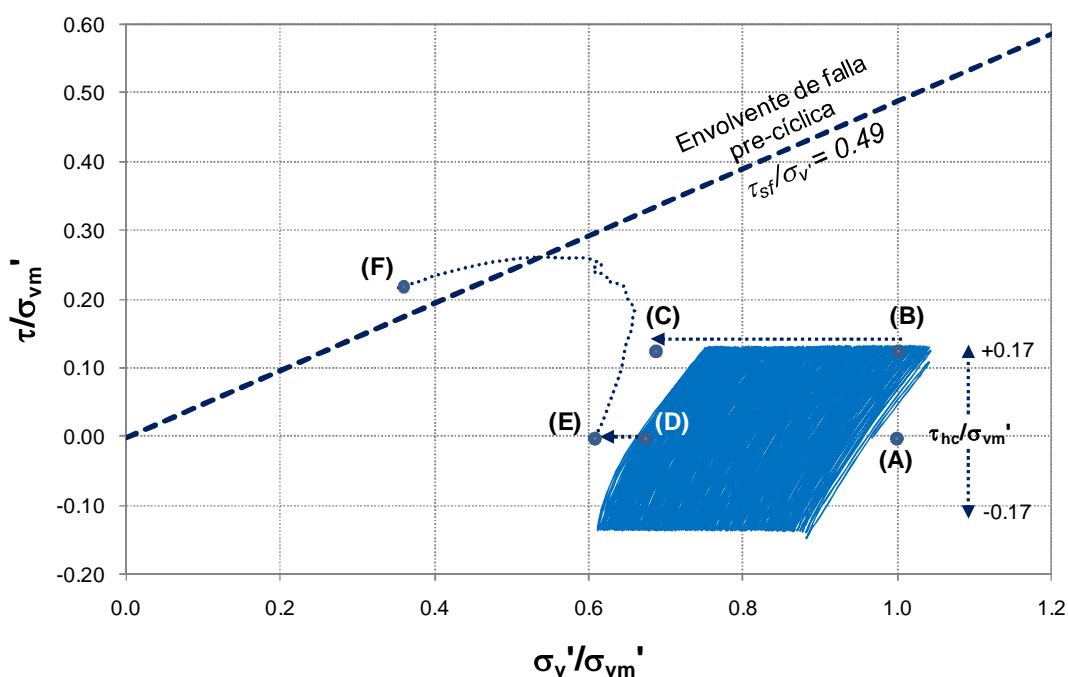


Figura 5.71 Ejemplo de la trayectoria de esfuerzo durante la etapa cíclica y monotónica post-cíclica. Especímen 100C:0D, OCR= 1, $\tau_{hc}/\sigma_{vm}' = \pm 0.17$.

En la Tabla 5.2 y 5.3 se muestra el resumen de las pruebas pre-cíclicas, cíclicas y post-cíclicas para especímenes normalmente consolidados y preconsolidados respectivamente. Los datos de las pruebas pre-cíclicas se presentaron con anterioridad en el Capítulo 4 y sólo se expone de manera adicional el valor del módulo de rigidez secante para un 50% de τ_{sf} (G_{S50}). Para la etapa cíclica se presenta el esfuerzo cíclico empleado (τ_{hc}), el número de ciclos aplicados (N) y la relación de esfuerzos en función de la resistencia monotónica pre-cíclica (τ_{hc}/τ_{sf}) y del esfuerzo vertical máximo (τ_{hc}/σ_{vm}')

Tabla 5.2 Resumen de resultados en pruebas monotónicas pre-cíclicas, cíclicas y monotónicas post-cíclicas. Muestras normalmente consolidadas (OCR= 1).

Prueba	Contenido de diatomita %	σ_{vc}' kPa	Etapa Monotónica Pre-cíclica								Etapa Cíclica					Etapa Monotónica Post-cíclica				
			τ_{sf} (kPa)	τ_{sf}/σ_{vm}'	γ_{sf} (%)	u_{sf} (kPa)	u_{sf}/σ_{vc}'	u_{sf}/σ_{vm}'	$\sigma_{vf}'/\sigma_{vm}'$	G_{S50} (kPa)	τ_{hc} (kPa)	N	$R_{(t)}$ τ_{hc}/τ_{sf}	R τ_{hc}/σ_{vm}'	R τ_{hc}/σ_{vc}'	τ_{cf} (kPa)	R_f τ_{cf}/τ_{sf}	G_{C50} (kPa)	$(G_c/G_s)_5$ 0	$\Delta u_c/\sigma_{vc}'$
OCR = 1																				
1	0	260.0	72.80	0.28	13.20	115.44	0.89	0.444	0.56	4346.0										
2	0	260.0									21.1	100	0.29	0.08	0.08	68.86	0.95	4098.9	0.94	0.04
3	0	260.0									35.9	100	0.49	0.14	0.14	67.27	0.92	2860.0	0.66	0.39
4	0	260.0									43.2	25	0.59	0.17	0.17	43.69	0.00	590.1	0.14	0.85
5	0	260.0									51.7	10	0.71	0.20	0.20					
6	20	260.0	79.56	0.31	16.36	108.16	0.44	0.416	0.58	2849.1										
7	20	260.0									28.9	100	0.36	0.11	0.11	80.91	1.02	2989.7	1.05	0.28
8	20	260.0									38.0	45	0.48	0.15	0.15	43.88	0.00	339.9	0.12	0.93
9	20	260.0									45.8	18	0.58	0.18	0.18	46.78	0.59	363.9	0.13	0.90
10	20	260.0									51.7	9	0.65	0.20	0.20	68.40	0.86	779.1	0.27	0.67
11	40	260.0	118.04	0.45	20.23	71.12	0.27	0.274	0.73	2027.1										
12	40	260.0									33.5	100	0.28	0.13	0.13	119.13	1.01	1862.9	0.92	0.42
13	40	260.0									39.0	82	0.33	0.15	0.15					
14	40	260.0									43.2	62	0.37	0.17	0.17					
15	40	260.0									54.6	17	0.46	0.21	0.21	70.57	0.60	385.0	0.19	0.92
16	60	260.0	185.00	0.71	24.84	15.26	0.06	0.059	0.94	1554.2										
17	60	260.0									35.6	100	0.19	0.14	0.14	191.15	1.03	1212.1	0.78	0.63
18	60	260.0									39.3	100	0.21	0.15	0.15	131.26	0.00	456.5	0.29	0.93
19	60	260.0									41.9	80	0.23	0.16	0.16					
20	60	260.0									48.1	82	0.26	0.19	0.19					
21	100	260.0	147.94	0.57	23.54	62.92	0.25	0.242	0.76											
22	100	260.0									38.2	100	0.26	0.15	0.15					
23	100	260.0									43.2	100	0.29	0.17	0.17					
24	100	260.0									52.5	100	0.36	0.20	0.20					
25	100	260.0									57.2	57	0.39	0.22	0.22					

Tabla 5.3 Resumen de resultados en pruebas monotónicas pre-cíclicas, cíclicas y monotónicas post-cíclicas.
Muestras preconsolidadas (OCR= 2).

Prueba	Contenido de diatomita %	σ_{vc}' kPa	Etapa Monotónica Pre-cíclica								Etapa Cíclica					Etapa Monotónica Post-cíclica				
			τ_{sf} (kPa)	τ_{sf}/σ_{vm}'	γ_{sf} (%)	u_{sf} (kPa)	u_{sf}/σ_{vc}'	u_{sf}/σ_{vm}'	$\sigma_{vf}'/\sigma_{vm}'$	G_{S50} (kPa)	τ_{hc} (kPa)	N	$R_{(\tau)}$ τ_{hd}/τ_{sf}	R τ_{hd}/σ_{vm}'	R τ_{hd}/σ_{vc}'	τ_{cf} (kPa)	R_f τ_{cf}/τ_{sf}	G_{C50} (kPa)	$(G_C/G_S)_50$	$\Delta u/\sigma_{vc}'$
OCR = 2																				
26	0	130.0	58.50	0.23	12.03	7.02	0.01	0.027	0.47	3198.1										
27	0	130.0									22.6	100	0.39	0.09	0.174	62.07	1.06	3289.5	1.03	0.01
28	0	130.0									28.6	100	0.49	0.11	0.220	60.49	1.03	2832.7	0.89	0.04
29	0	130.0									36.7	36	0.63	0.14	0.282	37.23	0.00	510.8	0.16	0.79
30	0	130.0									41.6	21	0.71	0.16	0.320	38.35	0.66	351.4	0.11	0.84
31	0	130.0									49.9	8	0.85	0.19	0.384					
32	20	130.0	61.62	0.24	13.50	2.60	0.01	0.010	0.49	2733.6										
33	20	130.0									27.6	100	0.45	0.11	0.212	65.69	1.07	2508.0	0.92	0.15
34	20	130.0									30.4	100	0.49	0.12	0.234	47.31	0.77	421.3	0.15	0.87
35	20	130.0									33.0	64	0.54	0.13	0.254	40.85	0.00	288.4	0.11	0.91
36	20	130.0									38.0	25	0.62	0.15	0.292					
37	20	130.0									47.1	11	0.76	0.18	0.362					
38	40	130.0	97.24	0.37	21.57	-16.64	-0.03	-0.064	0.56	1558.5										
39	40	130.0									19.8	100	0.20	0.08	0.152	105.67	1.09	1698.3	1.09	0.04
40	40	130.0									26.8	100	0.28	0.10	0.206	101.04	1.04	1342.1	0.86	0.23
41	40	130.0									37.2	24	0.38	0.14	0.286					
42	40	130.0									46.0	12	0.47	0.18	0.354					
43	60	130.0	143.39	0.55	22.06	-62.71	-0.12	-0.241	0.74	1380.0										
44	60	130.0									23.9	100	0.17	0.09	0.184	182.39	1.27	990.9	0.72	0.30
45	60	130.0									28.1	83	0.20	0.11	0.216					
46	60	130.0									34.1	56	0.24	0.13	0.262					
47	60	130.0									42.6	26	0.30	0.16	0.328					
48	100	130.0	110.76	0.43	24.96	-13.00	-0.02	-0.050	0.55											
49	100	130.0									28.9	100	0.26	0.11	0.222					
50	100	130.0									37.4	100	0.34	0.14	0.288					
51	100	130.0									43.7	67	0.39	0.17	0.336					
52	100	130.0									50.2	30	0.45	0.19	0.386					

Para la etapa monotónica post-cíclica se relacionan los valores encontrados de resistencia monotónica post-cíclica (τ_{cf}); la relación de falla (R_f), que se expone con mayor detalle en la Sección 5.6.1; el módulo de rigidez secante para el 50% de τ_{cf} ($G_{C\ 50}$); la relación entre módulos de rigidez al 50% de la resistencia máxima (G_C/G_S)₅₀ y la presión de poro generada al final de la etapa cíclica ($\Delta u_o/\sigma_{vc}'$).

La Figura 5.72 ilustra el comportamiento post-cíclico de las muestras C100:D0. En ella se puede observar que debido a la generación de presión de poro residual durante la etapa cíclica, las trayectorias de esfuerzo post-cíclicas presentan un corrimiento hacia la izquierda en relación con las trayectorias de las muestras monotónicas pre-cíclicas (Figura 5.72c).

La razón de este cambio en las trayectorias de esfuerzo post-cíclicas se debe a que al no permitirse el drenaje durante la etapa cíclica, la reducción del esfuerzo vertical efectivo tiene el mismo efecto que la descarga real del esfuerzo para conseguir un cierto valor de preconsolidación. En otras palabras, la aplicación de un esfuerzo cíclico genera una aparente preconsolidación del espécimen (Andersen *et al.*, 1980).

Por otro lado, entre mayor es este nivel de preconsolidación aparente, las trayectorias de esfuerzo sobrepasan en mayor medida la envolvente definida durante las pruebas pre-cíclicas (ver muestras 3, 6 y 7 en la Figura 5.72c)

Como se mencionó en la Sección 4.4.3, la envolvente de falla pre-cíclica para las muestras con OCR= 1 y 2, se propuso con una intercepción por cero para facilitar su revisión, sin embargo, para muestras preconsolidadas, en general la envolvente de falla presenta una intercepción sobre la vertical con un valor mayor a cero (Andersen *et al.*, 1980). Esta es la razón por la cual al presentarse un nivel de preconsolidación aparente mayor, las trayectorias sobrepasan la envolvente propuesta.

Este resultado es consistente con lo obtenido en otras investigaciones con diferentes arcillas y modos de corte (Castro y Christian, 1976; Koutsoftas, 1978; Matsui *et al.*, 1980 y Azzouz *et al.*, 1989).

Las figuras 6.70a y 6.70b, muestran que para los especímenes con OCR= 1, la resistencia al cortante disminuye al aumentar la relación de esfuerzos aplicada y al aumentar la presión de poro generada al final de la etapa cíclica. Por otro lado, las muestras con OCR= 2 presentan un ligero aumento de su resistencia para las relaciones de esfuerzo menores ($\tau_{hc}/\sigma_{vm}' = \pm 0.19$ y ± 0.11).

En ambos casos la forma de la curva esfuerzo-deformación cambia para las relaciones de esfuerzo mayores aplicadas y para presiones de poro mayores a $\Delta u_c/\sigma_{vc}' = 0.7$. En estos especímenes, la curva exhibe una degradación de la rigidez, la cual se va recuperando al aumentar la deformación angular, sin embargo, no se alcanza la resistencia generada durante la etapa pre-cíclica.

En las muestras C80:D20 (Figura 6.71), se observa una diferencia importante en relación con los especímenes de 100% caolín. En las figuras 6.71a se advierte una disminución de la resistencia al aumentar la presión de poro generada durante la etapa cíclica ($\Delta u_c/\sigma_{vc}'$), sin embargo, la resistencia no disminuye al aumentar la relación de esfuerzos empleada (comparar τ_{hc}/σ_{vm}' en especímenes 2,3 y 4). El motivo de este comportamiento se explica a continuación.

El aparato de corte simple empleado durante la etapa cíclica, no cuenta con un mecanismo para detener de manera automática la prueba al alcanzar una deformación angular de $\gamma = \pm 10\%$, por lo tanto, en algunas pruebas que fallaron antes de 100 ciclos se alcanzó un nivel de deformación mayor.

De acuerdo con Yasuhara y Hyde (1997) y Yasuhara *et al.* (2003), la degradación de la resistencia y la rigidez post-cíclica en suelos finos normalmente consolidados y preconsolidados, se puede correlacionar de forma adecuada con la presión de poro generada durante la etapa cíclica. Por otro lado, Ansal *et al.* (2001) y Erken y Ulker (2005), basados en las observaciones de Vucetic (1994), establecieron que la resistencia post-cíclica está directamente relacionada con el nivel de deformación alcanzado.

Las observaciones realizadas por estos autores coincide con los resultados mostrados en la Figura 5.73a, donde la resistencia post-cíclica de las muestras disminuye al aumentar la presión de poro generada, la cual está directamente relacionada con el nivel de deformación final y como se mencionó anteriormente, no fue exactamente igual a $\gamma = \pm 10\%$ para todas las muestras. En la Sección 5.6.1 se comparan los criterios de evaluación de la resistencia post-cíclica a partir de la relación de esfuerzos cíclicos aplicada y la generación de presión de poro permanente al final de la etapa cíclica.

Para las muestras con 20% de diatomita y OCR= 2, se presenta un ligero aumento de la resistencia para la relación de esfuerzos más baja aplicada ($\tau_{hc}/\sigma_{vm}' = \pm 0.11$) y una disminución de la rigidez y resistencia de los especímenes que presentaron presiones de poro mayores a $\Delta u_c/\sigma_{vc}' = 0.8$ durante la etapa cíclica (muestras 6 y 7).

En relación con las trayectorias de esfuerzo, se presenta un comportamiento similar al de las muestras con 100% caolín y se observa que los especímenes con un grado de preconsolidación aparente mayor, sobrepasan los valores de la envolvente de falla definida durante la etapa pre-cíclica (muestras 2, 3, 6 y 7 principalmente)

A partir de las muestras con un contenido de diatomita de 40% o mayor, los especímenes ensayados post-cíclicamente se redujeron, ya que aquellos que presentaron una deformación angular de $\pm 10\%$ durante la etapa cíclica, generaron presiones de poro cercanas a $\Delta u_o/\sigma_{vc}' \approx 1$, lo cual en algunos casos, imposibilitó que se ensayaran monotónicamente.

En el caso de los especímenes C60:D40, se observan algunos cambios en relación con lo obtenido en las muestras con un menor contenido de diatomita, ya que tanto en el caso de las muestras con OCR= 1 y OCR=2 se obtuvieron resistencias ligeramente mayores en los ensayos post-cíclicos en relación con los pre-cíclicos. Dicho comportamiento se observa en las muestras 1, 3 y 4 (Figura 5.74a y 5.74b).

Otras características como el aumento de la resistencia en relación con la envolvente pre-cíclica para los especímenes que presentaron una preconsolidación aparente mayor (Figura 5.74c), se mantienen para este contenido de diatomita.

Para un contenido de diatomita de 60%, el aumento de la resistencia post-cíclica en relación con la pre-cíclica es más evidente, en especial para la muestra con OCR= 2 (Figura 5.75b). Por otro lado, el espécimen con OCR= 1 identificado con el número 1 (Figura 5.75a), presenta una resistencia mayor a la obtenida en la etapa pre-cíclica, aún cuando la presión de poro generada al final de la etapa cíclica fue de $\Delta u_o/\sigma_{vc}' = 0.63$. Otros especímenes con menor contenido de diatomita que presentaron valores de presión de poro cercanos al mencionado, exhibieron mayor degradación y menor resistencia.

Las trayectorias de esfuerzo para las muestras C40:D60 se aprecian en la Figura 5.75c, en ella se advierte que los especímenes ensayados durante la etapa post-cíclica exhiben una dilatación mucho mayor que los especímenes en la etapa pre-cíclica. De igual forma se observa como los especímenes 1 y 3 sobrepasan la resistencia máxima alcanzada durante la etapa pre-cíclica, aún cuando el esfuerzo vertical efectivo presenta una disminución importante a partir de la condición inicial de las muestras.

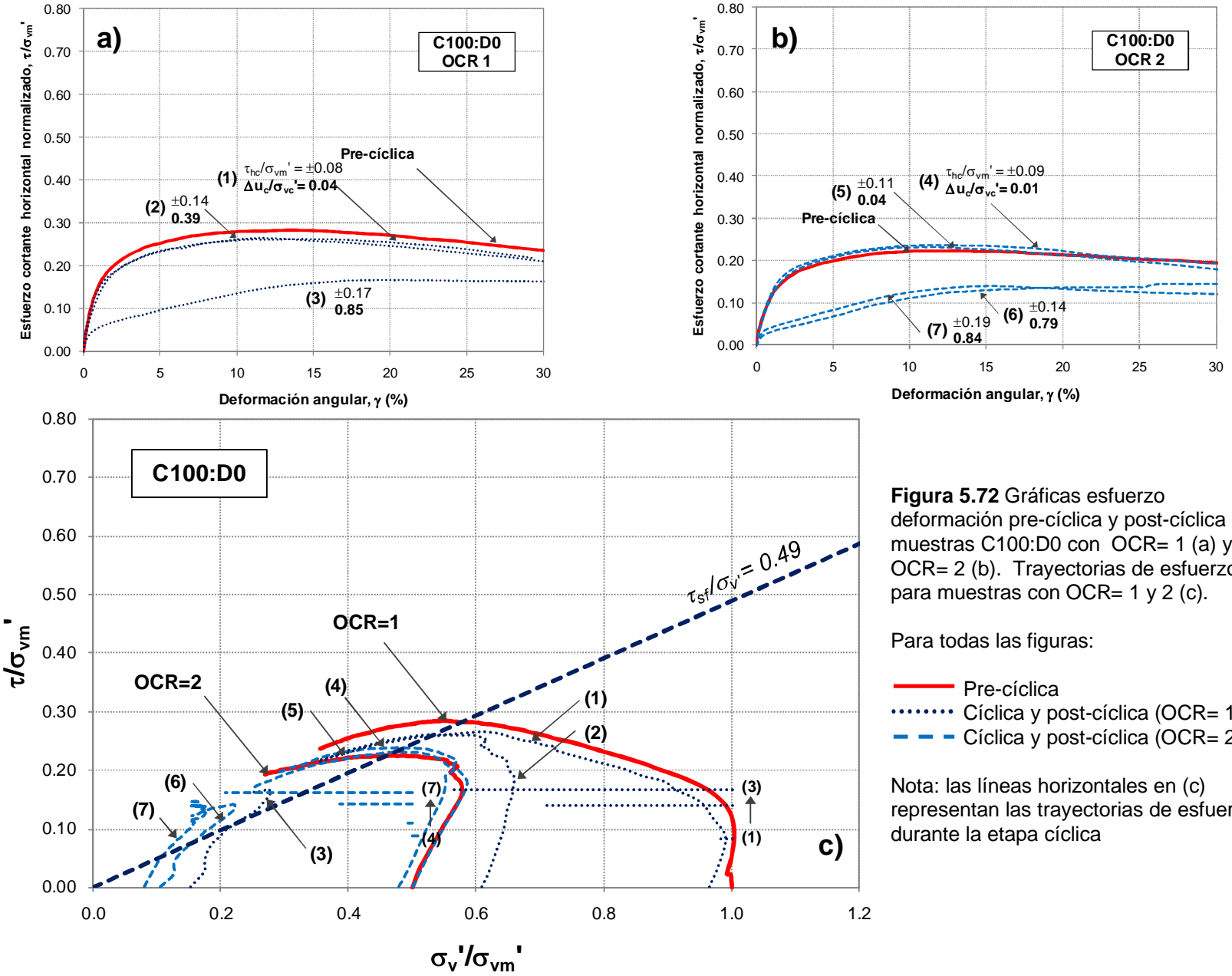


Figura 5.72 Gráficas esfuerzo deformación pre-cíclica y post-cíclica en muestras C100:D0 con OCR= 1 (a) y OCR= 2 (b). Trayectorias de esfuerzo para muestras con OCR= 1 y 2 (c).

Para todas las figuras:

- Pre-cíclica
- Cíclica y post-cíclica (OCR= 1)
- - - Cíclica y post-cíclica (OCR= 2)

Nota: las líneas horizontales en (c) representan las trayectorias de esfuerzo durante la etapa cíclica

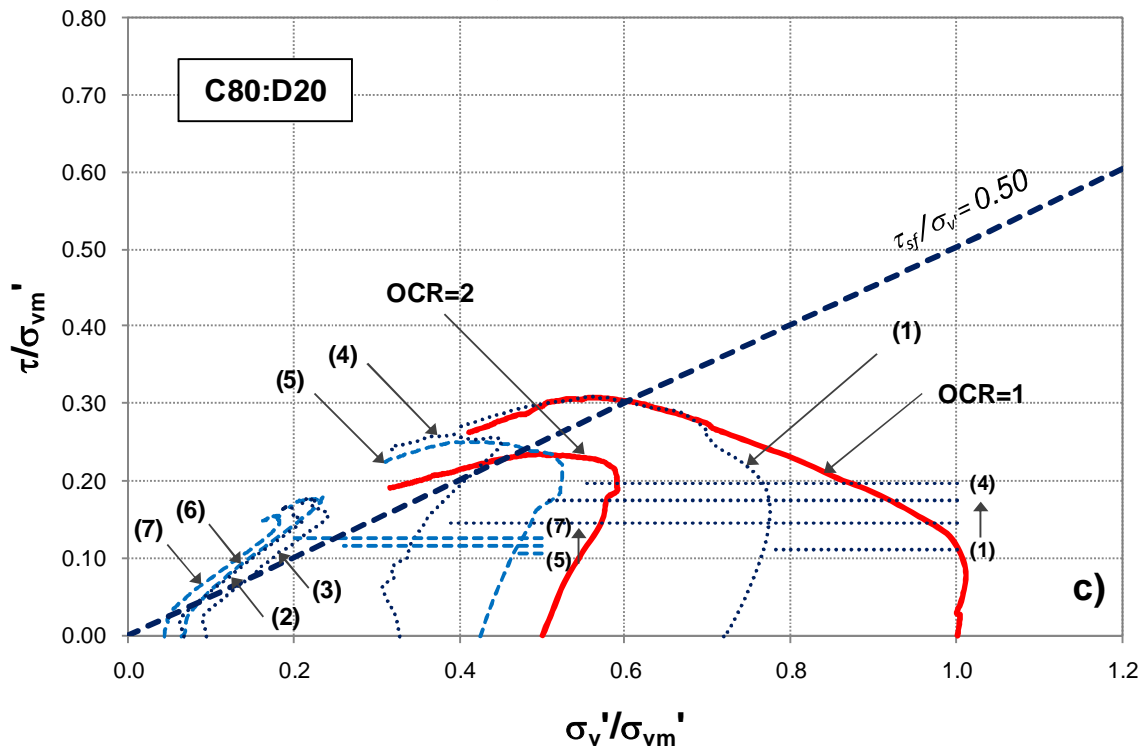
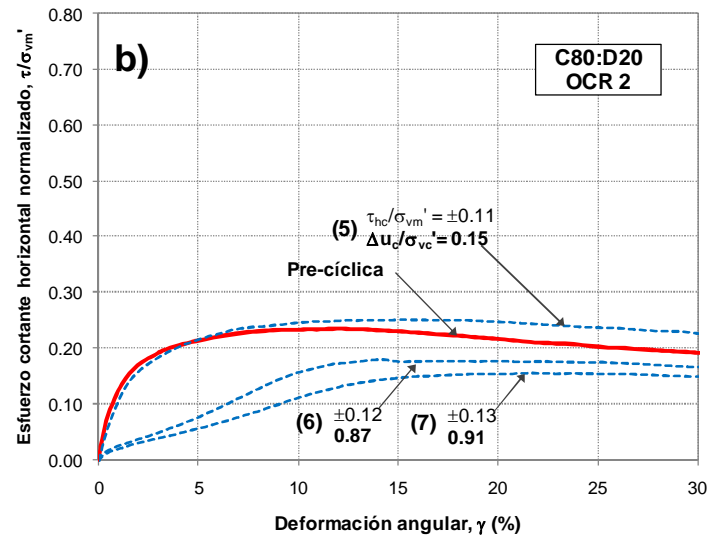
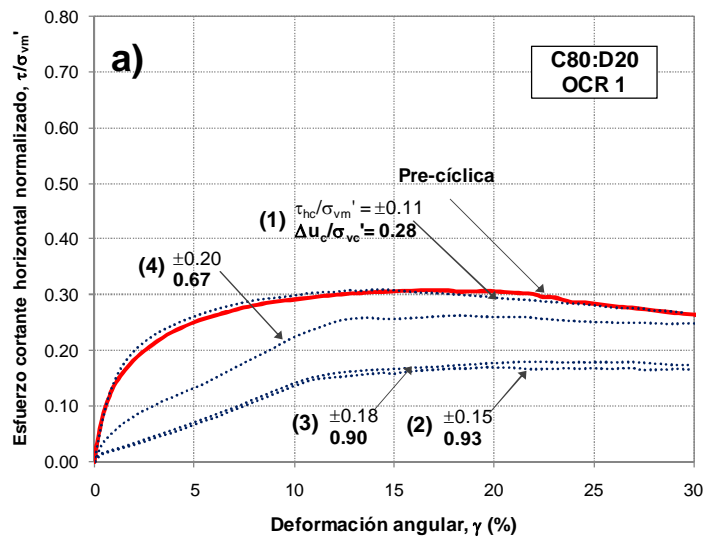


Figura 5.73 Gráficas esfuerzo deformación pre-cíclica y post-cíclica en muestras C80:D20 con OCR= 1 (a) y OCR= 2 (b). Trayectorias de esfuerzo para muestras con OCR= 1 y 2 (c).

Para todas las figuras:

- Pre-cíclica
- Cíclica y post-cíclica (OCR= 1)
- - - Cíclica y post-cíclica (OCR= 2)

Nota: las líneas horizontales en (c) representan las trayectorias de esfuerzo durante la etapa cíclica

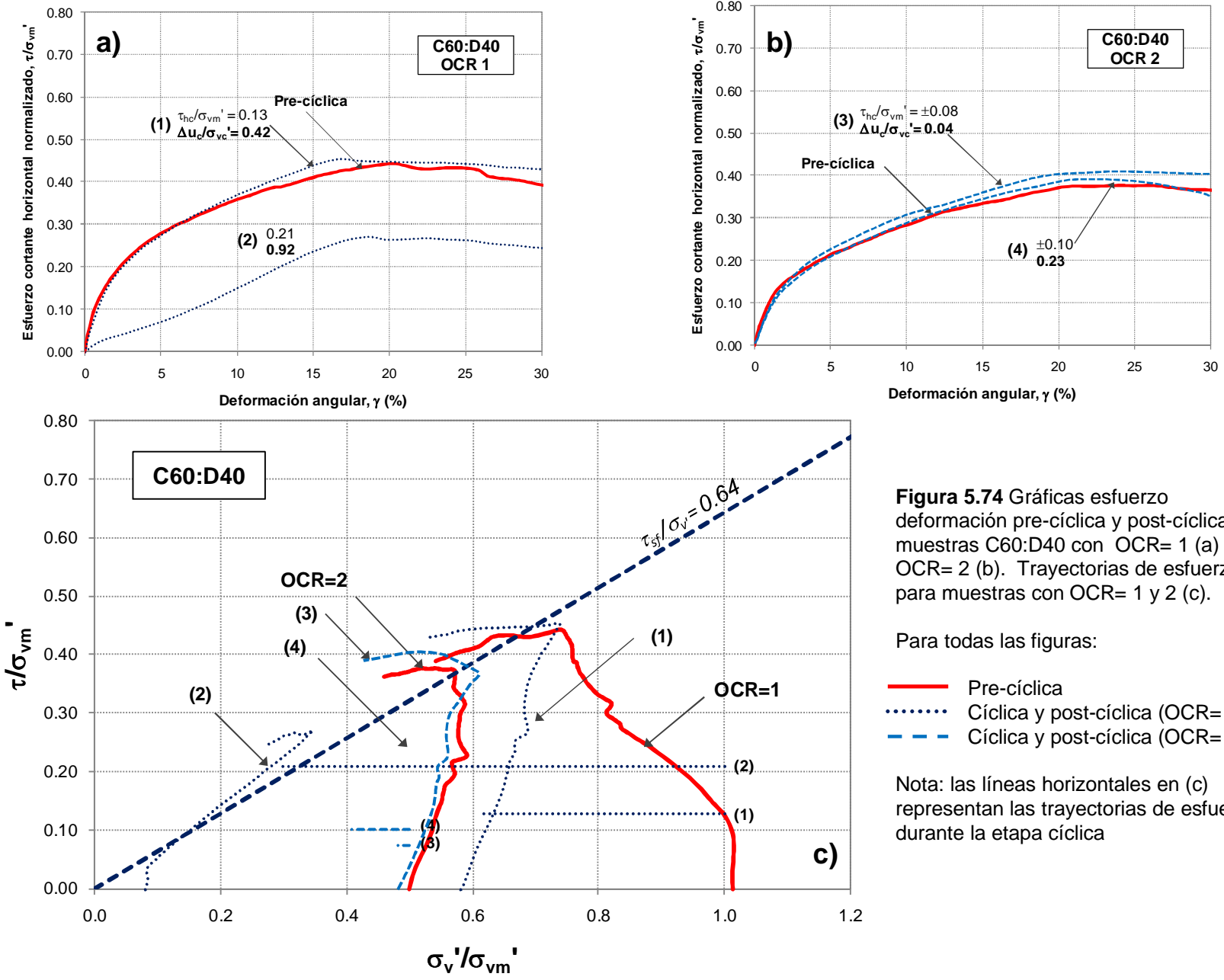


Figura 5.74 Gráficas esfuerzo deformación pre-cíclica y post-cíclica en muestras C60:D40 con OCR= 1 (a) y OCR= 2 (b). Trayectorias de esfuerzo para muestras con OCR= 1 y 2 (c).

Para todas las figuras:

— Pre-cíclica
 Cíclica y post-cíclica (OCR= 1)
 - - - Cíclica y post-cíclica (OCR= 2)

Nota: las líneas horizontales en (c) representan las trayectorias de esfuerzo durante la etapa cíclica

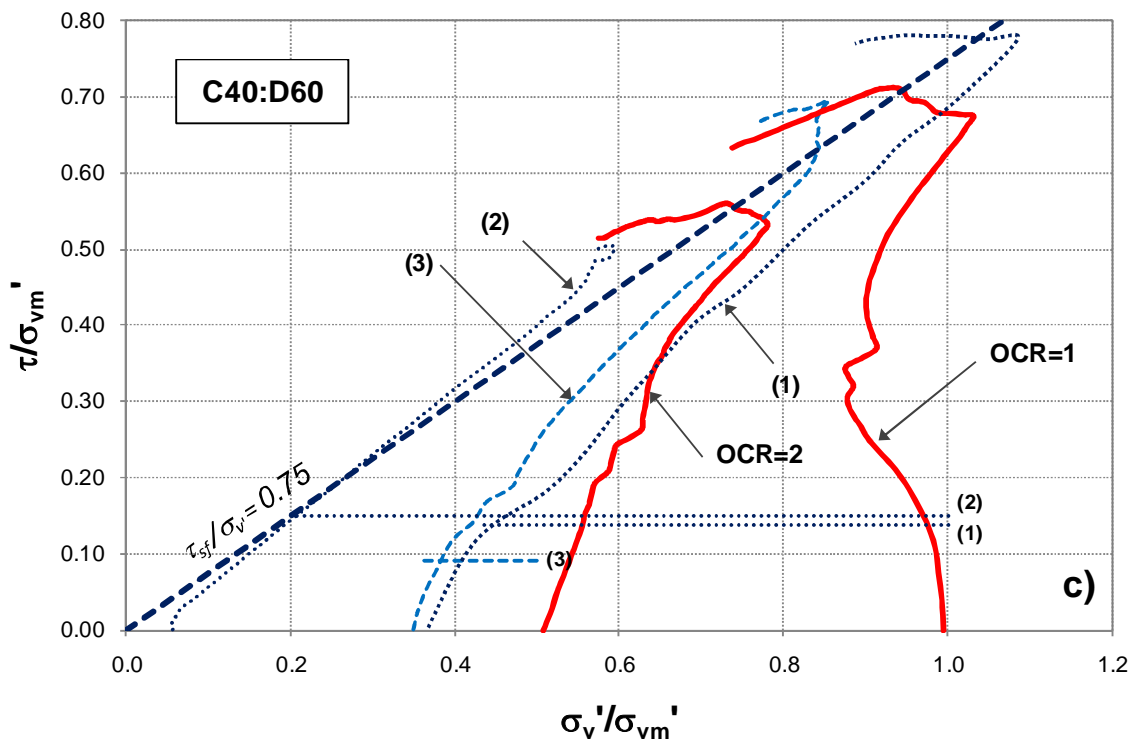
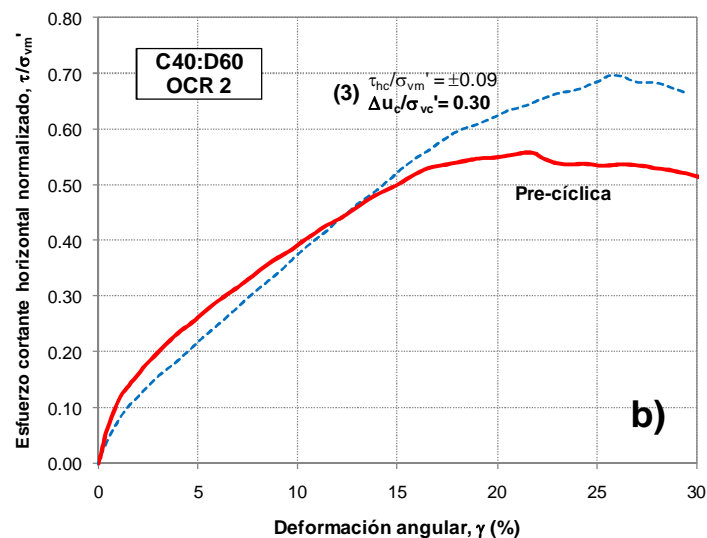
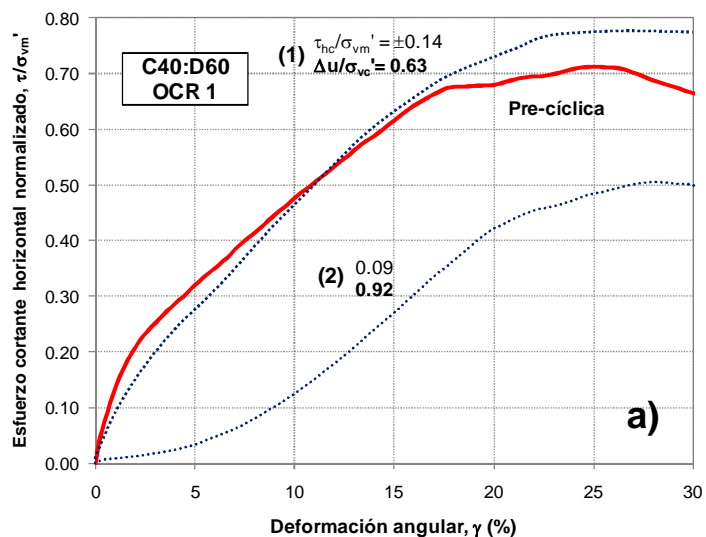


Figura 5.75 Gráficas esfuerzo deformación pre-cíclica y post-cíclica en muestras C40:D60 con OCR= 1 (a) y OCR= 2 (b). Trayectorias de esfuerzo para muestras con OCR= 1 y 2 (c).

Para todas las figuras:

- Pre-cíclica
- Cíclica y post-cíclica (OCR= 1)
- - - Cíclica y post-cíclica (OCR= 2)

Nota: las líneas horizontales en (c) representan las trayectorias de esfuerzo durante la etapa cíclica

5.6.1 Evaluación de la resistencia post-cíclica

Para evaluar los resultados se emplearon dos criterios, el primero a partir de la relación de esfuerzos cíclicos aplicada y el segundo con la generación de presión de poro durante la etapa cíclica.

El primer criterio fue propuesto por Díaz-Rodríguez (1989) y consiste en evaluar la resistencia post-cíclica en términos de una relación de falla, $R_f = \tau_{cf}/\tau_{sf}$, donde τ_{cf} representa la resistencia post-cíclica del espécimen después de aplicar 100 ciclos de esfuerzo. Esta relación de falla, se grafica contra la relación de esfuerzos aplicada, $R = \tau_{hc}/\tau_{sf}$.

Bajo este criterio es posible determinar una relación umbral de esfuerzos dinámicos (R_D) que define dos patrones de comportamiento: Para $R < R_D$ se presenta poco deterioro de la estructura del suelo con lazos de histéresis cerrados, mientras que para $R > R_D$ se presenta un gran deterioro de la estructura del suelo, traducida en una marcada reducción de la resistencia al esfuerzo cortante.

Siguiendo este criterio, se trazaron las gráficas 5.76 y 5.77 para muestras normalmente consolidadas y preconsolidadas respectivamente. Adicionalmente, se incluye en las gráficas el comportamiento del suelo de la Ciudad de México, considerado como suelo diatomáceo natural debido a que está compuesto por aproximadamente un 60% de microfósiles silíceos, en su mayoría diatomeas (Mesri *et al.*, 1975).

El R_D para el suelo de la Ciudad de México se encuentra alrededor de 0.83 (Díaz-Rodríguez, 1989), este valor revela que para mostrar degradación debido a un esfuerzo cíclico, este suelo requiere que dicho esfuerzo presente un valor cercano al de su resistencia estática. En las figuras 5.76 y 5.77 se ilustra con una flecha el valor aproximado de R_D para cada mezcla ensayada.

En la Figura 5.76 para muestras normalmente consolidadas se observa que el valor aproximado de R_D disminuye al aumentar el contenido de diatomita de un valor de 0.53 para las muestras de 100% caolín, a 0.40, 0.28 y 0.2 para las muestras con 20%, 40% y 60% de diatomita respectivamente.

Por otro lado, la resistencia post-cíclica antes de alcanzar el valor de R_D en las muestras con contenidos de diatomita de 20%, 40% y 60%, es ligeramente mayor a la resistencia mostrada por los especímenes durante la etapa pre-cíclica, es decir, presenta una $R_f > 1$. Comparando los especímenes con diatomita con los de 100% caolín, los primeros presentan resistencias post-cíclicas mayores para relaciones de esfuerzo menores a R_D .

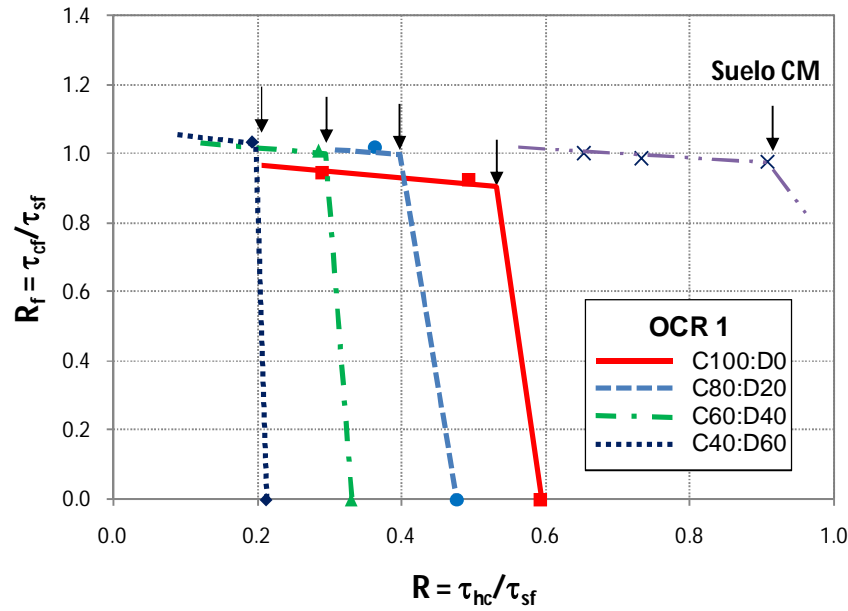


Figura 5.76 Relación de falla contra relación de esfuerzo cíclico en mezcla caolín-diatomita y en el suelo de la Ciudad de México (OCR= 1).

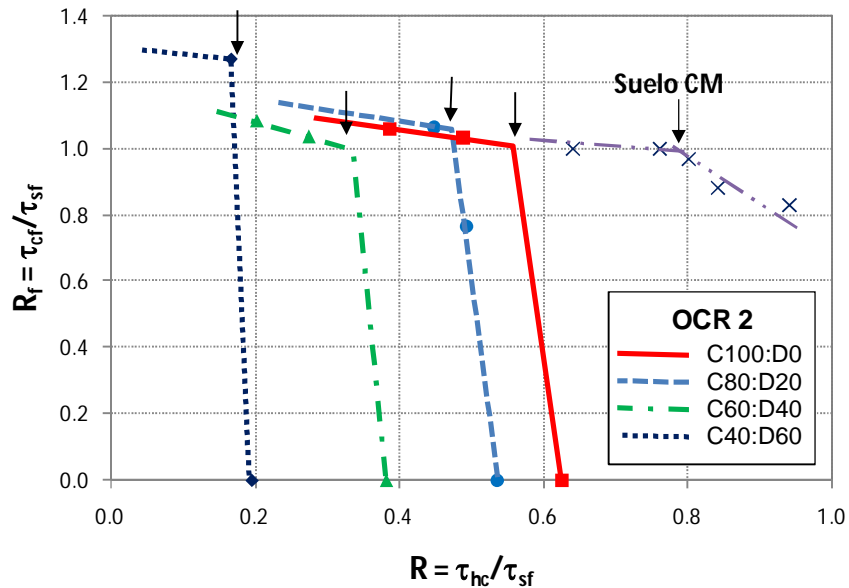


Figura 5.77 Relación de falla contra relación de esfuerzo cíclico en mezcla caolín-diatomita y en el suelo de la Ciudad de México (OCR= 2).

En el caso de las muestras preconsolidadas (OCR= 2) en la Figura 5.77, los valores de R_D aumentan ligeramente con respecto a las muestras con OCR= 1, presentando valores de 0.56, 0.47 y 0.33 para las muestras con 0%, 20% y 40% de diatomita respectivamente; por otro lado, los especímenes preconsolidados con 60% de diatomita, presentaron una ligera disminución en el umbral de esfuerzos con respecto al valor con OCR= 1, exhibiendo un $R_D = 0.17$.

La resistencia post-cíclica en las muestras con OCR= 2, para relaciones de esfuerzo menores a R_D , presenta un ligera tendencia a aumentar junto con el contenido de diatomita, presentando resistencias mayores a la de referencia pre-cíclica, dicho efecto es más claro para las muestras con 60% de diatomita, sin embargo, se requiere de una serie más extensa de pruebas de resistencia post-cíclica para corroborar dicho comportamiento.

Otro criterio de análisis de la resistencia post-cíclica se basa en los estudios realizados por Yasuhara (1994), Yasuhara y Hide (1997) y Yasuhara *et al.* (2003), los cuales se condujeron con la finalidad de predecir la resistencia y degradación de la rigidez post-cíclica en muestras con un amplio rango de plasticidad y OCR. Gran parte de estas investigaciones se basa en la relación directa que existe entre la generación de presión de poro durante la etapa cíclica y las características post-cíclicas del suelo.

En la Figura 5.78 se graficaron la resistencia post-cíclica R_f contra la generación de presión de poro durante la etapa cíclica ($\Delta u_c / \sigma_{vc}'$). En general para cualquier tipo de suelo, la resistencia post-cíclica disminuye al aumentar la presión de poro generada $\Delta u_c / \sigma_{vc}'$. Dicho comportamiento se presenta para todas las muestras ensayadas.

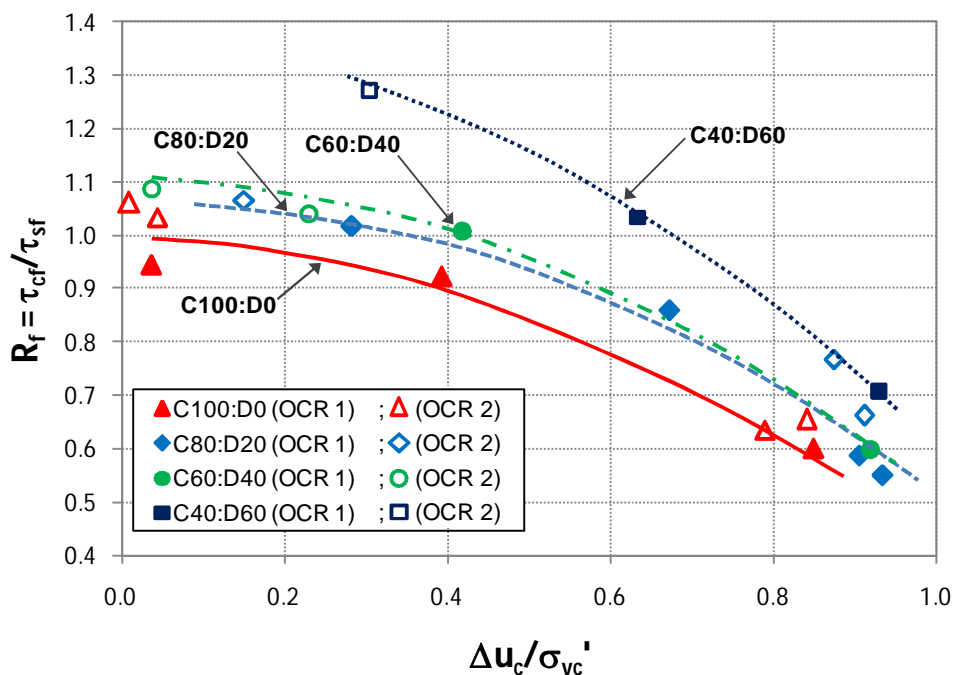


Figura 5.78 Relación de falla contra presión de poro generada durante la etapa cíclica para muestras con OCR= 1 y 2.

En la Figura 5.78 se graficaron los valores encontrados para un OCR= 1 y 2, y aunque los valores de resistencia post-cíclica en las muestras con OCR= 2 son ligeramente mayores se encontró una tendencia general para cada contenido de diatomita.

Las líneas de tendencia propuestas, muestran que para un mismo valor de $\Delta u_c/\sigma_{vc}'$, la resistencia post-cíclica aumenta junto con el contenido de diatomita, este aumento se presenta en mayor proporción para las muestras con un 60%.

Otra característica de las muestras con diatomita es que para valores menores a cierto $\Delta u_c/\sigma_{vc}'$, la resistencia post-cíclica supera el valor de la resistencia pre-cíclica. Dicho valor se encuentra aproximadamente en $\Delta u_c/\sigma_{vc}' = 0.3, 0.4$ y 0.7 para las muestras con 20%, 40% y 60% de diatomita respectivamente.

La muestra con 60% de diatomita y un valor de $\Delta u_c/\sigma_{vc}' = 0.3$ presenta un especial aumento de la resistencia post-cíclica alcanzando un valor cerca del 27% mayor a la resistencia pre-cíclica.

Para evaluar la rigidez de las muestras durante la etapa post-cíclica se presenta la gráfica entre la relación de módulos de rigidez al 50% de la resistencia máxima $(G_c/G_s)_{50}$ y la generación de presión de poro durante la etapa cíclica (Figura 5.79 y 5.80). Donde $(G_c)_{50}$ representa el módulo secante al 50% de la resistencia máxima en la etapa post-cíclica, mientras que $(G_s)_{50}$, representa el mismo valor para etapa pre-clica (Tabla 5.2 y 5.3).

De acuerdo con Yasuhara *et al.* (2003), este tipo de evaluación presenta diferentes resultados dependiendo del OCR, ya que la rigidez post-cíclica de las muestras preconsolidadas es menor a la que presentan las normalmente consolidadas.

En las muestras con OCR=1 (Figura 5.79) podemos observar una tendencia prácticamente lineal de disminución de la rigidez al aumentar la presión de poro en las muestras C100:D0, este resultado coincide con otros suelos cohesivos revisados por Yasuhara y Hyde (1997).

Aún cuando los datos obtenidos son limitados, se observa que el valor de $(G_c/G_s)_{50}$ para un mismo $\Delta u_c/\sigma_{vc}'$, aumenta junto con el contenido de diatomita. Las tendencias mostradas en la figura, se dibujaron de acuerdo con lo obtenido por Yasuhara *et al.* (2003) en arcillas limosas y limos arcillosos de baja plasticidad, sin embargo, es necesario realizar un estudio más detallado para definir las tendencias al incluir pruebas con otros valores de $\Delta u_c/\sigma_{vc}'$.

En los especímenes preconsolidados (OCR= 2) que se muestran en la Figura 5.80, es notable la disminución de la rigidez post-cíclica en comparación con las muestras con OCR= 1.

Para valores de $\Delta u_c/\sigma_{vc}'$ menores a 0.3, se observa una tendencia de aumento en la rigidez post-cíclica junto con el contenido de diatomita, sin embargo, no se cuenta con datos suficientes para valores de $\Delta u_c/\sigma_{vc}'$ mayores.

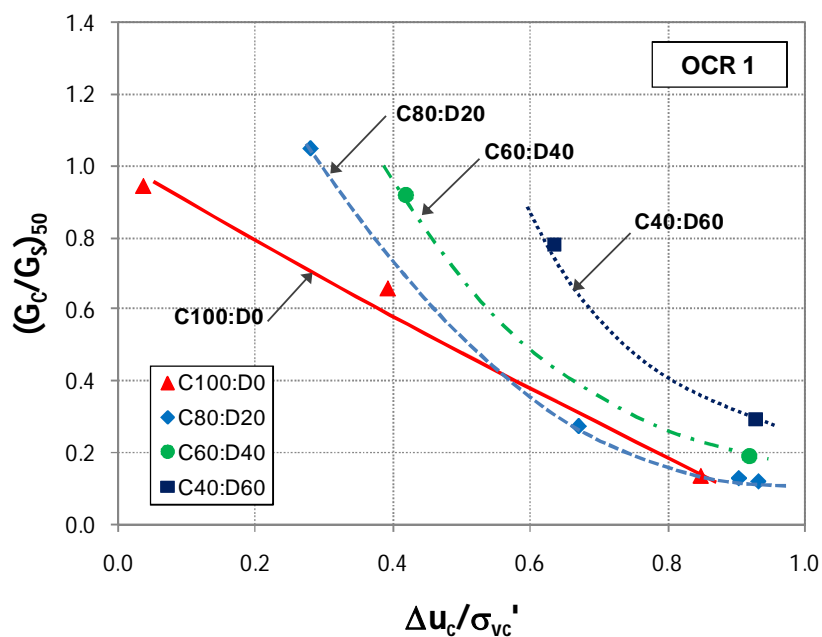


Figura 5.79 Relación entre módulos de rigidez secante al 50% de la resistencia monotónica contra generación de presión de poro durante la etapa cíclica.

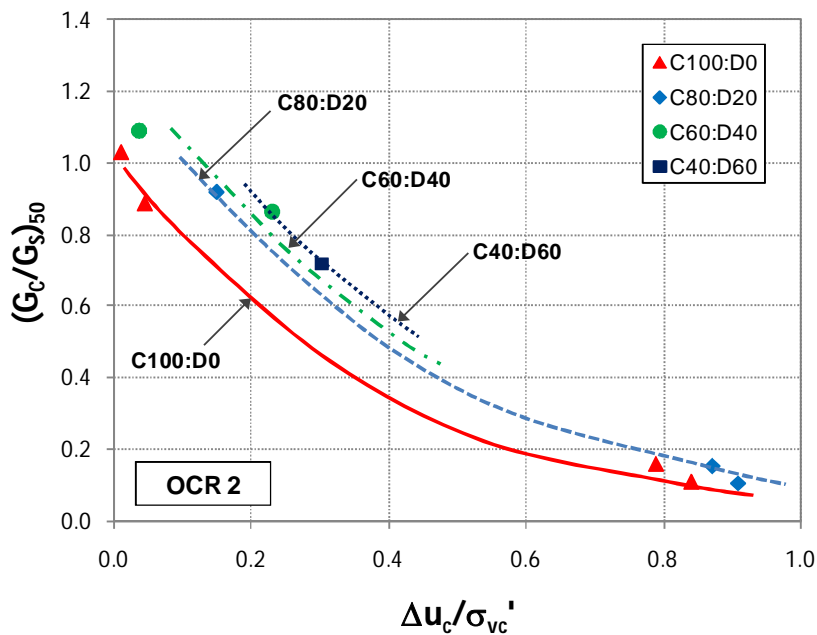


Figura 5.80 Relación de falla contra presión de poro generada durante la etapa cíclica para muestras con OCR= 1 y 2.

5.6.2 Resumen: Comportamiento post-cíclico

La resistencia monotónica post-cíclica se evaluó a partir de diferentes criterios. Algunas de las conclusiones más importantes acerca del comportamiento en esta etapa del estudio se exponen a continuación:

- Al igual que en otros suelos naturales, la aplicación de una carga cíclica sobre las mezclas caolín-diatomita, produce una aparente preconsolidación cuya magnitud depende de la presión de poro generada durante la etapa cíclica.
- Debido a la aparente preconsolidación, las muestras incrementaron su comportamiento dilatante durante las pruebas monotónicas post-cíclicas. Este efecto se acentuó junto con el contenido de diatomita.
- El umbral de esfuerzos dinámicos (R_D), representado por la relación de esfuerzos cíclicos que produce un cambio irreversible en la estructura del suelo, disminuye al aumentar el contenido de diatomita. Las muestras preconsolidadas presentaron valores de este umbral ligeramente menores al de las muestras normalmente consolidadas.
- A partir de la comparación de R_D para muestras artificiales con el suelo de la Ciudad de México, el cual presenta unidades arcillosas hasta con 60% de microfósiles diatomáceos en su composición; se identificó que los microfósiles presentes en este suelo diatomáceo natural, no son la causa principal de su alta relación de esfuerzos umbral. Por lo tanto, la alta actividad de la parte arcillosa en el suelo de la Ciudad de México, así como otros procesos físico-químicos (tixotropía, cementación, efectos de tiempo, etc.) deben estar vinculados con el alto R_D .
- La resistencia post-cíclica se correlaciona de manera adecuada con la presión de poro generada durante la etapa cíclica. Bajo este esquema, la resistencia para cualquier mezcla caolín-diatomita disminuye al aumentar la presión de poro residual.
- Al aumentar el contenido de diatomita, la resistencia post-cíclica puede presentar valores mayores a la resistencia pre-cíclica ($\tau_{hc}/\tau_{sf} > 1$). Este comportamiento se presenta a partir de presiones de poro residuales menores a $\Delta u_r/\sigma_{vc}' = 0.3, 0.4$ y 0.7 para las muestras con 20%, 40% y 60% de diatomita respectivamente, sin embargo, es necesario un estudio más detallado para verificar este comportamiento.

-
- La degradación del módulo post-cíclica $(G_C/G_S)_{50}$, aumenta junto con la generación de presión de poro al final de la etapa cíclica. Sin embargo, esta degradación es menor al disminuir el valor de OCR y al aumentar contenido de diatomita.

Estas observaciones nos indican que aún cuando el umbral de esfuerzos dinámicos (R_D) disminuye al aumentar el contenido de diatomita, la rigidez post-cíclica de las muestras es menos afectada al aumentar el contenido de diatomita e incluso pueden presentar una resistencia post-cíclica mayor a la de las muestras de 100% caolín y a la obtenida en muestras pre-cíclicas con el mismo contenido de diatomita. Este comportamiento puede estar relacionado con la geometría de los esqueletos diatomáceos, los cuales aún después de la aplicación de un esfuerzo cíclico y alcanzar niveles de deformación altos, presentan oposición para reacomodarse durante el corte monotónico post-cíclico, produciendo una resistencia considerable.

Conclusiones y recomendaciones

6.1 Comportamiento pre-cíclico

A partir de las propiedades y comportamiento de las mezclas caolín-diatomita en esta etapa de la investigación, se corroboraron los resultados de otros trabajos en relación con la influencia de los microfósiles en las características geotécnicas de los suelos.

- Se confirmó que junto con el aumento en el contenido de diatomita en las mezclas se presenta: un aumento del límite líquido, relación de vacíos y permeabilidad, así como la disminución de la plasticidad y el peso volumétrico. Dichas características se acentuaron a partir de contenidos de diatomita mayores a 20%.
- La rugosidad de la superficie y la compleja geometría de los microfósiles diatomáceos, aumentan su resistencia al deslizamiento y dificultan el reacomodo de partículas debido a la interferencia entre ellas (*interlocking*), estos fenómenos dan como resultado un aumento en la resistencia al cortante y en el ángulo de fricción interna, así como una intensificación del comportamiento dilatante de las muestras con diatomita.
- A partir de la evolución del módulo secante durante las pruebas, se verificó que la aportación de la diatomita en la resistencia al corte es más evidente para niveles de deformación mayores a $\gamma = 2\%$, ya que los microfósiles diatomáceos requieren la movilización de esfuerzos mayores para reacomodarse y continuar el movimiento.

6.2 Comportamiento cíclico

La literatura relacionada con el comportamiento cíclico de suelos diatomáceos naturales es muy escasa y, por otro lado, los estudios enfocados en determinar la influencia de los microfósiles diatomáceos en el comportamiento cíclico del suelo es prácticamente nula. Los resultados obtenidos en esta etapa de investigación son únicos en su tipo y algunas de las hipótesis realizadas se basan en el comportamiento de otros suelos intermedios (mezclas de materiales granulares y arcillosos)

Los mecanismos presentes en el comportamiento de las mezclas y su dependencia con las variables estudiadas se presentan para las muestras con contenidos de diatomita menores a 40% y para aquellas con contenidos de diatomita iguales o mayores a 40%:

Contenido de diatomita < 40%

- El comportamiento presentado por los especímenes con un contenido de diatomita menor de 40% sugiere que la resistencia cíclica es aportada por la matriz arcillosa de caolín en la mayor parte de los casos.
- Para contenidos de diatomita de hasta 20% en muestras con OCR=1 y 40% con OCR=2, las propiedades dinámicas de las mezclas (deformación ciclo a ciclo, degradación de la rigidez, disipación de energía) presentaron características menos favorables en comparación con las muestras de 100% caolín, independientemente de la relación de esfuerzos empleada. Estos resultados fueron consistentes para los análisis a partir de deformaciones (sección 5.5.1) y trabajo histerético (sección 5.5.4).
- Los resultados sugieren que la inclusión de pequeñas proporciones de diatomita en caolín tiene una influencia negativa en la resistencia de las mezclas, ya que propicia un aumento importante en la generación de presión de poro, lo cual acelera la falla en la matriz arcillosa. Adicionalmente, la heterogeneidad que induce la presencia de diatomita imposibilita una adecuada distribución de esfuerzos y puede generar planos de debilidad. En este caso la contribución en la resistencia cíclica debido al contacto entre microfósiles diatomáceos es escaso y sólo se genera cuando se alcanzan muy altas deformaciones.
- Cuando se compara el comportamiento cíclico de las muestras bajo un mismo esfuerzo de consolidación (normalización de los esfuerzos τ_{hc}/σ_{vc}'), las muestras preconsolidadas presentan mayor resistencia cíclica y menor degradación de la rigidez

en relación con las muestras normalmente consolidadas. Sin embargo, a partir del análisis presentado en la sección 5.5.3, se pudo determinar que al aumentar el OCR los enlaces entre partículas de arcilla aumentan y, por lo tanto, se requiere un esfuerzo cíclico mayor para movilizar la resistencia de los microfósiles diatomáceos y obtener una degradación menor en comparación con las muestras de 100% caolín.

Contenido de diatomita $\geq 40\%$

- Para muestras con contenidos de diatomita igual o mayores al 40% la mayor contribución en la resistencia puede deberse a la fracción arcillosa o de la diatomita dependiendo de diferentes factores relacionados con el contenido de diatomita, esfuerzo cíclico aplicado, nivel de deformación y OCR.
- Al aumentar el contenido de diatomita, los microfósiles diatomáceos contribuyen en la resistencia cíclica de las muestras. La rugosidad de sus superficies y forma de las partículas, incrementan su resistencia a deslizarse, rotar y reacomodarse durante el corte cíclico. Este efecto se amplifica al disminuir el OCR, aumentar la relación de esfuerzos aplicada e incrementar el nivel de deformación alcanzado. Dichas observaciones fueron consistentes para los análisis a partir de deformaciones (sección 5.5.1) y trabajo histerético (sección 5.5.4).
- La contribución de los microfósiles en la resistencia cíclica de las mezclas, contrarresta la alta presión de poro que se genera debido a la permeabilidad de los microfósiles diatomáceos. Valores cercanos a $\Delta u/\sigma_{vc} \approx 1$ son alcanzados para los contenidos de diatomita mayores; lo cual es indicativo de un comportamiento similar al de los suelos granulares que presentan licuación.
- Algunas de las observaciones que sustentan las hipótesis anteriores se basan en el comportamiento de la deformación con el número de ciclos, la cual se desarrollo en forma más gradual al aumentar el contenido de diatomita, mientras que la velocidad de deformación presentó una tendencia a disminuir al aumentar la relación de esfuerzos empleada, especialmente al comparar las muestras que fallaron en más de 20 ciclos. Por otro lado, para relaciones de esfuerzo altas se observó una disminución de la relación de amortiguamiento después de varios ciclos, lo cual se tradujo como un aumento de la energía potencial disponible debido al reacomodo de los microfósiles diatomáceos y su contribución en la resistencia cíclica (sección 5.5.2).

-
- La contribución de los microfósiles diatomáceos en la resistencia cíclica se origina a partir de un nivel de deformación angular específico, el cual disminuye al aumentar el contenido de diatomita. Al aplicar relaciones de esfuerzo bajas, no se alcanza el nivel de deformaciones necesario para movilizar la resistencia debida a los microfósiles; en este caso es posible que las partículas de caolín se reacomoden y disminuyan los contactos entre los esqueletos diatomáceos, contribuyendo entonces como un lubricante que acelera el proceso de deformación cíclica.
 - La resistencia y rigidez de las mezclas comparadas bajo un mismo esfuerzo de consolidación, son mayores en los especímenes preconsolidados. Por otro lado, el esfuerzo necesario para movilizar la resistencia de los microfósiles diatomáceos y obtener una degradación menor en comparación con las muestras de 100% caolín disminuye al aumentar el contenido de diatomita y aumenta junto con el OCR (sección 5.5.3).

6.3 Comportamiento post-cíclico

La resistencia monotónica post-cíclica se evaluó a partir de diferentes criterios. Algunas de las conclusiones más importantes acerca del comportamiento en esta etapa del estudio se exponen a continuación:

- El valor del umbral de esfuerzos dinámicos (R_D) para las mezclas caolín-diatomita disminuye junto con el contenido de diatomita. A partir de la comparación de R_D de estas muestras artificiales con el suelo de la Ciudad de México, el cual presenta unidades arcillosas hasta con 60% de microfósiles diatomáceos en su composición, se podría especular que los microfósiles presentes en este suelo, no son la causa principal de su alta relación de esfuerzos umbral ($R_D \approx 0.8$). Por lo tanto, la alta actividad de la fracción arcillosa en el suelo de la Ciudad de México, así como otros procesos físico-químicos (tixotropía, cementación, efectos de tiempo, etc.) deben estar vinculados con el alto R_D (sección 5.6.1).
- La rigidez y resistencia post-cíclica de las muestras es menos afectada al aumentar el contenido de diatomita e incluso pueden presentar valores mayores a los de las muestras de 100% caolín y a los obtenidos en muestras pre-cíclicas con el mismo contenido de diatomita. Este comportamiento puede estar relacionado con la geometría de los esqueletos diatomáceos, los cuales aún después de la aplicación de un esfuerzo cíclico y alcanzar niveles de deformación altos, presentan oposición para

reacomodarse durante el corte monótono post-cíclico, produciendo una resistencia considerable. Este efecto disminuye al aumentar el OCR.

6.4 Recomendaciones para futuros trabajos

La evaluación de resultados a lo largo de este trabajo proporcionó información acerca de la influencia de los microfósiles diatomáceos en la resistencia al esfuerzo cortante cíclico de diferentes mezclas caolín-diatomita, sin embargo, existen una serie de variables no examinadas, las cuales pueden esclarecer algunas de las hipótesis planteadas.

- La mezcla de diatomita con otros minerales arcillosos de mayor plasticidad o la variación de las características de la fase líquida, proporcionará un esquema más amplio del comportamiento mecánico de suelos diatomáceos, lo cual puede ser de especial interés en la producción de mezclas artificiales que puedan emplearse con fines geo-ambientales o de mejoramiento de suelos.
- Con la finalidad de diferenciar la influencia de los microfósiles diatomáceos en el comportamiento cíclico del suelo y el efecto que tiene la inclusión de otros materiales granulares no plásticos, es recomendable generar un programa experimental similar al presentado en este trabajo empleando mezclas caolín-arena.
- Para evaluar la influencia de las características geométricas de los microfósiles en el comportamiento cíclico de suelos arcillosos, se deben emplear microfósiles diatomáceos con diferentes grados de alteración ya que la diatomita empleada durante este estudio fue previamente triturada para su uso industrial.
- Con objeto de contar con una caracterización dinámica completa de las muestras caolín-diatomita, es necesario evaluar su comportamiento a pequeñas deformaciones, empleando columna resonante o elementos bender.
- Es recomendable caracterizar el comportamiento cíclico de las muestras caolín-diatomita a partir de pruebas con deformación controlada, de esta forma será posible identificar con precisión la deformación angular necesaria para que los microfósiles diatomáceos contribuyan con la resistencia de las mezclas.

-
- El modelo de degradación de G presentado en este trabajo, podría ser empleado como base para generalizar el comportamiento de mezclas arcilla-diatomita e incluso su validez puede evaluarse para otras mezclas de materiales arcillosos y granulares.
 - Otros parámetros adicionales no tratados en este estudio pueden ser evaluados, entre ellos se recomienda el estudio de: los efectos del creep debido a carga repetida, lo cual involucra el comportamiento bajo un número mayor de ciclos de carga; el efecto de la frecuencia de carga y efectos del tiempo.
 - El análisis de los resultados a partir de observaciones mediante microscopio electrónico de barrido (SEM), antes, durante y después de la etapa cíclica, podría complementar algunas de las hipótesis presentadas en este trabajo.

Referencias

- Airey, D.W. and Wood, D.M. (1984). Discussion on: Specimen size effect simple shear test. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, ASCE, Vol. 110, No. 3, pp. 439-442.
- Airey, D.W. and Wood, D.M. (1987). An evaluation of direct simple shear test on clay. *Géotechnique*, Vol. 37, No. 1, pp. 25-35.
- Airey, D.W., Budhu, M. and Wood, D.M. (1985). Some aspects of the behavior of soils in simple shear. *Developments in soil mechanics and foundation engineering*, Vol. 2, Elsevier, London.
- Andersen, K.H., Lunne, T., Kvaistad, T.J. and Forsberg, C.F. (2008). Deep water geotechnical engineering. *XXIV Reunión Nacional de Mecánica de Suelos*, Aguascalientes, México.
- Andersen, K.H., Pool, J.H., Brown, S.F. and Rosenbrand, W.F. (1980). Cyclic and static laboratory test on Drammen clay. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, Vol. 106, No. 5, pp. 499-529.
- Anderson, D.G. and Richart, F.E. (1976). Effects of straining on shear modulus of clays. ASCE *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, Vol. 102, No. 9, pp. 975-987
- Anderson, D.G. and Woods, R.D. (1976). Time-dependent increasing shear modulus of clay. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, ASCE, Vol. 102, No. 5, pp. 525-537.
- Ansal, A.M. and Erken, A. (1989). Undrained behavior of clay under cyclic shear stresses Source. *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol. 115, No. 7, pp. 968-983.
- Ansal, A.M., Iyisan, R. and Yildirim, H. (2001). The cyclic behavior of soils and effects of geotechnical factors in microzonation. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 21, pp. 445-452.
- Armstrong, H.A. and Brasier M.D. (2005) *Microfossils*. Second Edition., Blackwell Publishing.
- Azzouz, A.S., Malek, A.M. and Baligh, M.M. (1989). Cyclic behavior of clays in undrained simple shear. *Journal of Geotechnical Engineering*. Vol. 115, No. 5, pp. 637-657.
- Baxter, C.D.P., Bradshaw, A.S., Ochoa-Lavergne, M., Rodrigues, I. and Hankour, R. (2002). Comparison of DSS results using wire reinforced membranes and stacked rings. *Journal of testing and evaluation*, ASTM.
- Bjerrum L. and Simons, N.A. (1960). Comparison of shear strength characteristics of normally consolidated clays. *Proc., Res. Conf. on Shear Strength of Cohesive Soils*, ASCE, New York, pp. 711-726.

-
- Bjerrum, L. and Landva, A. (1966). Direct simple shear test on Norwegian Quick Clay. *Géotechnique*, Vol. 16, No. 1, pp.1-20.
- Boltovskoy, D. (1998) Classification and distribution of South Atlantic recent polycystine radiolarian. *Paleontología Electrónica* Vol. 1 (2).
- Boulanger, R.W. and Idriss I.M. (2006). Liquefaction susceptibility criteria for silts and clays. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 132, No. 11, pp. 1413–1426.
- Boulanger, R.W. and Idriss, I.M. (2004). Evaluating the potential for liquefaction or cyclic failure of silts and clays. Report No. UCD/CGM-04/01, University of California at Davis.
- Bradbury, J.P. (1999) Continental diatoms as indicator of long-term environmental change. *In: The Diatoms: applications for the environmental and earth sciences*. Cambridge University Press, Cambridge. pp. 169-182
- Bradbury, J.P. (2004) Nature's Nanotechnologists: Unveiling the Secrets of Diatoms. *PLoS Biol* 2(10).
- Bryant, W. R. and Rack, F. R. (1990). Consolidation characteristics of Weddell Sea sediments: results of ODP LEG 113, *Proceedings of the Ocean Drilling Program, Scientific Results*, Vol. 113, pp 211-223.
- Burger, C.A. and Shackelford, C.D. (2001). Evaluating dual porosity of pelletized diatomaceous earth using bimodal soil-water characteristic curve functions. *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 38, No. 1, pp. 53–66
- Cao, Y.L. and Law, K.T. (1992). Energy dissipation and dynamic behavior of clay under cyclic loading. *Canadian Geotechnical Journal*. Vol. 29, pp. 103-111.
- Castro, G. and Christian, J.T. (1976) Shear strength of soils and cyclic loading. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*. Vol. 102, No. 9, pp.887-894.
- Chen, M.P., Juang, J. and Ladd, J. (1993). Physical properties, compressional wave velocity and consolidation characteristics of slope sediments Townsville trough, Northeast Australia. *Proceedings of the Ocean Drilling Program, Scientific Results*, Vol. 133, pp. 625-632.
- Cheng, X.H., Ngan-Tillard, D.J.M., Den Haan, E.J. (2007). The causes of the high friction angle of Dutch organic soil. *Engineering Geology*, Vol. 93, pp. 31–44.
- Chu, H. and Vucetic, M. (1992). Settlement of compacted clay in a cyclic direct simple shear device. *Geotechnical Testing Journal*. Vol. 15, No. 4, pp. 371-379.
- Davies, S.J., Metcalfe, S.E., Caballero, M.E. and Juggins, S. (2002). Developing diatom-based transfer functions for Central Mexican lakes. *Hydrobiologia*. Vol. 467, pp. 199-213.
- Day, R.W. (1995). Engineering properties of diatomaceous fill. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, ASCE, Vol.121, pp. 908-910.
- DeGroot (1989). The multidirectional direct simple shear apparatus with application to design of offshore arctic structures. PhD. Thesis, Massachusetts Institute of Technology.
-

-
- DeGroot D.J., Ladd C. and Germaine J.T. (1992). Direct simple shear testing in cohesive soils. MIT Research Report R92-18.
- Derakhshandi, M., Rathje, E.M., Hazirbaba K. and Mirhosseini, S.M. (2008). The effect of plastic fines on the pore pressure generation characteristics of saturated sands. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. Vol. 28, pp. 376–386.
- Díaz-Rodríguez, J.A. and Santamarina, J.C. (2001). Mexico City soil behavior at different strains: Observation and physical interpretation. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol. 127, No. 9, pp. 783-789
- Díaz-Rodríguez, J.A. and López-Molina (2008). Strain thresholds in soil dynamics. *Proceedings of the 14th World Conference on Earthquake Engineering*. Beijing, China.
- Díaz-Rodríguez, J.A. and Martínez-Vázquez (2008). One-dimensional consolidation testing of lacustrine soil from Mexico City. *Deformation Characteristics of Geomaterials*, Burns, Mayne and Santamarina eds.
- Díaz-Rodríguez, J.A. (1989). Behavior of Mexico City clay subjected to undrained repeated loading. *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 26, pp. 159-162.
- Díaz-Rodríguez, J.A. (1993). Comportamiento de la arcilla de la Ciudad de México en corte simple cíclico. *Memorias del X Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, Pto. Vallarta, Jalisco, México, pp, 585-590.
- Díaz-Rodríguez, J.A. (2005). *Dinámica de Suelos*. Ed. Limusa, UNAM, México.
- Díaz-Rodríguez, J.A. (2006). Los suelos lacustres de la Ciudad de México. *Rev. Int. de Desastres Naturales, Accidentes e Infraestructura Civil*, Vol. 6, No. 2, pp. 111-130.
- Díaz-Rodríguez, J.A., Leroueil, S. and Alemán, J.D. (1992). Yielding of Mexico City clay and other natural clays. *Journal of the Geotechnical Engineering*. Vol. 118, No. 7, pp. 981-995.
- Díaz-Rodríguez, J.A., Lozano-Santa Cruz, R., Dávila-Alcocer, V.M., Vallejo, E., and Girón, P. (1998). Physical, chemical and mineralogical properties of Mexico City sediments: a geotechnical perspective. *Canadian Geotechnical Journal*. 35: 600-610
- Dobry, R. and Vucetic, M. (1987), Dynamic properties and seismic response of soft clay deposits, *Proceedings of the International Symposium on Geotechnical Engineering of Soft Soils*, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, Vol 2, pp. 49-85.
- Doudorian, M. and Vucetic, M. (1995). A direct simple shear device for measuring small-strain behavior. *Geotechnical Testing Journal*. Vol. 18, No. 1, pp. 69-85.
- Duncan, J.M., and Dunlop, P. (1969). Behavior of soils in simple shear. *Proceedings 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering*, Mexico, pp. 101-109.
- Dyvik, R. and Madshus, C. (1985). Laboratory measurement of G_{max} using bender elements, *Advances in the art of testing soils under cyclic conditions*, ASCE, pp. 186-196.
-

-
- Dyvik, R., Berre, T., Lacasse, S. and Raadim, B. (1987). Comparison of truly and constant volume direct simple shear test. *Géotechnique*, Vol. 37, pp. 3-10.
- Erken, A. and Ulker, B.M.C (2006). Effect of cyclic loading on monotonic shear strength of fine-grained soils. *Engineering Geology*. Vol. 89, pp. 243-257
- Figueroa, J.L., Saada, A.S., Liang, L., Dahisaria, N.M. (1994). Evaluation of soil liquefaction by energy principles. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*. Vol. 120, No. 9, pp. 1554–1569.
- Finn, W.D.L and Vaid, Y.P. (1977). Liquefaction potential from drained constant volume cyclic simple shear test. *6th WCEE*, New Delhi, Vol. 6, pp. 7-12
- Georgiannou, V.N., Hight, D.W. and Burland, J.B. (1991). Behaviour of clayey sands under undrained cyclic triaxial loading. *Géotechnique*, Vol. 41, No. 3, pp. 383-393.
- Goulois, A.M. (1982). Contribution to the study of tension piles under cyclic loading. PhD. Thesis, Massachusetts Institute of Technology.
- Gratchev, I.B., Sassa, K., Osipov, V.I. and Sokolov V.N. (2006). The liquefaction of clayey soils under cyclic loading. *Engineering Geology*, Vol. 86, pp. 70–84.
- Guo, T. and Prakash, S. (1999). Liquefaction of silts and silt-clay mixtures. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*., Vol. 125, No. 8, pp. 706-710.
- Hardin, B.O. and Black, W.L. (1968). Vibration modulus of normally consolidated clay. *ASCE Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division*, Vol. 94, No. 2, pp. 353-369.
- Hardin, B.O. and Drnevich, W.L. (1972a). Shear modulus and damping in soils; measurement and parameter effects. *ASCE Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division*, Vol. 98, No. 6, pp. 603-624.
- Hardin, B.O. and Drnevich, W.L. (1972b). Shear modulus and damping in soils; design equations and curves. *ASCE Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division*, Vol. 98, No. 7, pp. 667-692.
- Hight, D.W., Bond, A.J. and Legge, J.D. (1992). Characterization of the Bothkennar clay: an overview. *Géotechnique*, Vol. 42, No. 2, pp. 303-347.
- Hill, P.R. and Marstesr, J.C. (1990). Controls on physical properties of Peru continental margin sediments and their relationship to deformation styles. *Proceedings of the Ocean Drilling Program, Scientific Results*, Vol. 112, pp. 623-632.
- Holler, P.R. (1992). Consolidation Characteristics and permeabilities of sediments from the Japan Sea. *Proceedings of the Ocean Drilling Program, Scientific Results*, Vol. 127/128, pp. 1123-1133.
- Hong, Z., Tateishi, Y. and Han, J. (2006). Experimental study of macro and micro behavior of natural diatomite. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. Vol. 132, No. 5, pp. 603-610.
- Houston, W.N. and Herrmann, H.G. (1980). Undrained cyclic strength of marine soils. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, ASCE, Vol. 106, No. 6, pp. 691-712.
-

-
- Hsu, C. and Vucetic, M. (2004). Volumetric threshold shear strain for cyclic settlement. *ASCE Journal of the Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol. 130, No. 1, pp. 58-70.
- Hsu, C. and Vucetic, M. (2006). Threshold shear strain for cyclic pore-water pressure in cohesive soils. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol. 132, No. 10, pp. 1325-1335.
- Hyodo, M., Aramaki, N. and Itoh, M. (1996). Cyclic strength and deformation of crushable carbonate sand. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 15, pp. 331-336.
- Idriss, I.M., Dobry, R. and Singh, R.D. (1978). Nonlinear behavior of soft clays during cyclic loading. *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol. 104, No. 12, pp. 1427-1447.
- Ishihara, K. (1996). *Soil Behavior in Earthquake Geotechnics*, Oxford Engineering Science Series 46, Oxford.
- Jafari, M.K. and Shafiee, A. (2004). Mechanical behavior of compacted composite clays. *Canadian Geotechnical Journal*. Vol. 41, pp. 1152-1167.
- Jardine, R.J. (1992). Some observations on the kinematic nature of soil stiffness. *Soils and Foundations*. Vol. 32, No. 2, pp. 111-124.
- Khilnani, K. and Capik, M.L.(1989). Diatomaceous soils: a new approach. *Civil Engineering*, ASCE, Vol. 59, No. 2, pp. 68-70.
- Khilnani, K. and Capik, M.L.(1997). Engineering properties of diatomaceous fill (discussion). *Journal of the Geotechnical and the Environmental Engineering*, ASCE, Vol. 123, No. 6, pp. 589-592.
- Kim, T.C. and Novak, M. (1981). Dynamic properties of some cohesive soils of Ontario. *Canadian Geotechnical Journal*. Vol. 18, pp. 371-389.
- Kirkgard, M.M. and Lade, P.V. (1991). Anisotropy of normally consolidated San Francisco Bay Mud. *Geotechnical Testing Journal*. Vol. 14, No. 3, pp. 231-246.
- Kjellman, W. (1951). Testing the shear strength of clay in Sweden. *Géotechnique*, Vol. 2, No. 3, pp. 225-232.
- Kokusho, T., Yoshida, Y. and Esashi, Y. (1982). Dynamic properties of soft clay for wide strain range. *Soils and Foundations*. Vol. 22, pp. 1-18.
- Koutsoftas, D.C. (1978). Effect of cyclic loads on undrained strength of two marine clays. *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division*. ASCE, Vol. 104, No. 5, pp. 609-620.
- Ladd, C.C. and Edgers, L. (1972). Consolidated-undrained direct simple shear test on saturated clays. *MIT Research Report R72-82-284*.
- Ladd, C.C. and Foott, R. (1974). New design procedure for stability of soft clays. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, ASCE, Vol. 100, No. 7, pp. 763-786.
- Ladd, C.C., Foott, R., Ishihara, K., Schlosser, F. and Poulos H.G. (1977). Stress-deformation and strength characteristics, state of the art report. *Proceedings 9th International*
-

-
- Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering*, Tokio, Vol. 2, pp. 421-494.
- Ladd, J., Moran, K., Kroon, D., Jarrad, R., Chen, M., Palmer-Julson, A. and Gleen C. (1993). Porosity variation and consolidation on the Northeastern Australian margin. *Proceedings of the Ocean Drilling Program, Scientific Results*, Vol. 133, pp. 617-623.
- Larew, H.B., and Leonards, G.A. (1962) A strength criterion for repeated loads, *Proc. of the Highway Research Board*, Vol. 4, pp. 529-556
- Law, K.T. and Cao, Y.L. (1990). An energy approach for assessing seismic liquefaction potential. *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 27, pp. 320–329.
- Lee, H.J., Kayen, R.E. and McArthur W.G. (1990). Consolidation, triaxial shear-strength and index-property characteristics of organic-rich sediment from the Peru continental margin: Results from leg 112. *Proceedings of the Ocean Drilling Program, Scientific Results*, Vol. 112, pp. 639-651.
- Lefebvre, G.S. and Pfendler, P. (1996) Strain rate and preshear effects in cyclic resistance of soft clay. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. ASCE, Vol. 122, No. 1, pp. 21-26.
- Lefebvre, G.S., Leboeuf, D., and Demers, B. (1989). Stability threshold for cyclic loading of saturated clay. *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 26, No. 1, pp. 122-131.
- Leng, M.J. and Barker, P.A. (2006). A review of the oxygen isotope composition of lacustrine diatom silica for palaeoclimate reconstruction. *Earth-Science Reviews*, Vol. 75, pp. 5-27.
- Li, D.K., Juang, H., Andrus, R.D. and Camp, W.M. (2007). Index properties-based criteria for liquefaction susceptibility of clayey soils: a critical assessment. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol.133, No. 1, pp. 110-115.
- Liang, L., Figueroa, J.L., Saada, A.S. (1995). Liquefaction under random loading: a unit energy approach. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, ASCE, Vol.121, pp. 776–781.
- Lisitzin, A. P. (1971). Distribution of siliceous microfossils in suspension and in bottom sediments. *The Micropaleontology of Oceans*, Cambridge University Press, Cambridge, UK, 173-195.
- Lo, K.Y. (1962). Shear strength properties of a sample of volcanic material of the Valley of Mexico, *Géotechnique*, Vol. 12, No. 4, pp. 303-318.
- Locat, J. and Tanaka H. (2001). A new class of soils: fossiliferous soils. *Proceedings of the 15th International Conference on Soil Mechanics & Geotechnical Eng.*, Istanbul, Turkey. pp.: 2295-2300.
- López, P.J., Desclés, J., Allen, A.E. and Bowler, C. (2005). Prospects in diatom research. *Current Opinion in Biotechnology*. Vol. 16, pp. 180-186.
-

-
- Luks, A.S., Christian, J.T., Brandow, G.E. and Hoeg, K. (1972). Stress conditions in NGI simple shear test. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, Vol. 98, No. 1, pp. 155-160.
- Malek, A.M., Azzouz, A.S., Baligh, M.M. and Germaine, J.T. (1989). Behavior of foundation clays supporting compliant offshore structures. *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, Vol. 115, No. 5, pp. 615-635.
- Marsal, R.J. and Masari, Y.M. (1959). The subsoil of Mexico City. *First Pan-American Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Mexico City*.
- Marsters, J.C. and Christian, H.A. (1990). Hydraulic conductivity of diatomaceous sediment from the Peru continental margin. *Proceedings of the Ocean Drilling Program, Scientific Results*, Vol. 112, pp 633-638.
- Matasovic N, Vucetic M (1993). Cyclic characterization of liquefiable sands. *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, Vol. 119, No. 11, pp. 1805–1822.
- Matsui, T., Bahr, M.A. and Nobuharu, A. (1992). Estimation of shear characteristics degradation and stress-strain relationship of saturated clay after cyclic loading. *Soils and Foundations*. Vol. 32, No. 1, pp. 161-172.
- Matsui, T., Ohara, H. and Ito, T. (1980). Cyclic stress-strain history and shear characteristics of clay. *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, Vol. 106, No. 10, pp. 1101-1120.
- McCarron, W.O., Lawrence, J.C., Werner, R.J., Germaine, J.T. and Cauble, D.F. (1995). Cyclic direct simple shear testing of a Beaufort Sea clay. *Canadian Geotechnical Journal*. Vol. 32, No. 4, pp. 584-600.
- McKillop, A.K., Moran, K., Jarrett, K., Farrell, J. and Murray, D. (1995). Consolidation properties of Equatorial Pacific Ocean sediments and their relationship to stress history and offsets in the leg 138 composite depth sections. *Proceedings of the Ocean Drilling Program, Scientific Results*, Vol. 138, pp 357-369.
- Mesri, G. and Ajlouni, M. (2007). Engineering properties of fibrous peats. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*, Vol. 133, No 7, pp. 850-866.
- Mesri, G., Rokhsar, A. and Bohor B.F. (1975). Composition and compressibility of typical samples of Mexico City clay. *Géotechnique*, Vol. 25, No. 3, pp. 527-554.
- Mitchell, J.K. and Soga, K. (2005) *Fundamentals of Soil Behavior*. Third edition. John Wiley and Sons, New York.
- Monkul, M.M. and Ozden, G. (2007). Compressional behavior of clayey sand and transition fines content. *Engineering Geology*. Vol. 89, pp. 195-205.
- Moya, J. and Rodríguez, J. (1989). El subsuelo de Bogotá y los problemas de cimentaciones. *Proc. 8th Pan-American Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*. Universidad Nacional de Colombia. pp. 197-264.
- Nava-Tristán, O.E. (2007). Influencia de las diatomeas en la resistencia al corte del caolín. Tesis de Maestría, Universidad Nacional Autónoma de México, México.
-

-
- Nemat, N.S: and Shokooh, A. (1979). A unified approach to densification and liquefaction of cohesionless sand in cyclic shearing. *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 16, pp. 659-678.
- Ohtsubo, M., Egashira, K. and Kashima, K. (1995). Depositional and post-depositional geochemistry and its correlation with the geotechnical properties of marine clays in Ariake Bay, Japan. *Géotechnique*, Vol. 45, No. 3, pp. 509-523.
- Okur, D.V., Ansal, A. (2007) Stiffness degradation of natural fine grained soils during cyclic loading. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 27, pp 843-854.
- Parkinson, J. and Gordon, R. (1999). Beyond micromachining: the potential of diatoms. *Trends in Biotechnology*, Vol. 17, No. 5, pp. 190-196.
- Pittenger A., Taylor, E. and Bryant W.R. (1989). The influence of biogenic silica on the geotechnical stratigraphy of the Voring Plateau, Norwegian Sea. *Proceedings of the Ocean Drilling Program, Scientific Results*, Vol. 104, pp 923-940.
- Polito, C.P. (1999). The effects of non-plastic and plastic fines on the liquefaction of Sandy soils. PhD. Thesis, Virginia Polytechnic Institute.
- Prakasha, K.S. and Chandrasekaran, V.S. (2005) Behavior of marine sand-clay mixtures under static and cyclic triaxial shear. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 131, No. 2, pp. 213–222.
- Prévost, J.H. and Hoeg, K. (1976). Re-analysis of simple shear soil testing. *Canadian Geotechnical Journal*. Vol. 13, No. 4, pp. 418-429.
- Pyke, R. M. (1992). "TESS: A computer program for nonlinear ground response analyses." TAGA. Engineering Systems and Software, Lafayette, CA.
- Rack, F. R. and Palmer-Julson A. (1992). Sediment microfabric and physical properties record of late Neocene polar front migration, site 751, *Proceedings of the Ocean Drilling Program, Scientific Results*, Vol. 120, pp. 179-205.
- Rajasekaran, G. (2006). Influence of microfossils and pyrites on the behavior of ocean bed sediments. *Ocean Engineering*. Vol. 33, pp. 517-529.
- Roscoe, K.H. (1953). An apparatus for the application of simple shear to soil samples. *Proceedings 3rd International Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering*, London, Vol. 1, pp. 186-191.
- Rutledge, A.K., Roberts, J.A., Orsi, T.H.; Bryant, W.R. and Kotilainen, A.T. (1995). Geotechnical properties and consolidation characteristics of North Pacific sediments. *Proceedings of the Ocean Drilling Program, Scientific Results*, Vol. 145, pp. 525-546.
- Sangrey, D.A., Henkel, D.J., Esrig, M.I. (1969), The effective stress response of a saturated clay soil to repeated loading. *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 6, pp. 241-252.
- Santamarina, J.C. and Diaz-Rodriguez (2003), Friction in Soils: Micro and Macroscale Observations, Pan-American Conference, Boston.
- Santamarina, J.C., Klein, K.A. and Fam, M.A. (2001). *Soils and Waves*. Wiley, New York.
-

-
- Schuler, Peter F, Ghosh, M.M. and Gopalan, P. (1991). Slow sand and diatomaceous earth filtration of cysts and other particulates. *Water Research*, Vol. 25, No. 8, pp. 995-1005
- Seed, H.B. and Idriss, I.M. (1970). Soil moduli and damping factors for dynamic response analysis, Report No. UCB/EERC-70/10. University of California, Berkeley.
- Seed, H.B., Chan, C.K. (1966) Clay strength under earthquake loading conditions. *ASCE Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, Vol. 92, No. 2, pp. 53-78.
- Seed, H.B., Martin, P.P. and Lysmer J. (1976). Pore pressure changes during soil liquefaction. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, ASCE, Vol. 102, No. 4, pp. 323-346.
- Sharma, S.S. and Fahey, M. (2003a). Evaluation of cyclic shear strength of two cemented calcareous soils. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 129, No. pp. 608-618.
- Sharma, S.S. and Fahey, M. (2003b). Degradation of stiffness of cemented calcareous soil in cyclic triaxial tests. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 129, No. pp. 619-629.
- Shiwakoti, D. R., Tanaka, H., Tanaka, M. and Locat, J. (2002). Influences of diatom microfossils on engineering properties of soils. *Soils and Foundations*, Vol. 42. No. 3, pp. 1-17.
- Stoemer, E. and Smol, J. (1999) *The diatoms, applications for the environmental and earth science*. Cambridge University Press, Cambridge, UK.
- Talliaferro, N., (1933). The relation of volcanism to diatomaceous and associated sediments: *Bulletin of the University of California (Depart of Geological Sciences)*, Vol. 23, pp. 1-56.
- Tanaka, H. and Locat, J. (1999). A microstructural investigation of Osaka Bay Clay: impact of microfossils on its mechanical behavior. *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 36, No. 3, pp. 493-508.
- Tanaka, H., Locat, J., Shibuya, S., Thiam Soon, T. and Shiwakoti, D.R. (2001). Characterization of Singapore, Bangkok and Ariake clays. *Canadian Geotechnical Journal*. Vol. 38, No. 2, pp. 378-400.
- Telford, R.J., Barker, P., Metcalfe, S. and Newton, A. (2004). Lacustrine responses to tephra deposition: examples from Mexico. *Quaternary Science Reviews*, Vol. 23, pp. 2337-2353.
- Terzaghi, K., Peck, R.B. and Mesri, G. (1996). *Soil Mechanics in Engineering Practice*. Third Edition. John Wiley and Sons, New York.
- Thevanayagam, S. and Martin, G.R. (2002). Liquefaction in silty soils – screening and remediation issues. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 22, pp. 1035-1042.
- Thiers, G. R. and Seed, H.B. (1968). Cyclic stress-strain characteristics of clay. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, Vol. 94, No. 2, pp. 555-569.
-

-
- Verdugo, R. (2008). Singularities of geotechnical properties of complex soils in seismic regions. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol. 134, No 7, pp. 982-991.
- Voznesensky, E.A, and Nordal, S. (1999) Dynamic instability of clays: an energy approach. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 18, pp.125–133.
- Vucetic, M. (1994). Cyclic threshold shear strains in soils. *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol. 120, No. 12, pp. 2208-2228.
- Vucetic, M. and Lacasse, S. (1982). Specimen size effect in simple shear test. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, Vol. 108, No. 12, pp. 1567-1585.
- Vucetic, M. and Lacasse, S. (1984). Specimen size effect in simple shear test: closure. *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 110, No. 3, pp. 439-453.
- Wang, Y. H. and Xu D. (2007) Dual Porosity and Secondary Consolidation. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 133, No. 7, pp. 793-801.
- Wever, P., Azéma, J. and E. Fourcade (1994). Radiolarians and Radiolarites: primary production, digenesis and paleogeography. *Bulletin des Centres de Recherches Exploration-Production*, Vol. 18, No. 1, pp. 315-379.
- Yasuhara, K. (1994). Postcyclic undrained shear strength of cohesive soils. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. Vol. 120, No. 11, pp. 1961-1979.
- Yasuhara, K. and Hyde, A.F.L. (1996) Method for estimating postcyclic undrained secant modulus of clays. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. Vol. 123, No. 3, pp. 204-211.
- Yasuhara, K., Hirao, K. and Hyde, A.F.L. (1992) Effects of cyclic loading on undrained strength and compressibility of clay. *Soils and Foundations*, Vol. 32, No. 1, pp. 100-116.
- Yasuhara, K., Hyde, A.F.L., Toyata, N., Murakami, S. (1997). Cyclic stiffness of plastic silt with an initial drained shear stress. *Proceedings of Géotechnique Symposium on Pre-failure Deformation Behaviour of Geomaterials*, London, pp. 373–382.
- Yasuhara, K., Murakami, S., Song, B., Yokokawa, S. and Hyde, A.F.L. (2003). Postcyclic degradation of strength and stiffness for low plasticity silt. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. Vol. 129, No. 8, pp. 756-769.
- Zeevaert, L. (1949). An investigation of the engineering characteristics of the volcanic lacustrine clay deposits beneath Mexico City. PhD. thesis, University of Illinois.
- Zen, K., Umehara, Y. and Hamada, K. (1978), Laboratory test and in situ seismic survey on vibratory shear modulus of clayey soils with various plasticities. *Proc. Fifth Japanese Earthquake Engineering Symp.* pp. 721-728.
-