



PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DE CHILE
ESCUELA DE INGENIERIA

CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA DE SUELOS DIATOMÁCEOS

GHIO FRANCO ARENALDI PERISIC

Tesis para optar al grado de
Magister en Ciencias de la Ingeniería

Profesor Supervisor:
CARLOS ENRIQUE OVALLE ORTEGA

Santiago de Chile, (Agosto, 2018)

© MMXVIII, Ghio Franco Arenaldi Perisic



PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DE CHILE
ESCUELA DE INGENIERIA

CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA DE SUELOS DIATOMÁCEOS

GHIO FRANCO ARENALDI PERISIC

Tesis presentada a la Comisión integrada por los profesores:

CARLOS ENRIQUE OVALLE ORTEGA

ESTEBAN PATRICIO SÁEZ ROBERT

MATÍAS FELIPE SILVA ILLANES

DIEGO JAVIER CELENTANO

Para completar las exigencias del grado de
Magister en Ciencias de la Ingeniería

Santiago de Chile, (Agosto, 2018)

A mis padres.

AGRADECIMIENTOS

Quiero agradecer a todos quienes depositaron su apoyo en mí para poder realizar esta investigación, acompañándome y dándome fuerzas durante el desarrollo de esta.

Agradezco a mi profesor guía Carlos Ovalle por su paciencia, dedicación y por darme la oportunidad y confianza de realizar esta investigación bajo su tutela. De igual manera agradecer a mis profesores Christian Ledezma y Esteban Sáez, quienes junto con Carlos me formaron como Ingeniero Civil Geotécnico.

A mis compañeros del Departamento de Ingeniería Estructural y Geotécnica, especialmente a Christian Barrueto, Luis Podestá, Camilo Morales y Ricardo Martínez por los gratos momentos vividos durante esta etapa.

Agradezco particularmente a Guillermo Poblete y Ramón Nazar por su incondicional ayuda durante la realización de los ensayos de esta investigación, por todo lo entregado y enseñado siempre con una sonrisa.

También agradecer al Sr. Antonio Barrios de Petrus Consultores Geotécnicos, por facilitar las muestras de suelos diatomáceos y motivar el inicio del estudio.

Finalmente quiero agradecer a mis compañeros de Jóvenes Sin Fronteras, quienes me ayudaron a madurar y formarme como persona, me mostraron Chile de extremo a extremo y me enseñaron a valorar aún más la vida.

INDICE GENERAL

	Pág.
DEDICATORIA	ii
AGRADECIMIENTOS	iii
INDICE GENERAL.....	iv
INDICE DE FIGURAS.....	vii
INDICE DE TABLAS	xii
RESUMEN.....	xiii
ABSTRACT	xiv
1 Introducción	1
1.1 Presentación del tema a analizar y motivación	1
1.2 Objetivos	2
1.2.1 Objetivo general.....	2
1.2.2 Objetivos específicos	2
1.3 Metodología	2
2 Revisión de la literatura	4
2.1 Diatomeas y suelos fósiles	4
2.2 Formación de suelos diatomáceos.....	7
2.3 Propiedades geotécnicas de suelos diatomáceos.....	8
2.3.1 Límites de Atterberg	8
2.3.2 Ensayos de consolidación	11
2.3.3 Resistencia al corte	18
3 Material de ensayo	22

3.1	Marco Geológico de la bahía de Mejillones	22
3.2	Propiedades índice y clasificación del suelo	27
3.3	Proctor Estándar	28
3.4	Microscopía SEM.....	29
3.5	Difracción de rayos X	32
4	Ensayos mecánicos de laboratorio y procedimiento.....	33
4.1	Ensayo de consolidación unidimensional	33
4.2	Ensayo de corte triaxial CIU	35
4.3	Ensayo de columna Resonante y torsión cíclica	36
4.4	Ensayo de corte Triaxial Cíclico CID	43
4.5	Ensayo de compresión no confinada.....	44
5	Resultados de ensayos	46
5.1	Consolidación.....	46
5.1.1	Compresibilidad.....	46
5.1.2	Consolidación secundaria	54
5.2	Triaxiales CIU	56
5.3	Compresión no confinada	64
5.4	Columna resonante CID y torsión cíclica	65
5.5	Triaxial cíclico	69
6	Discusión y análisis de resultados	75
6.1	Consolidación.....	75
6.2	Consolidación secundaria (creep)	82
6.3	Resistencia al corte.....	86
6.4	Degradación del módulo elástico y amortiguamiento.....	90
7	Conclusiones y recomendaciones	94
7.1	Conclusiones	94

7.2 Recomendaciones.....	96
BIBLIOGRAFIA	97

INDICE DE FIGURAS

	Pág.
Figura 2-1: Visualización de diatomeas bajo microscopio SEM	5
Figura 2-2: Ensayos de carga en frústulas de diatomeas.....	6
Figura 2-3: Situaciones que pueden permitir la formación de suelos diatomáceos, ilustrado para un ambiente lacustre.....	7
Figura 2-4: Relación del límite líquido LL y límite plástico LP frente al contenido de diatomita.....	10
Figura 2-5: Evolución del material frente al contenido de Diatomita: Caolinita.....	11
Figura 2-6: Curvas de consolidación de muestras inalteradas a distintos índices de vacío	14
Figura 2-7: Curvas de consolidación de muestras inalteradas normalizadas bajo deformación volumétrica	15
Figura 2-8: Curvas de consolidación de muestras remoldeadas a distintos índices de vacío	16
Figura 2-9: Curvas de consolidación de muestras remoldeadas normalizadas bajo deformación volumétrica	17
Figura 2-10: Microestructura de una misma muestra de diatomita post-consolidación obtenido bajo microscopio SEM.....	18
Figura 2-11: Evolución del ángulo de fricción ϕ_{crit} frente al límite líquido w_l en depósitos diatomáceos de Bogotá, Colombia.....	19
Figura 2-12: Ensayos de corte triaxial CIU a bajo confinamiento.....	20
Figura 2-13: Ensayos de corte triaxial CIU a alto confinamiento.....	21

Figura 3-1: Mapa geológico que muestra las principales unidades geológicas que afloran cercanas al área de estudio, al norte de la Península de Mejillones.....	23
Figura 3-2: Columna estratigráfica esquemática representativa del sector cercano al Megapuerto de Mejillones.....	24
Figura 3-3: Representación vectorial del traslado de altas cantidades de biomasa y arrastre de nutrientes consigo, dirigiéndose a la bahía de Mejillones.....	26
Figura 3-4: Esquema básico de la formación de suelos diatomáceos en Mejillones	26
Figura 3-5: Ejemplo de material utilizado procedentes de calicatas cercanas al borde costero en la Bahía de Mejillones	28
Figura 3-6: Ensayo Proctor Estándar	29
Figura 3-7: Fósiles de diatomeas encontradas al interior de muestras inalteradas	30
Figura 3-8: Frústula de diatomea	31
Figura 3-9: Análisis de composición química mediante Espectroscopia.....	31
Figura 3-10: Análisis de difracción de rayos X del suelo diatomáceo.....	32
Figura 4-1: Inicio y término de tallado para una muestra natural	34
Figura 4-2: Equipo utilizado para consolidación	34
Figura 4-3: Equipo <i>GDS Triaxial Testing System</i> (GDSTTS).....	36
Figura 4-4: Equipo de columna resonante <i>Resonant Column 31-WF8500</i>	37
Figura 4-5: Esquema del equipo de columna resonante	38
Figura 4-6: Probeta en ensayos de columna resonante y torsión cíclica.....	39
Figura 4-7: Curva de resonancia.	40
Figura 4-8: Ejemplo de curva histerética obtenida en cada ciclo $\tau - \gamma$	42
Figura 4-9: Equipo triaxial cíclico <i>Dynatriax</i>	44
Figura 4-10: Equipo de compresión no confinada <i>E.L.E Versa-Loader</i>	45
Figura 5-1: Resultados de consolidación unidimensional en muestras naturales	48

Figura 5-2: Resultados de consolidación unidimensional en muestras remoldeadas	49
Figura 5-3: Resultados de consolidación isotrópica.....	50
Figura 5-4: Resultados de consolidación unidimensional e isotrópica	51
Figura 5-5: Resultados de consolidación unidimensional e isotrópica normalizados bajo deformación volumétrica	52
Figura 5-6: Evolución de la variación de la presión de poros en el tiempo bajo un confinamiento de 500 kPa	53
Figura 5-7: Evolución de la variación de la presión de poros en el tiempo bajo un confinamiento de 1500 kPa.....	54
Figura 5-8: Consolidación bajo el tiempo en muestras naturales	55
Figura 5-9: Consolidación bajo el tiempo en muestras remoldeadas.....	56
Figura 5-10: Resultados ensayos triaxiales, plano $p' - q$. Comportamiento dilatante	58
Figura 5-11: Resultados ensayos triaxiales, plano $\varepsilon_1 - q$. Comportamiento dilatante	59
Figura 5-12: Resultados ensayos triaxiales, plano $\varepsilon_1 - \Delta u$. Comportamiento dilatante..	60
Figura 5-13: Resultados ensayos triaxiales, plano $p' - q$. Comportamiento contractivo.	61
Figura 5-14: Resultados ensayos triaxiales, plano $\varepsilon_1 - q$. Comportamiento contractivo.	62
Figura 5-15: Resultados ensayos triaxiales, plano $p' - \Delta u$. Comportamiento contractivo.	63
Figura 5-16: Planos de falla post-ensayo en muestras con comportamiento dilatante	64
Figura 5-17: Resultados ensayos en compresión no confinada	65
Figura 5-18: Curvas de degradación del módulo de corte	67
Figura 5-19: Curvas de degradación del módulo de corte normalizada.....	68
Figura 5-20: Curvas de amortiguamiento del material	69
Figura 5-21: Curvas histeréticas del último ciclo en muestra 1	71

Figura 5-22: Curvas histeréticas del último ciclo en muestra 2	72
Figura 5-23: Datos de degradación del material obtenidos bajo triaxial cíclico con G_{max} obtenido a partir de la ecuación (6.4).....	73
Figura 5-24: Datos de amortiguamiento del material obtenidos bajo triaxial cíclico	74
Figura 6-1: Datos empíricos de C_c y C_s	76
Figura 6-2: Frústulas fracturadas encontradas en muestra post-ensayo de consolidación	78
Figura 6-3: Curvas de compresión edométrica en materiales granulares con rotura de partículas: (a) arenas y (b) esferas de vidrio	79
Figura 6-4: Curvas de (a) compresión edométrica y (b) granulometrías post ensayo en Coque de Petróleo	79
Figura 6-5: Curvas de consolidación edométrica y coeficientes C_c en (a) arena de sílice y (b) arena de Toyura	80
Figura 6-6: Relación $\sigma'_v - C_c$ de varias muestras.....	81
Figura 6-7: Variación de la deformación volumétrica en el tiempo bajo una misma carga	82
Figura 6-8: Comparación de la deformación volumétrica respecto a curva de consolidación de 24 horas	83
Figura 6-9: Relación $\sigma'_v - C_\alpha$ de varias muestras	84
Figura 6-10: C_α/C_c en muestras inalteradas y remoldeadas	85
Figura 6-11: Trayectorias de tensiones en triaxiales CIU a bajo confinamiento y ajuste de la superficie de fluencia según modelo Cam Clay	87
Figura 6-12: Trayectorias de tensiones en triaxiales CIU a confinamientos entre 500 y 1500 kPa y ajuste de la superficie de fluencia según modelo Cam Clay	88
Figura 6-13: Trayectorias de tensiones en triaxiales CIU a confinamientos mayores a 1500 kPa y ajuste de la superficie de fluencia según modelo Cam Clay	89

Figura 6-14: Influencia del confinamiento efectivo (σ'_m) en la degradación del módulo de corte	91
Figura 6-15: Ajuste obtenido para la relación entre el módulo de corte y el confinamiento efectivo.....	92
Figura 6-16: Velocidades de onda de corte	93

INDICE DE TABLAS

	Pág.
Tabla 2-1: Valores típicos para C_c y C_s	13
Tabla 3-1: Rango de valores obtenidos en ensayos de caracterización.	27
Tabla 5-1: Propiedades iniciales de muestras inalteradas para consolidación unidimensional.	46
Tabla 5-2: Propiedades iniciales de muestras remoldeadas para consolidación unidimensional.	47
Tabla 5-3: Propiedades iniciales de muestras inalteradas consolidadas durante fase isotrópica.	47
Tabla 5-4: Resumen ensayos triaxiales CIU.	57
Tabla 5-5: Resumen ensayos de columna resonante y torsión cíclica.	66
Tabla 5-6: Resumen ensayos triaxiales cíclicos.	70
Tabla 6-1: Coeficientes de compresibilidad.....	75
Tabla 6-2: Valores comparativos para $C_\alpha - C_c$	85
Tabla 6-3: Valores de resistencia al corte de ensayos triaxiales	90

RESUMEN

En esta investigación se presenta un exhaustivo estudio de laboratorio sobre ensayos de compresión edométrica, isotrópica y resistencia al corte en muestras diatomáceas de la Bahía de Mejillones, Chile. Se reportan también ensayos de columna resonante, torsión cíclica, triaxial cíclico y observaciones microscópicas SEM de estos fósiles y de su composición mineralógica.

A pesar de su baja densidad ($\sim 10 \text{ kN/m}^3$) y alta plasticidad (U.S.C.S: MH), el material alcanza valores elevados de resistencia al corte y un comportamiento relativamente rígido hasta una presión de preconsolidación del orden de 0.5 MPa, debido probablemente a procesos de diagénesis y a la trabazón entre resistentes microfósiles de sílice de superficie rugosa y forma irregular. Sobre dicha presión, el suelo presenta un comportamiento altamente compresible y contractivo, probablemente debido a la ruptura de frústulas de diatomea. También se obtienen significativas deformaciones por fluencia lenta (*creep*) medidas incluso hasta 50 días.

Finalmente, los resultados se contrastan con datos reportados en la literatura para poder comparar el comportamiento de estos suelos singulares con respecto a resultados clásicos en finos y arenas.

Palabras Claves: Diatomeas, diatomititas, propiedades índice, compresibilidad, creep, microestructura, microscopia SEM, resistencia al corte, degradación módulo de corte, amortiguamiento.

ABSTRACT

This research presents a comprehensive laboratory study on the geotechnical properties of undisturbed and remoulded diatomaceous soil samples from Mejillones Bay, Chile. The study is motivated by the singular behavior of this soil, due to the presence of diatom microfossils. Soil classification, compaction characteristics and microstructural observations through SEM microscope are reported. Mechanical properties were analyzed from oedometric, isotropic and shearing compression tests, as well as resonant column tests, cyclic torsion and cyclic triaxial.

Despite its low density ($\sim 10 \text{ kN/m}^3$) and high plasticity (U.S.C.S: MH), the material reaches high values of shear strength and a relatively stiff behavior up to an overconsolidation pressure of 0.5 MPa, probably due to diagenesis and interlocking of strong silica microfossils with rough surface and irregular shape. Over this pressure, the soil presents a highly compressible and contractive behavior, probably due to crushing of diatom frustules, as well as significant creep strains measured up to more than 50 days.

A complete geotechnical characterization of the diatomaceous soil is reported. The results are contrasted with data reported in the literature so as to compare the behavior of these singular soils with respect to classical soil mechanics data from fines and sands.

Key words: Diatoms, diatomites, index properties, compressibility, creep, microstructure, SEM microscopy, shear strength, shear modulus degradation, damping.

1 INTRODUCCIÓN

1.1 Presentación del tema a analizar y motivación

En la actualidad existen diversos proyectos de gran relevancia en la bahía de Mejillones, ubicada en la Región de Antofagasta, en el norte de Chile, asociados a la actividad portuaria, principalmente para prestar servicios a las industrias de la minería y energía. Gran parte de los suelos de la bahía de Mejillones son los denominados suelos diatomáceos, que consisten en depósitos con alto contenido de diatomeas fosilizadas, que también se encuentran en diversos sectores costeros de Chile (Sánchez, 2002). Esta característica le otorga al suelo un comportamiento geotécnico singular, que difiere significativamente de los valores clásicos ampliamente reportados en la literatura para suelos granulares (arena) y cohesivos (limo y arcilla).

Las diatomeas son microalgas unicelulares (fitoplancton) presentes en el mar. Al descomponerse la materia orgánica, la diatomea se fosiliza y sedimenta en el fondo marino, formando depósitos de suelos diatomáceos, o diatomitas. Estos materiales se forman preferentemente en zonas costeras o lacustres con un alto contenido de sílice (e.g. proveniente de actividad volcánica). Debido a su estructura interna, los suelos con alto contenido de diatomeas presentan baja densidad seca, altos contenidos de humedad y límites de Atterberg que implican una clasificación de limo de alta plasticidad. Sin embargo, el suelo presenta una alta resistencia al corte y una presión de preconsolidación relativamente alta.

Debido a la escasa literatura referente a este tipo de suelos, se hace necesario realizar un estudio que abarque sus propiedades mecánicas, con la finalidad de avanzar en el conocimiento de las singularidades del comportamiento geotécnico de estos sedimentos y aplicarlo en el diseño de obras civiles emplazadas en suelos diatomáceos. Con dicha motivación, en este trabajo se presenta un exhaustivo estudio experimental de las propiedades geotécnicas de suelos diatomáceos Mejillones. Se reportan y analizan ensayos de compresión edométrica, isotrópica y triaxial, ensayos de columna resonante,

torsión cíclica, triaxial cíclico y observaciones microscópicas SEM de estos fósiles y de su composición mineralógica. La información permite analizar la microestructura del suelo y definir sus propiedades de compresibilidad primaria y secundaria (*creep*), resistencia al corte y comportamiento cíclico.

1.2 Objetivos

1.2.1 Objetivo general

El objetivo general de esta investigación consiste en caracterizar el comportamiento mecánico de suelos diatomáceos y entender sus singularidades debido a la presencia de microfósiles.

1.2.2 Objetivos específicos

- Caracterizar geotécnicamente el suelo mediante sus propiedades índices, la microestructura de las partículas de diatomita y la mineralogía.
- Determinar sus propiedades mecánicas y dinámicas mediante ensayos de laboratorio.
- Contrastar los resultados con la literatura para clasificar el comportamiento de estos suelos singulares respecto a suelos convencionales, además de compararlo con otros suelos diatomáceos.

1.3 Metodología

El estudio respecto a la caracterización geomecánica de suelos diatomáceos se abordó en tres etapas:

- En primer lugar se realizó una revisión y recopilación de la literatura existente, con el objetivo de obtener valores referenciales de sus parámetros geotécnicos.
- Posteriormente, a partir de muestras obtenidas de bloques inalterados en terreno se realizaron ensayos de laboratorio de resistencia al corte (ensayos triaxiales), consolidaciones (unidimensionales e isotrópicas) y degradación del módulo elástico y amortiguamiento (ensayos de columna resonante, torsión cíclica y triaxial cíclico).

- Finalmente, se analizaron los resultados obtenidos y se compararon con la literatura tanto para suelos convencionales como diatomáceos.

2 REVISIÓN DE LA LITERATURA

2.1 Diatomeas y suelos fósiles

Se entiende por suelos fósiles a sedimentos biogénicos formados por microfósiles de tamaño entre 10 a 500 μm (Locat & Tanaka, 2001; Sánchez, 2002). Generalmente, el comportamiento geotécnico y las propiedades índices de estos materiales no coinciden con resultados clásicos de la mecánica de suelos convencional en suelos finos y granulares, debido a la interacción entre el agua, los microfósiles y las partículas del suelo (López, 2009; Díaz-Rodríguez & González-Rodríguez, 2013; entre otros).

Desde el punto de vista de la ingeniería, Locat & Tanaka (2001) afirman que estos microfósiles pueden ser divididos en dos simples grupos basados en su composición química: calcáreos y silíceos. Independiente de su mineral formador, estos fósiles comparten características similares, con una superficie rugosa y una estructura interna capaz de atrapar y retener agua. A causa de esto, suelos con un importante contenido de microfósiles pueden presentar altos contenidos de humedad, altos índices de compresibilidad y altos valores en el ángulo de fricción interna, este último debido a la interacción en el contacto entre partículas de suelo y microfósiles, o bien a la interacción entre microfósiles.

Díaz-Rodríguez & González-Rodríguez (2013) mencionan que las diatomeas son microalgas unicelulares que constituyen uno de los tipos más comunes de fitoplancton. Su tamaño varía de 10 a 100 μm y poseen una pared externa dura y porosa compuesta casi en su totalidad de sílice, llamada frústula, las cuales son simétricas en forma y contienen una alta proporción de vacíos (Figura 2-1). Losic et al. (2007) indicaron que un gran porcentaje (60 a 70%) de estas frústulas son esencialmente espacios vacíos. Una vez que las diatomeas mueren y el material orgánico se descompone, parte de sus delgados y altamente porosos esqueletos sedimentan al fondo de los océanos o lagos formando sedimentos fosilíferos (López, 2009), llamados diatomitas o suelos

diatomáceos. Debido a su particular estructura, estos suelos poseen baja densidad seca y generalmente clasifican como MH según la clasificación U.S.C.S (Díaz-Rodríguez & Santamarina, 2001; Sánchez, 2002).

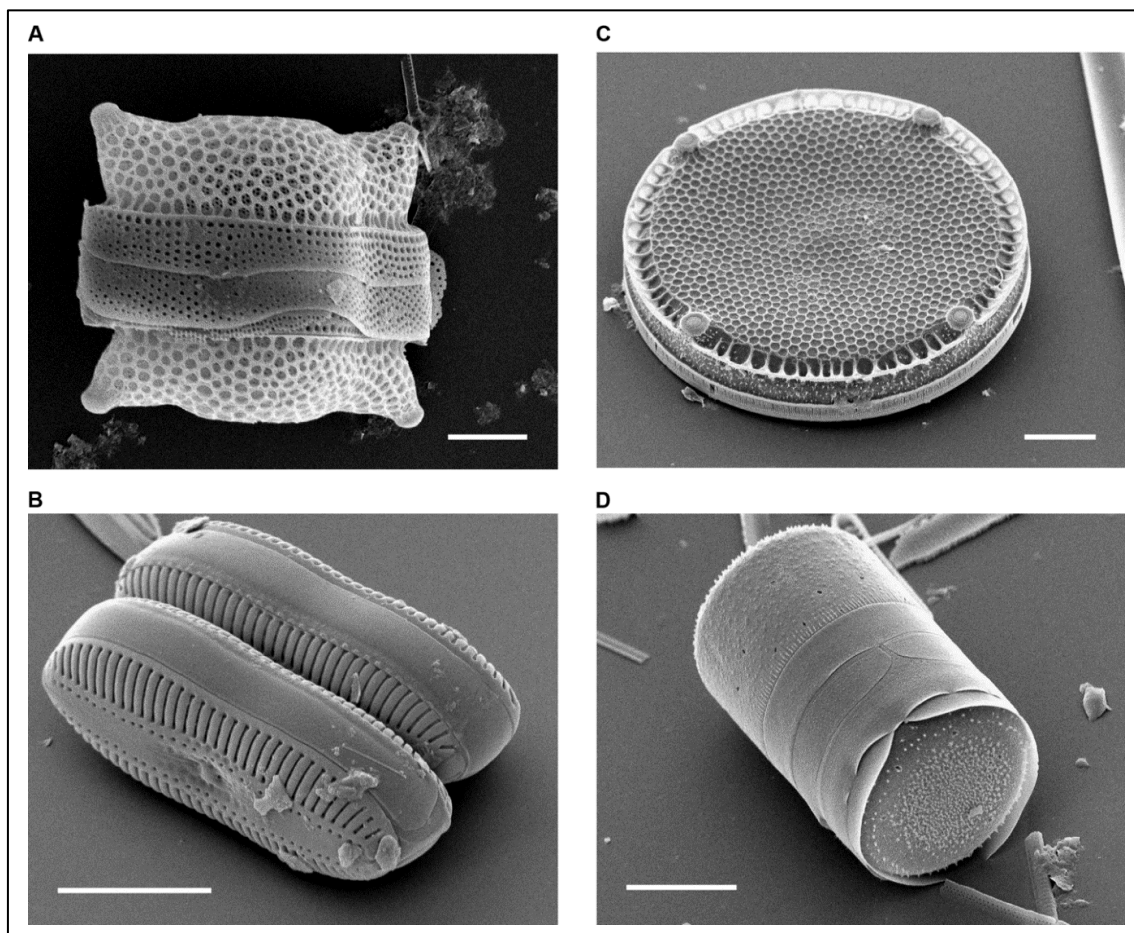


Figura 2-1: Visualización de diatomeas bajo microscopio SEM (Bradbury, 2004).

(A) *Biddulphia reticulata*. Toda la frústula de una diatomea centrada que muestra las válvulas y las bandas de la faja. (Barra de escala = 10 μm).

(B) *Diploneis* sp. Dos diafragmas de diatomeas de simetría bilateral en los que se ven rajaduras o hendiduras, válvulas y bandas de faja. (Barra de escala = 10 μm).

(C) *Eupodiscus radiatus*. Vista de una sola válvula de una diatomea centrada. (Barra de escala = 20 μm).

(D) *Melosira varians*. La frústula de una diatomea centrada, que muestra ambas válvulas y algunas bandas de faja. (Barra de escala = 10 μm).

Hamm et al. (2003) estudiaron la resistencia mecánica de frústulas individuales (Figura 2-2), demostrando que estas son notablemente resistentes en virtud de su arquitectura de panal y a la dureza del material silíceo, alcanzando tensiones de ruptura de 1 a 7 MPa en ensayos de carga puntual. Así, las frústulas representan un mecanismo de defensa de las diatomeas, actuando como armadura frente a depredadores (Hamm et al., 2003).

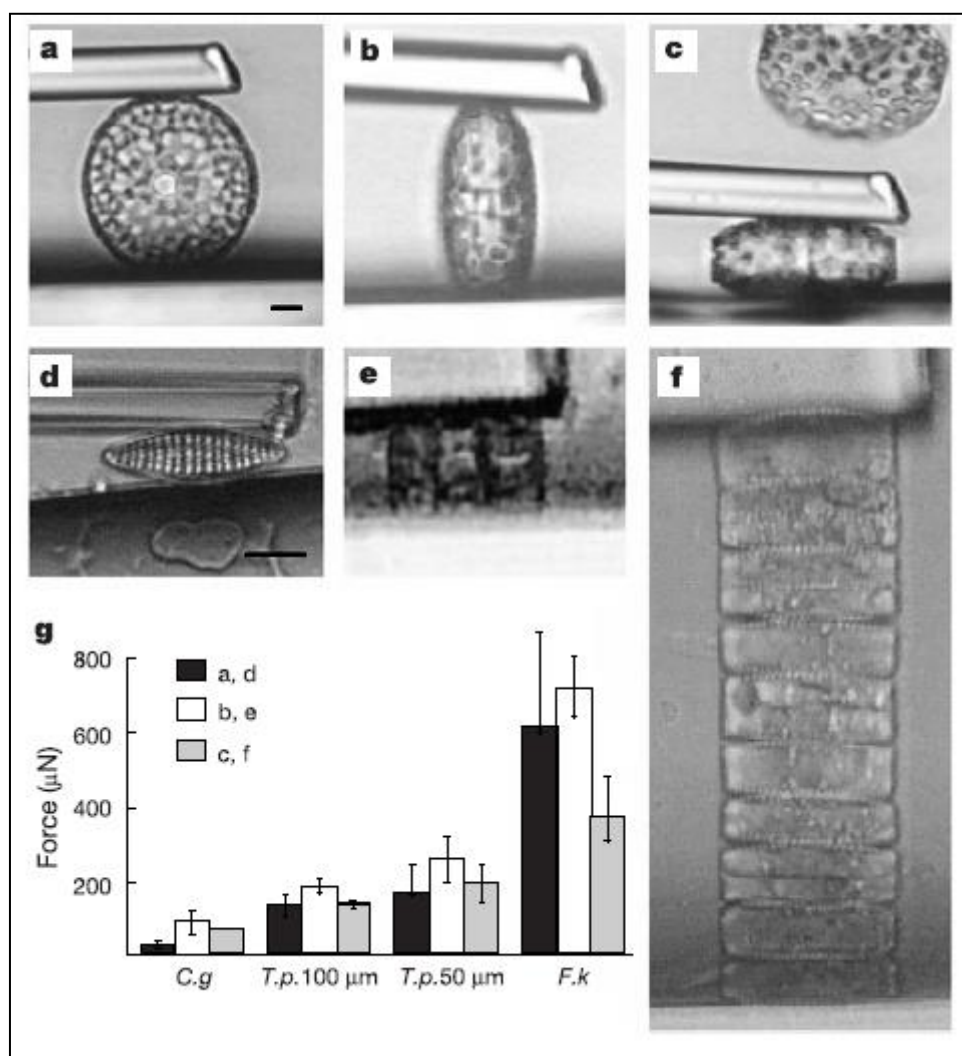


Figura 2-2: Ensayos de carga en frústulas de diatomeas (Hamm et al., 2003).

De (A) a (C): frústulas de diatomeas *T.punctigera*. (Barra de escala 10 µm).

De (D) a (F): frústulas de diatomeas *F.kerguelensis*, con (E) y (F) puestas en cadena.

(A) y (D): Presión aplicada a lo largo de la banda de faja.

(B) y (E): Presión aplicada en la banda de faja.

(C) y (F): Presión aplicada en el centro de la válvula.

En (G): Fuerza necesaria para romper *Coscinodiscus granii* (C.g.), *Thalassiosira punctigera* (T.p.) con diámetros de 100 y 50 μm y *Fragilariopsis kerguelensis* (F.k.). *C. granii* tiene una geometría similar a *T. punctigera*.

2.2 Formación de suelos diatomáceos

La existencia y abundancia de diatomeas está directamente relacionada con la actividad volcánica de la zona (Talliaferro, 1933; Shiwakoti et al., 2002), ya que la ceniza volcánica aporta cantidades importantes de sílice al agua (Figura 2-3), lo que es aprovechado por las diatomeas para formar sus frústulas (López, 2009).

Después de su muerte y descomposición orgánica, una pequeña fracción de las frústulas se disuelve, produciendo más sílice disponible para las próximas generaciones de diatomeas, así como también otras frústulas descenden al fondo de los océanos o lagos formando depósitos de diatomitas (Treguer et al., 1995). Cabe agregar que solo unos pocos grupos de algas utilizan sílice en sus procesos biológicos, siendo este el segundo elemento químico más abundante en la corteza terrestre (Verdugo, 2008). Además, dentro de las escasas algas que utilizan sílice, todas ellas la utilizan solo con la finalidad de construir sus esqueletos internos (Brownlee & Taylor, 2002).

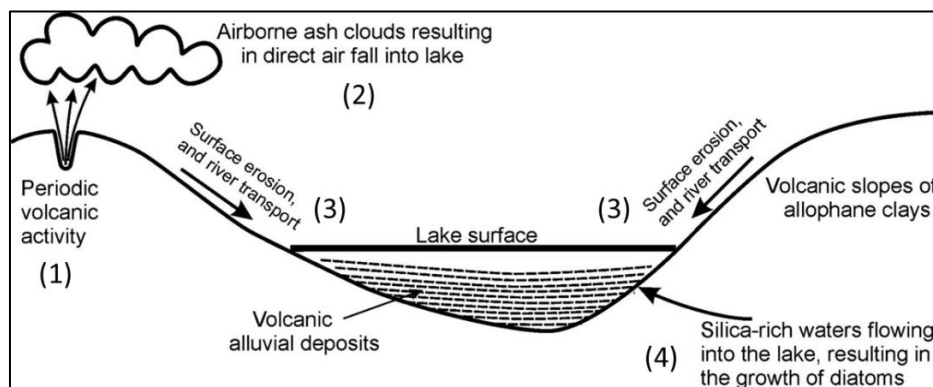


Figura 2-3: Situaciones que pueden permitir la formación de suelos diatomáceos, ilustrado en este ejemplo para un ambiente lacustre (Wesley, 2010).

1. Material piroclástico relativamente grueso depositado directamente en el momento de erupciones, o que fluye en el lago como lahares.
2. Ceniza fresca que cae al lago poco después de la erupción.
3. Suelo erosionado rico en minerales de arcilla de laderas circundantes y transportado por arroyos o ríos en el lago.
4. Lodos diatomáceos donde el ambiente volcánico puede proporcionar condiciones especiales necesarias para su formación (agua rica en sílice disuelta).

2.3 Propiedades geotécnicas de suelos diatomáceos

En los últimos años diversos autores han realizado estudios experimentales para determinar la influencia de las diatomeas en el comportamiento mecánico de suelos (Khilnani, 1989; Locat & Tanaka, 2001; Shiwakoti et al., 2002; Sánchez, 2002; Hong et al., 2006; Verdugo, 2008; López, 2009; Díaz-Rodríguez, 2011; Díaz-Rodríguez & González-Rodríguez, 2013; Caicedo et al., 2018). Estas investigaciones se pueden dividir en dos grupos:

- 1.- Ensayos utilizando como muestra mezclas preparadas de diatomita y caolinita (mineral de arcilla con baja actividad, lo que significa que no posee un potencial de hinchamiento y contracción relevante frente a cambios de humedad), con el propósito de establecer una relación directa entre una propiedad geotécnica y el contenido de diatomitas en muestras remoldeadas.
- 2.- Ensayos utilizando muestras naturales (“inalteradas”) de suelos diatomáceos, procedentes frecuentemente de sectores contiguos al cinturón de fuego del pacífico; por ejemplo Chile, Colombia, México y Japón, donde existe gran actividad volcánica.

2.3.1 Límites de Atterberg

Diversos estudios han mostrado que el contenido de diatomeas en mezclas remoldeadas con caolinita afecta los Límites de Atterberg (Locat & Tanaka, 2001; Shiwakoti et al., 2002; Nava, 2007; López, 2009; Díaz-Rodríguez & González-Rodríguez, 2013). En la Figura 2-4 se aprecia la relación entre los Límites Líquido *LL* y Plástico *LP*, y el contenido de diatomeas en tres mezclas preparadas en laboratorio (combinadas en

condición seca). Se observa que si bien los Límites aumentan, el Índice de Plasticidad ($IP = LL - LP$) disminuye. Esto se observa en la Figura 2-5, donde se muestra como varía la ubicación de los suelos en la carta de plasticidad de Casagrande, desde CH (caolinita sobre la línea A) hacia MH. Shiwakoti et al. (2002) agregan que a altos porcentajes de diatomeas, o en un material esencialmente compuesto por microfósiles, no es posible medir los Límites ($IP \rightarrow 0$) debido a que, pese al alto contenido de humedad, el material se comporta como no plástico puesto que el agua queda atrapada en los fósiles y no tiene efecto en las fuerzas físico-químicas de interacción entre partículas. En otras palabras, el incremento en el contenido de diatomitas implica que el Límite Líquido aumente por efecto del agua atrapada en las frústulas, pero al mismo tiempo la plasticidad disminuye puesto que las diatomitas no representan un aporte en minerales arcillosos.

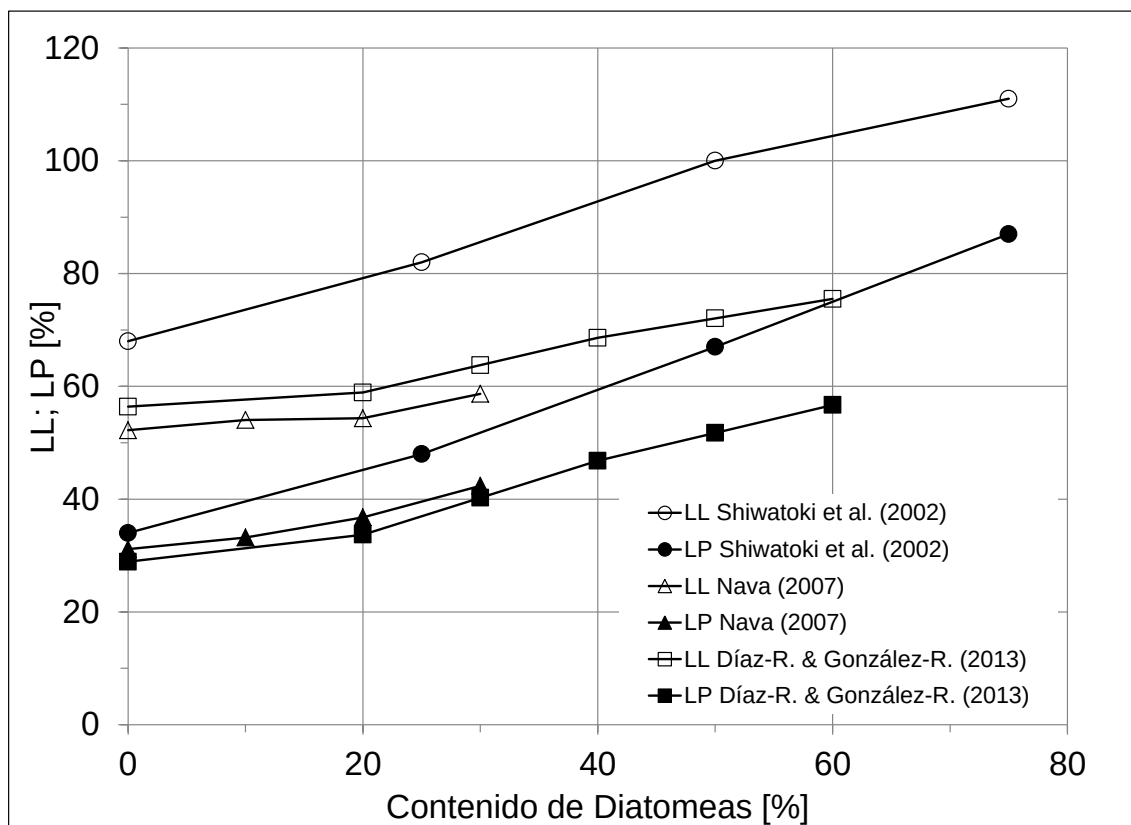


Figura 2-4: Relación del límite líquido LL y límite plástico LP frente al contenido de diatomita (mezclas de caolinita y diatomita en peso seco).

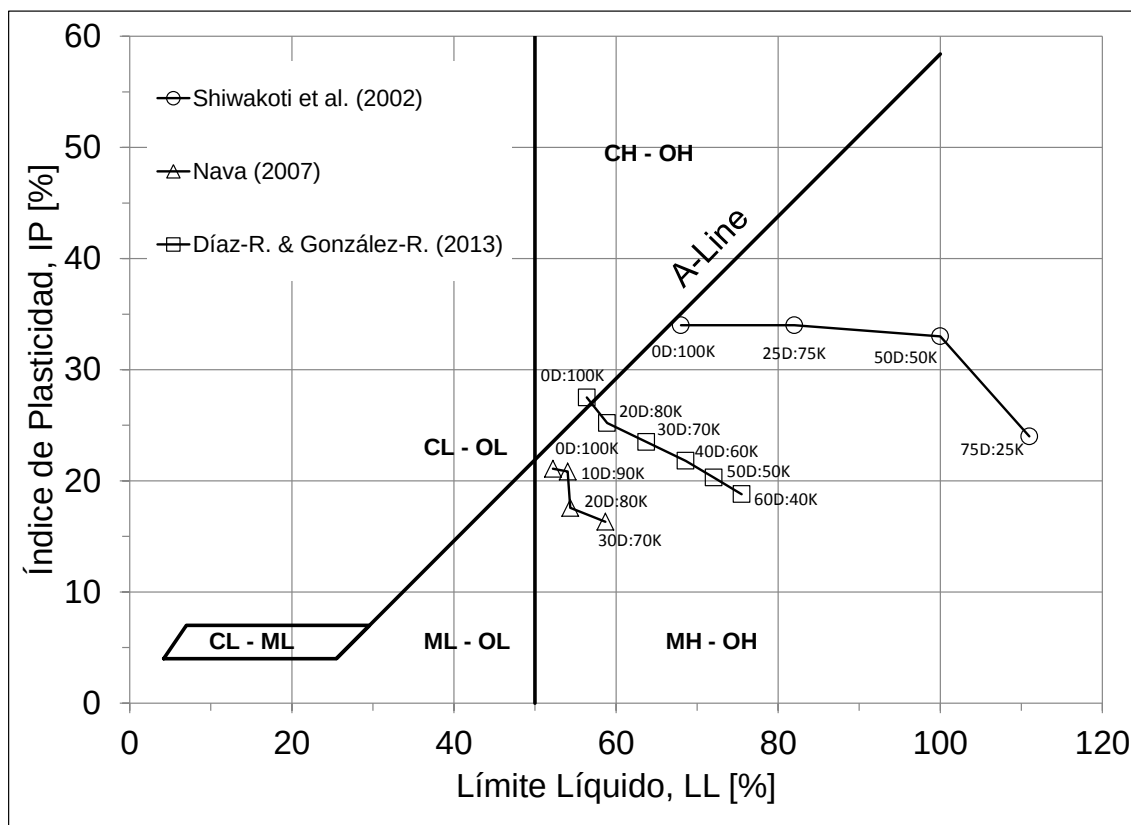


Figura 2-5: Evolución del material frente al contenido de Diatomita: Caolinita (%D: % K) en peso seco.

2.3.2 Ensayos de consolidación

Tomando de la literatura diversos datos de ensayos de consolidación en trayectorias edométrica e isotrópica para muestras diatomáceas inalteradas y remoldeadas, es posible mostrar que existe un cierto grado de similitud que es independiente de las condiciones iniciales de cada ensayo (contenido de humedad, índice de vacíos, etc.). Este análisis permite clarificar la influencia del contenido de diatomeas en la compresibilidad de estos sedimentos.

De la Figura 2-6 a la Figura 2-9 se aprecian los resultados de distintos autores para muestras inalteradas y remoldeadas (condición edométrica e isotrópica). Para el caso de

las muestras inalteradas (Figura 2-6 y Figura 2-7), se aprecia que, una vez superada una cierta presión de preconsolidación, la deformación volumétrica ε_v aumenta considerablemente, teniendo relaciones de los índices de compresibilidad de C_c/C_s mayores a 35; donde C_c está medido en el tramo normalmente consolidado y C_s se obtiene antes de la preconsolidación, o bien en descarga, mediante la siguiente expresión:

$$C_c \text{ ó } C_s = \frac{\Delta e}{\Delta \log(\sigma'_v)} \quad (2.1)$$

La Tabla 2-1 muestra valores típicos de C_c y C_s para suelos finos mientras que la ecuación (2.2) presenta la correlación empírica obtenida por Kulhawy & Mayne (1990) dada por:

$$C_c = \frac{IP}{74} ; C_s = \frac{IP}{370} \quad (2.2)$$

La ecuación (2.2) (válida para suelos finos con una gravedad específica de $G_s = 2.7$) entrega una relación del orden de $C_c/C_s \approx 5$, lo que es significativamente menor a los datos en suelos diatomáceos inalterados presentados en la Figura 2-6 y Figura 2-7. El gran contraste entre la compresibilidad pre y post preconsolidación podría atribuirse a que, una vez alcanzada la presión de preconsolidación, ocurre la fractura de parte importante de las frústulas, generando grandes deformaciones por colapso de la estructura del suelo. Por otro lado, las muestras remoldeadas (Figura 2-8 y Figura 2-9) no presentan un cambio brusco en compresibilidad, debido a que en el proceso de remoldeo previo las frústulas podrían haberse fracturado, consiguiendo una estructura más estable.

Tabla 2-1: Valores típicos para C_c y C_s (Bardet, 1997).

Tipo de arcilla	C_c [inalteradas]	C_c [remoldeadas]	C_s [descarga]	C_c/C_s	w_l [%]	IP [%]
Boston Blue clay	0.32	0.21	0.07	4.6	41	21
Louisiana clay	0.33	0.29	0.05	6.6	74	48
New Orleans clay	0.29	0.26	0.04	7.3	79	53
Fore river clay	0.36	0.25	0.09	4	49	28
St Lawrence clay	0.84	-	0.04	21	55	33
Kaolinite, Ca^{+2}	0.21	-	0.06	3.5	38	11
Kaolinite, Fe^{+3}	0.24	-	0.06	4	59	22

En la Figura 2-10 se muestra la microestructura interna de una muestra inalterada proveniente de la prefectura de Oita, Japón, para distintas presiones en un ensayo de consolidación isotrópica realizado por Hong et al. (2006). Los autores concluyen que no existe un cambio en la microestructura cuando la presión de consolidación es menor a la de preconsolidación, pero cambia significativamente (fractura de las frústulas) cuando se sobrepasa este valor. Los resultados de Hong et al. (2006) son consistentes con las conclusiones obtenidas por Tanaka & Locat (1999), quienes, también apoyados por imágenes de microscopía, concluyen que la porosidad de las frústulas de diatomeas insertas en los sedimentos de Osaka (Japón) no se ven afectados por la tensión en terreno, al menos que se supere la tensión de preconsolidación.

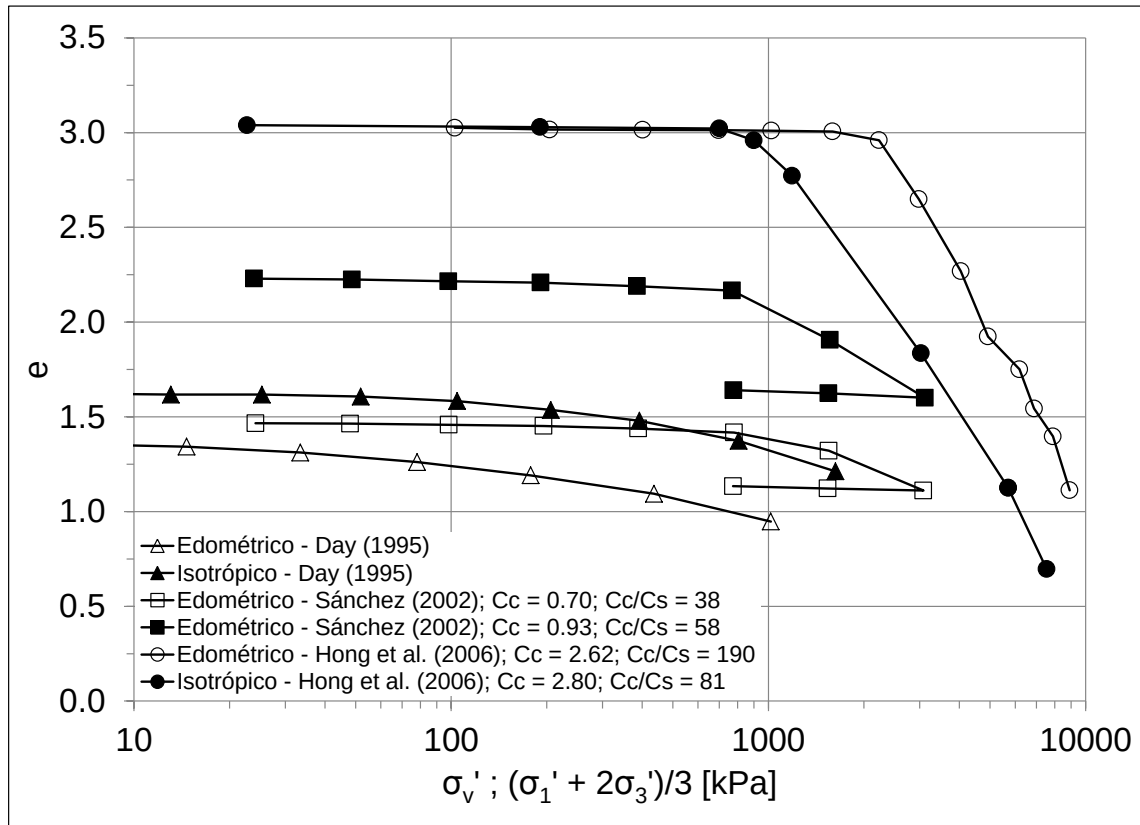


Figura 2-6: Curvas de consolidación de muestras inalteradas a distintos índices de vacío.

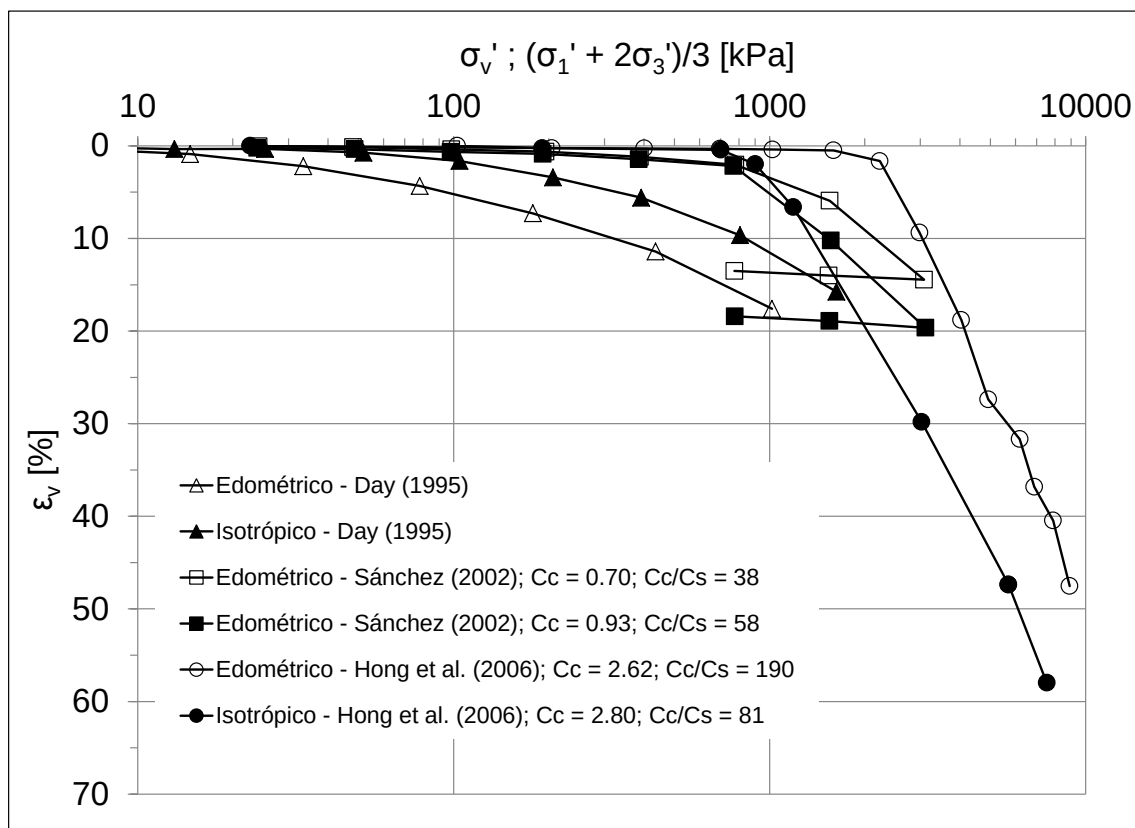


Figura 2-7: Curvas de consolidación de muestras inalteradas normalizadas bajo deformación volumétrica.

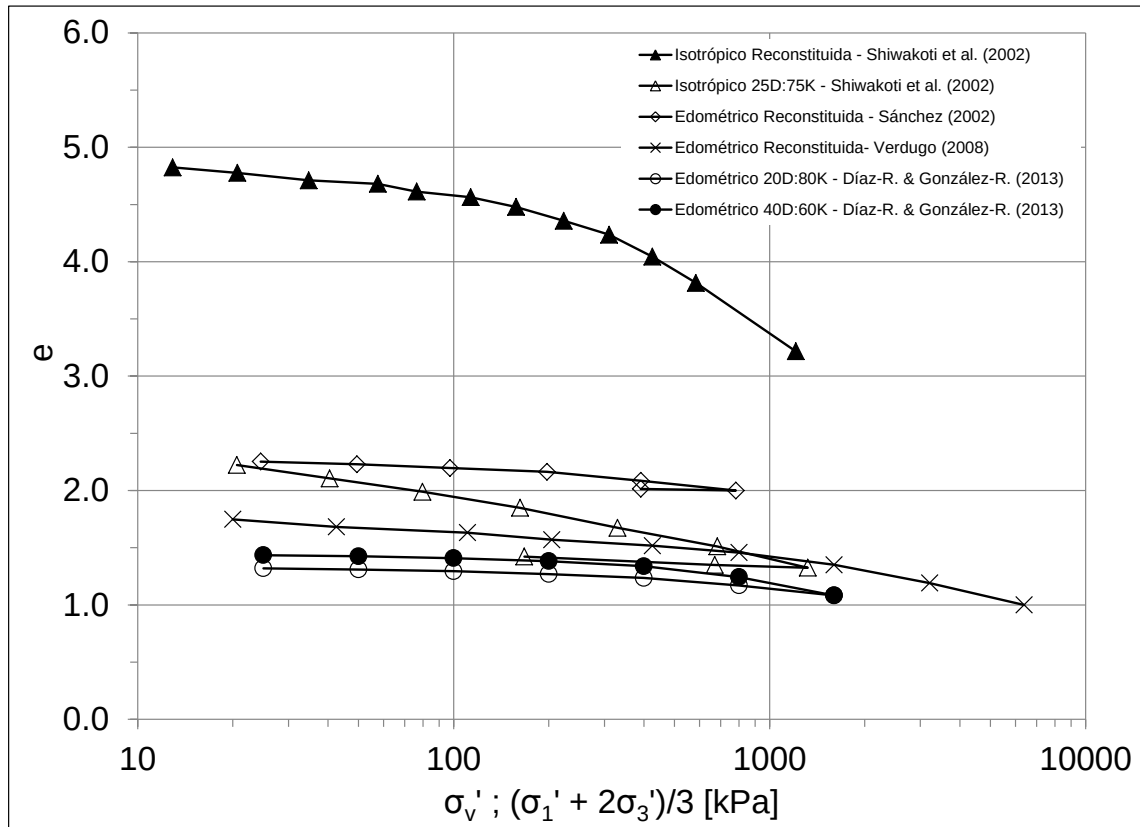


Figura 2-8: Curvas de consolidación de muestras remoldeadas a distintos índices de vacío.

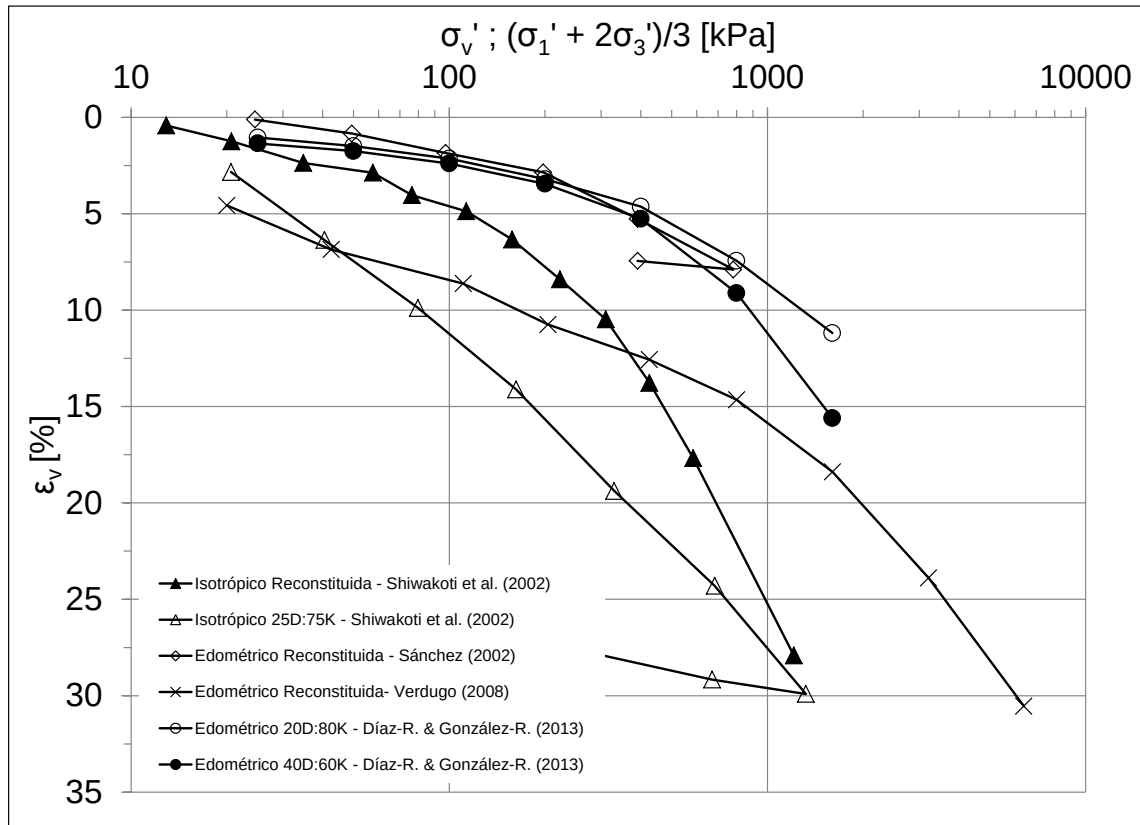


Figura 2-9: Curvas de consolidación de muestras remoldeadas normalizadas bajo deformación volumétrica.

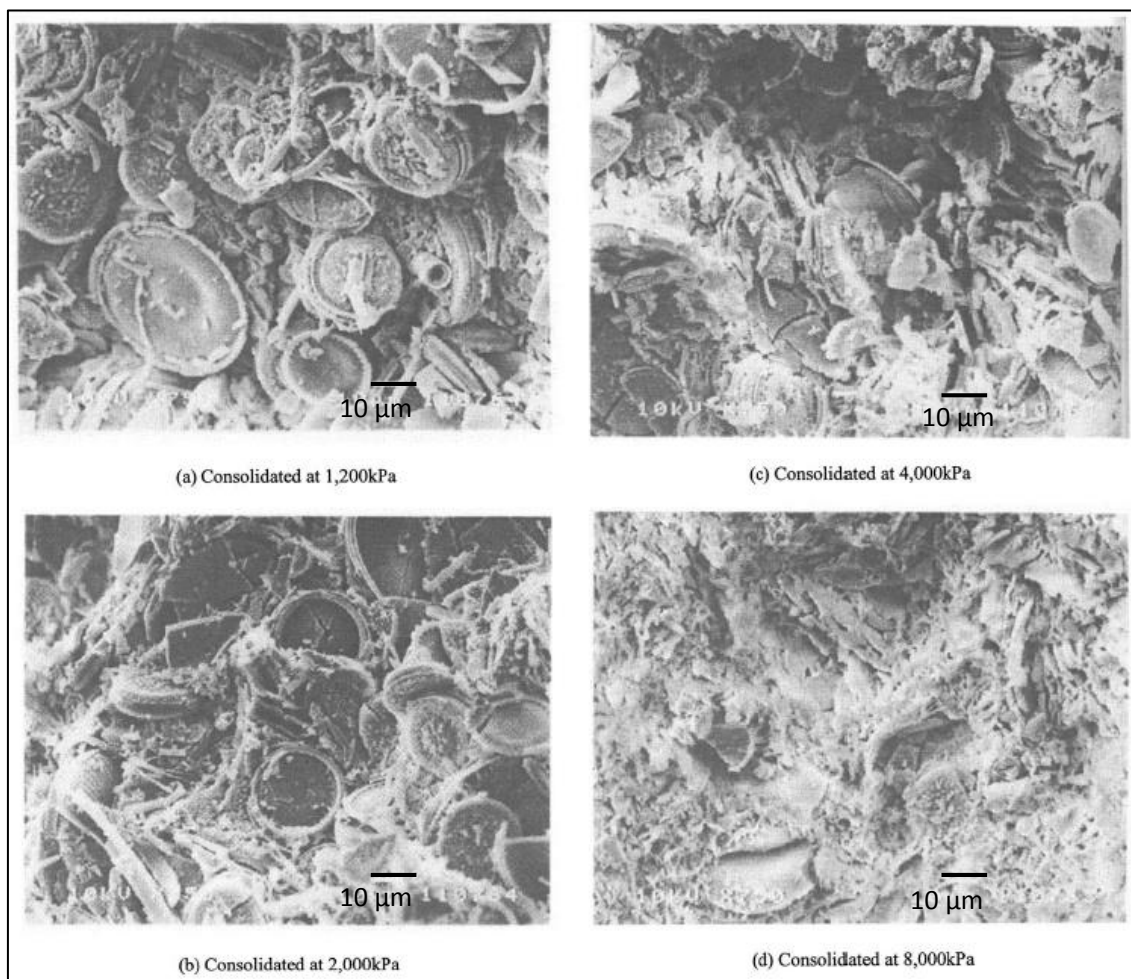


Figura 2-10: Microestructura de una misma muestra de diatomita post-consolidación obtenido bajo microscopio SEM. La tensión de preconsolidación corresponde a un valor de 1500 kPa (Hong et al., 2006).

2.3.3 Resistencia al corte

En mecánica de suelos convencional, es sabido que el ángulo de fricción interna ϕ' es inversamente proporcional a la plasticidad del suelo medida mediante el límite líquido LL (Bjerrum & Simons, 1960). Sin embargo, los suelos diatomáceos no siguen esta tendencia, es decir, al aumentar el contenido de diatomeas también se incrementa el LL , pero a la vez aumenta ϕ' (Figura 2-11) (Shiwakoti et al., 2002; Nava, 2007; Caicedo et

al., 2018). Este comportamiento se debería a que la componente friccionante es significativa en el contacto entre partículas microfósiles de superficie rugosa y material silíceo duro.

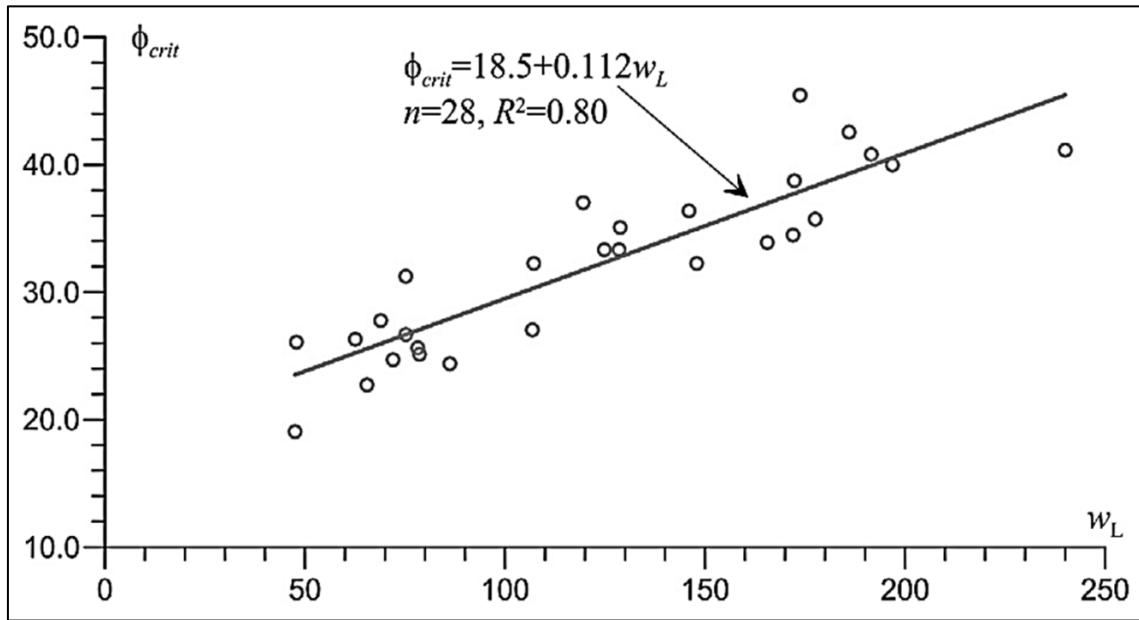


Figura 2-11: Evolución del ángulo de fricción ϕ_{crit} frente al límite líquido w_L en depósitos diatomáceos de Bogotá, Colombia (Caicedo et al., 2018).

A continuación se analizan los ensayos de corte triaxial consolidado no drenado (CIU) a bajo confinamiento realizados por Sánchez (2002) y Díaz-Rodríguez (2003), además de los efectuados a un mayor confinamiento de Hong et al. (2006). En todos los casos se aprecia una envolvente al corte máxima (*peak*) que puede definirse para un ángulo de fricción interna máximo relativamente alto: $\phi'_{peak} = 40^\circ - 50^\circ$ (Figura 2-12 y Figura 2-13). Valores en el mismo rango también fueron reportados para suelos diatomáceos por diversos autores en ensayos de corte directo (Sánchez, 2002; Tanaka, 2006; López, 2009; Díaz-Rodríguez, 2011, Nazar et al., 2016; entre otros). Day (1995) sugiere que los

altos valores de fricción se explican debido a la superficie rugosa y protuberante que presentan las diatomeas, como se mencionó antes en este trabajo.

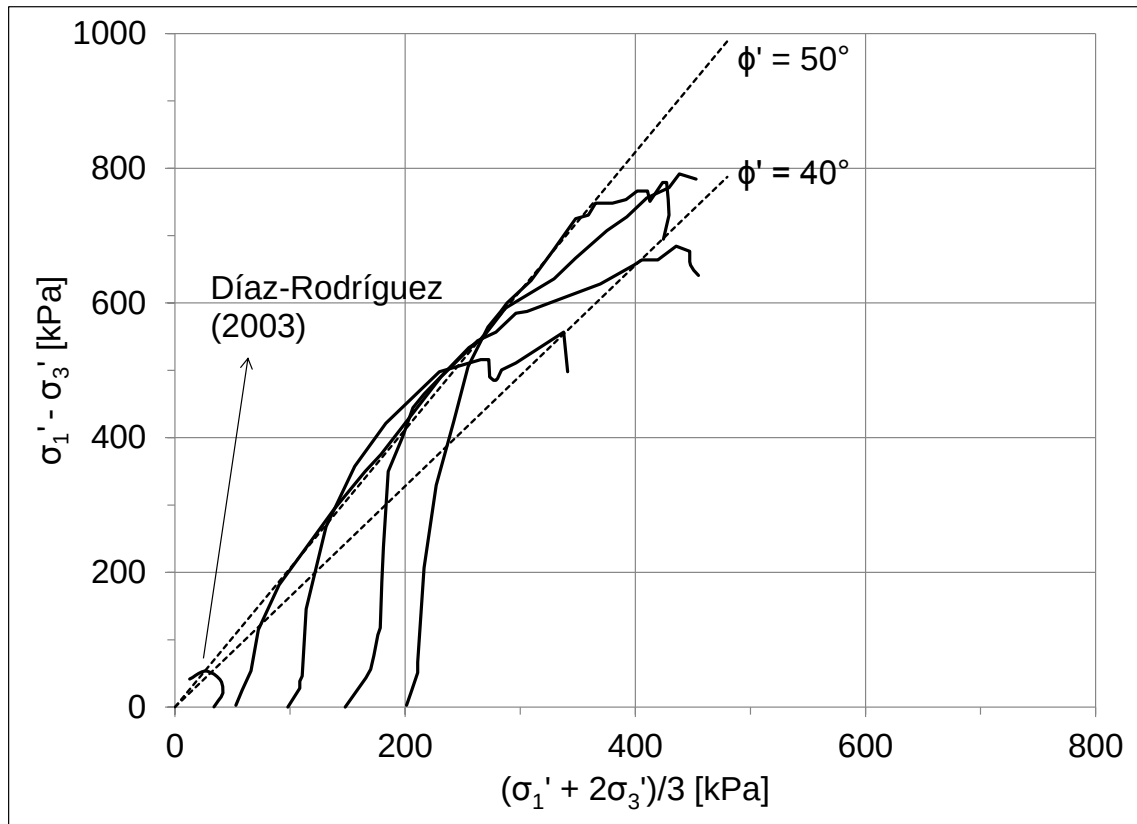


Figura 2-12: Ensayos de corte triaxial CIU a bajo confinamiento (modificado de Sánchez, 2002).

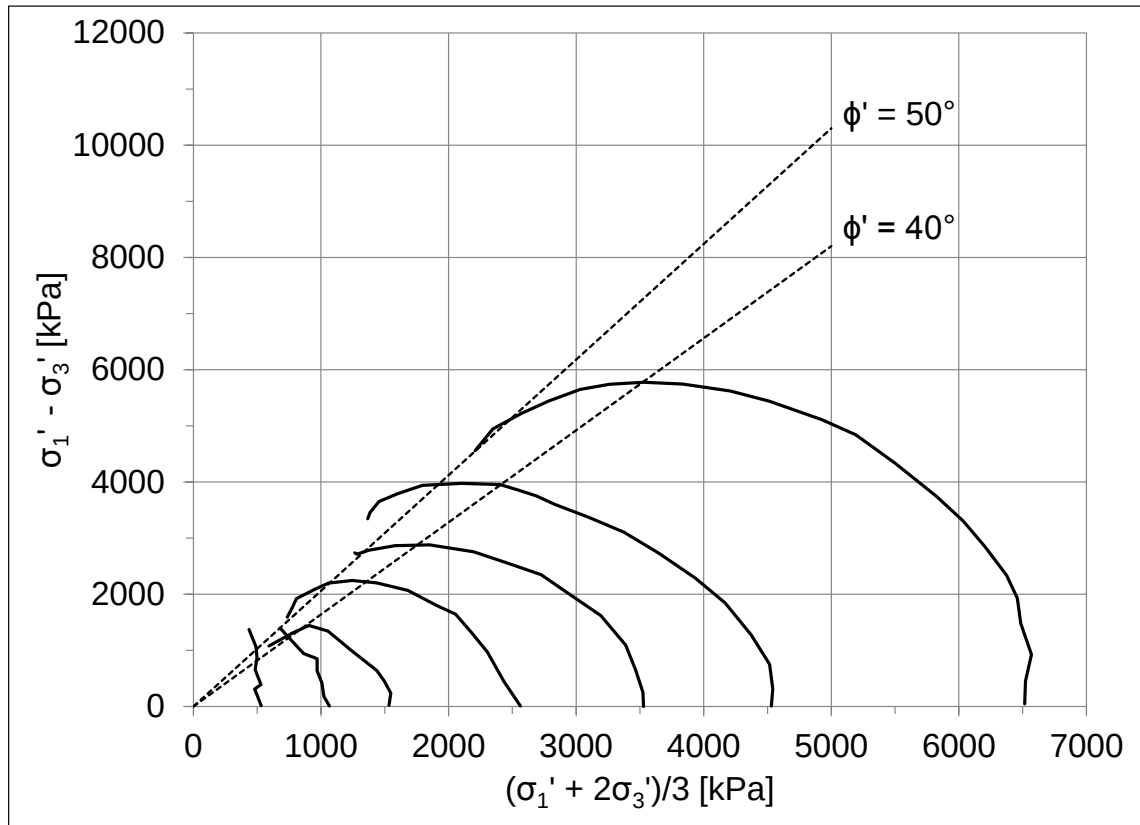


Figura 2-13: Ensayos de corte triaxial CIU a alto confinamiento (modificado de Hong et al., 2006).

3 MATERIAL DE ENSAYO

El material de ensayo en este estudio corresponde a depósitos de diatomitas procedentes de la bahía de Mejillones, norte de Chile.

3.1 Marco Geológico de la bahía de Mejillones

La península de Mejillones corresponde a un relieve morfológico originado por la acreción de rocas Paleozoicas (570 millones de años) al continente, donde las rocas conformantes son del Jurásico (200-145 Ma) y Cretácico (145-65 Ma), predominantemente (Muñoz & Rivas, 2012; Maringue, 2017). Dentro de las principales unidades geológicas que afloran en esta península (Figura 3-1), los sedimentos que rellenan la cuenca de Mejillones corresponden a depósitos Cenozoicos relacionados con eventos del Neógeno (25 a 2 Ma), y a depósitos del Cuaternario recientes, correspondientes a arenas, limos, coquinas y diatomitas, lo que se conoce como formación La Portada (Muñoz & Rivas, 2012; González, 2013; Maringue, 2017).

Esta formación geológica, definida por Ferraris & Di Biase (1978) como una secuencia de rocas sedimentarias marinas fosilíferas del Mioceno-Plioceno (~ 5 Ma) consolidadas a semiconsolidadas con una estratificación definida, contaría con un espesor de 500 metros según lo obtenido por Cañuta & Fonseca (2001) a través de gravimetría. En la Figura 3-2 se presenta una columna estratigráfica cercana al Puerto de Mejillones, en donde se aprecia la aparición de sedimentos de diatomitas.

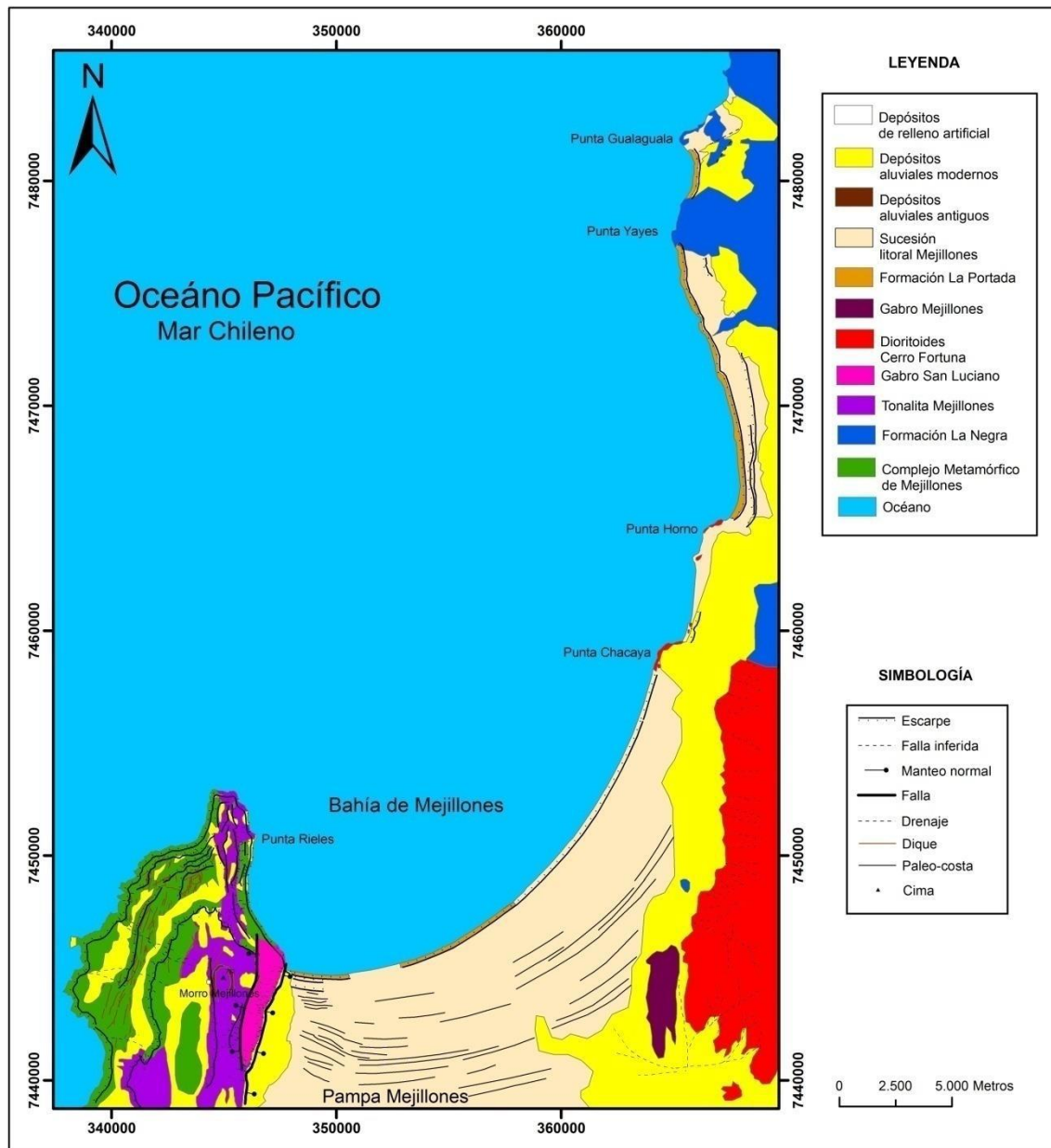


Figura 3-1: Mapa geológico que muestra las principales unidades geológicas que afloran cercanas al área de estudio, al norte de la Península de Mejillones (González, 2013).

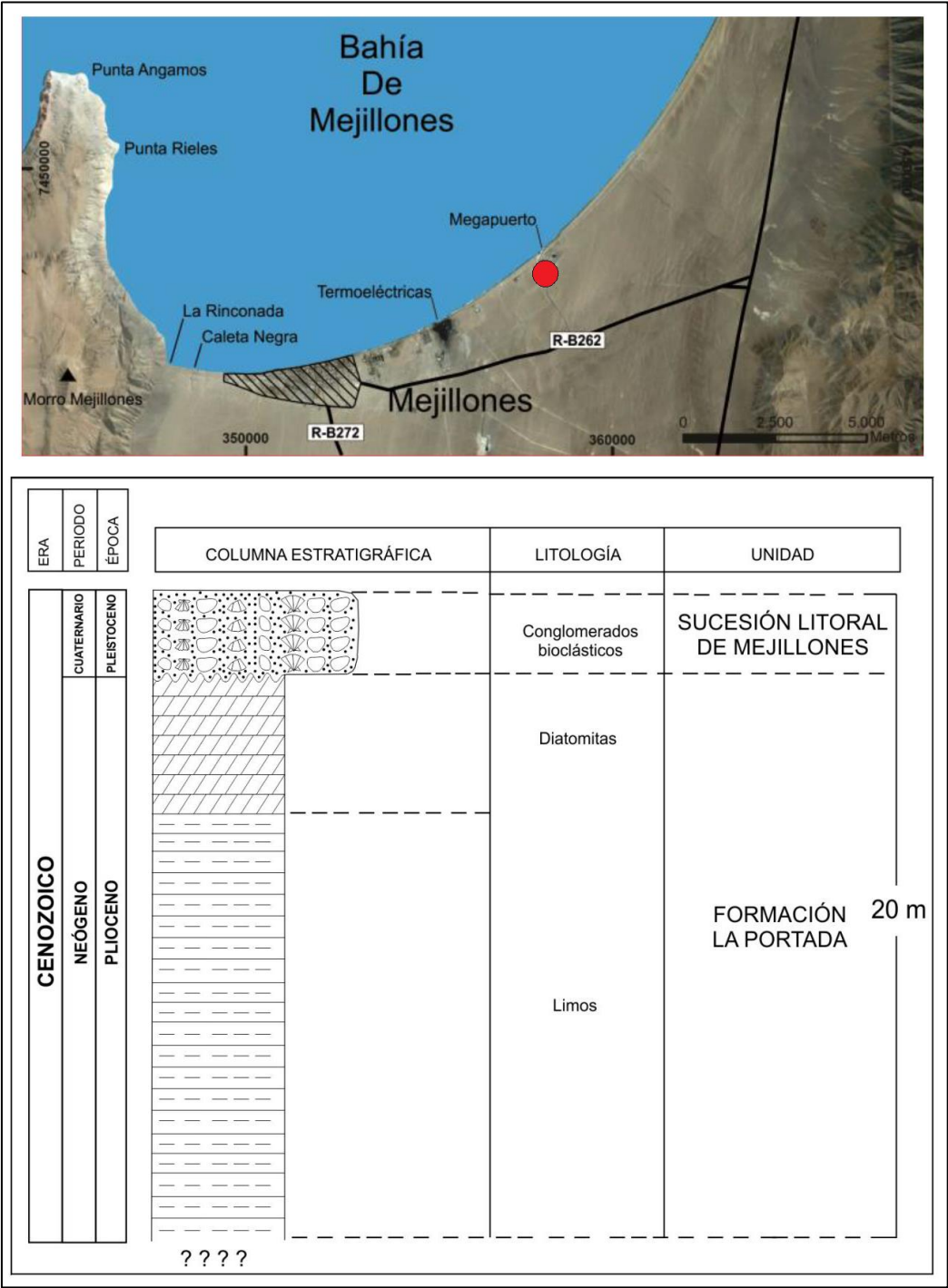


Figura 3-2: Columna estratigráfica esquemática representativa del sector (marcado en el punto rojo) cercano al Megapuerto de Mejillones (Modificado de González, 2013).

Rodríguez (2004) y Caniupán et al. (2009) establecen que la generación de depósitos de suelos diatomáceos en la bahía de Mejillones se debe a que existen breves periodos de tiempo (días) donde se produce un ascenso de las aguas provenientes de profundidades variables (40 a 150 m), los que arrastraron consigo una alta concentración de nutrientes provocando un incremento en la tasa reproductiva del fitoplancton. Este fenómeno natural, conocido popularmente como marea roja y registrado en la zona desde 1964 (Rodríguez, 2004), ocurre entre otros factores por el aumento de temperatura de las aguas debido al movimiento de corrientes cálidas del océano pacífico; en este caso por la Corriente del Niño. De manera simultánea, existen corrientes de agua superficial que promueven la concentración de biomasa fitoplanctónica en la Bahía de Mejillones, como ocurre en la zona de Punta Angamos mostrada en la Figura 3-3 (Marín et al., 1993; Ortlieb et al., 1994; Escribano et al., 2001). La alta tasa reproductiva de fitoplancton en zonas de alta concentración de biomasa genera zonas de mínimo oxígeno (Rodríguez et al., 1986), lo que implica que el fitoplancton muere y se deposita en el fondo marino, permitiendo la formación de diatomitas. En la Figura 3-4 se presenta el esquema general para la formación de suelos diatomáceos de la bahía de Mejillones.

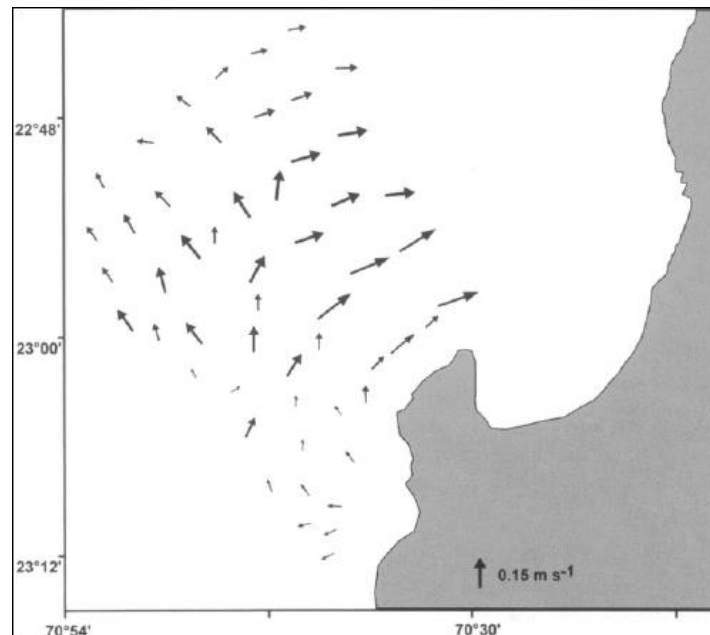


Figura 3-3: Representación vectorial del traslado de altas cantidades de biomasa y arrastre de nutrientes consigo, dirigiéndose a la bahía de Mejillones (Escribano et al., 2001).

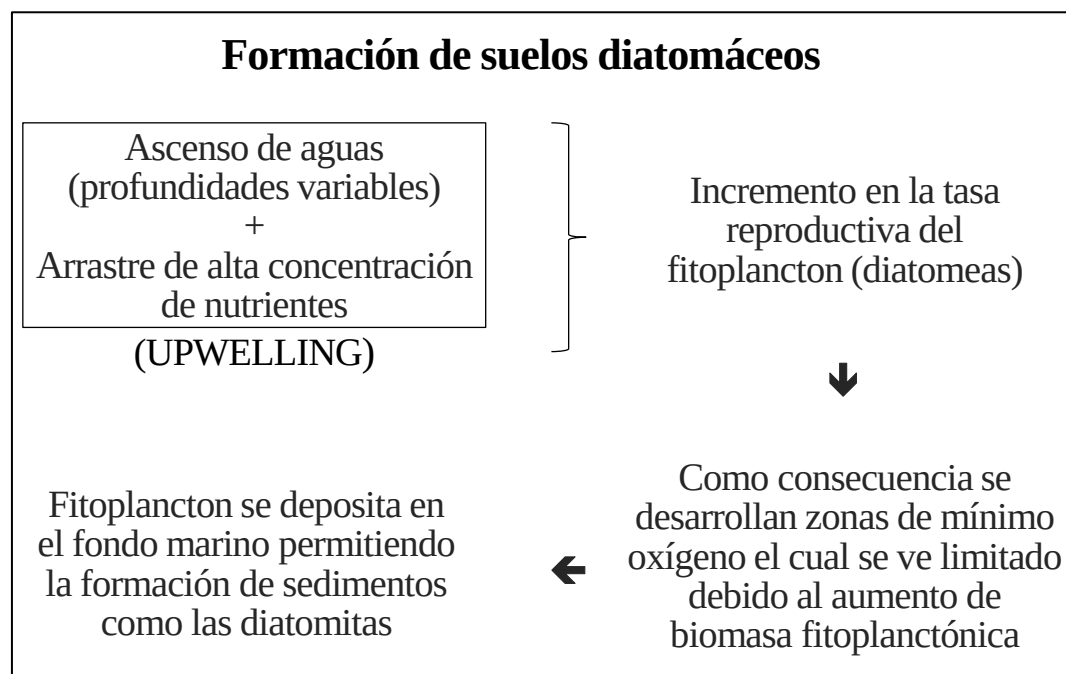


Figura 3-4: Esquema básico de la formación de suelos diatomáceos en Mejillones.

3.2 Propiedades índice y clasificación del suelo

Se obtuvieron varias muestras en un mismo punto en la bahía de Mejillones, en la forma de bloques no alterados desde una profundidad de 1 a 3 metros por debajo de la superficie del suelo. El material fue sellado con película plástica, trasladado a laboratorio y almacenado en cámara húmeda. Para caracterizar el suelo se realizaron ensayos de granulometría, densidad de sólidos, límites de consistencia, ensayo Proctor Estándar y visualización del material en microscopio electrónico de barrido (SEM), con evaluación cualitativa de elementos mediante espectroscopia. Las propiedades que caracterizan el suelo diatomáceo se presentan a continuación en la Tabla 3-1. En la Figura 3-5 se muestra el material utilizado recibido así como también durante el proceso de tallado para la confección de probetas.

Tabla 3-1: Rango de valores obtenidos en ensayos de caracterización.

Propiedad	Símbolo	Resultados	Normativa utilizada
Densidad seca [gr/cm^3]	γ_d	0.6 - 1.0	NCh 1515(79)
Humedad natural [%]	w	70 - 100	NCh 1515(79)
Límite líquido [%]	LL	62	NCh 1517/I(79)
Índice de plasticidad [%]	IP	22	NCh 1517/II(79)
Clasificación USCS	--	MH	ASTM D2487-17
Porcentaje de finos que pasa malla #200	--	82	ASTM D422-63
Gravedad específica	G_s	2.63	NCh 1532(80)

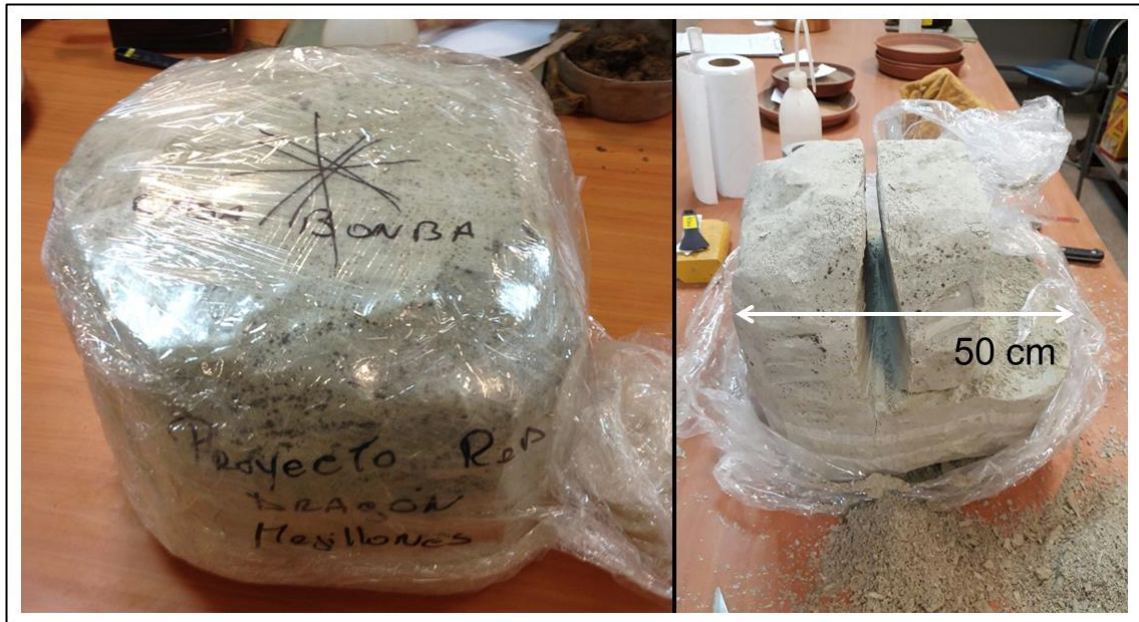


Figura 3-5: Ejemplo de material utilizado procedentes de calicatas cercanas al borde costero en la Bahía de Mejillones.

3.3 Proctor Estándar

En la Figura 3-6 se presenta el resultado del ensayo Proctor realizado para una muestra secada al aire en base a la norma NCh 1534/I (79); el ensayo se realizó desde la muestra a humedad natural hacia valores de menor humedad obtenidos por secado cubierto a temperatura ambiente. La muestra antes de secar y ensayar presenta una densidad natural y una humedad 0.81 gr/cm^3 y 83% respectivamente. Los resultados del ensayo arrojaron una densidad máxima compactada de 1.11 gr/cm^3 y una humedad óptima de 28.5%.

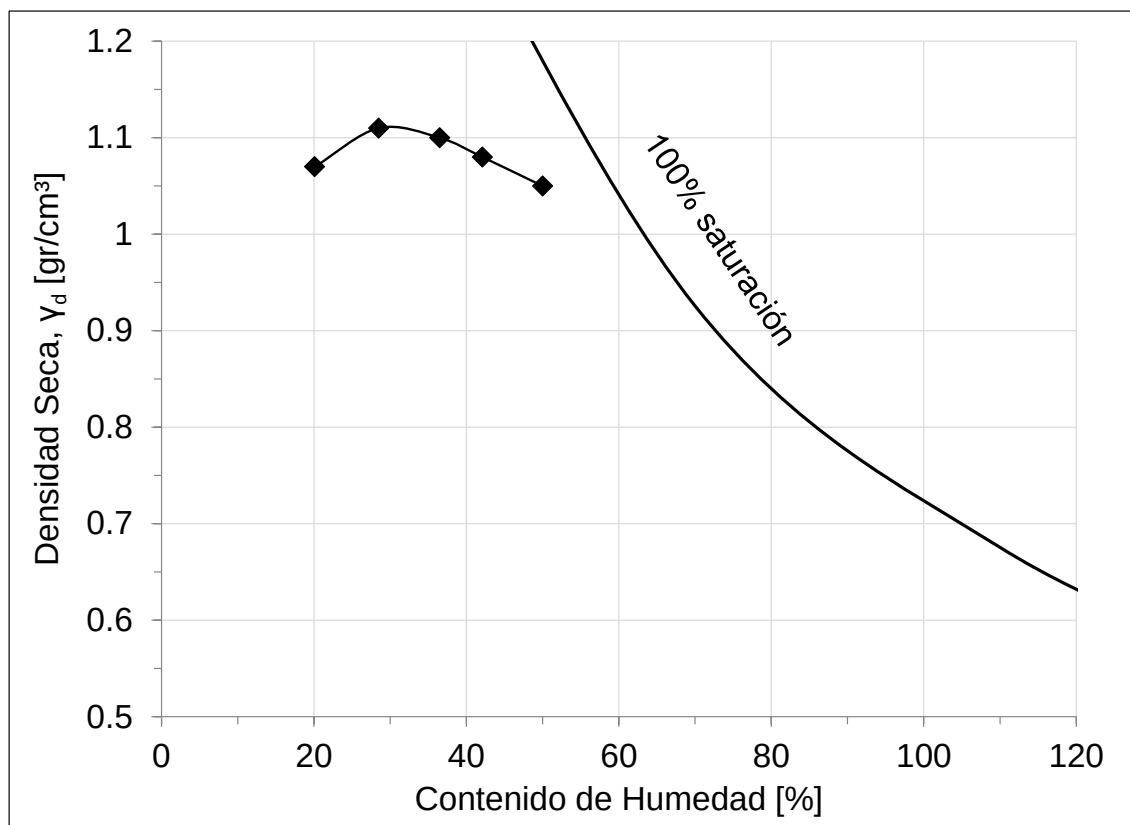


Figura 3-6: Ensayo Proctor Estándar.

3.4 Microscopía SEM

De la Figura 3-7 a la Figura 3-9 se ilustran algunas de las observaciones en microscopio SEM realizadas en muestras inalteradas y en muestras post-ensayo de consolidación, las cuales se describen a continuación. En la Figura 3-7 se observan fósiles de diatomeas de diversos tamaños, donde se aprecian claramente la forma, superficie y estructura tipo de panel de las frústulas. Estas partículas fósiles serían las responsables del almacenamiento y retención del agua en el suelo diatomáceo, lo que explicaría los altos valores de humedad y baja densidad seca en condición natural. En la Figura 3-8 se ilustra un ejemplo de la estructura interna de estos microfósiles, donde se observan la estructura de panel y los vacíos al interior del esqueleto.

En general, las figuras muestran frústulas de sílice de formas variadas y rango de tamaños de 10 a 60 μm , con superficies de tipo panal, o bien filamentos fosilizados. Según lo reportado en la literatura, estas estructuras favorecen la trabazón entre partículas y generan altos coeficientes de fricción en los contactos (Locat & Tanaka, 2001; Hong et al., 2006).

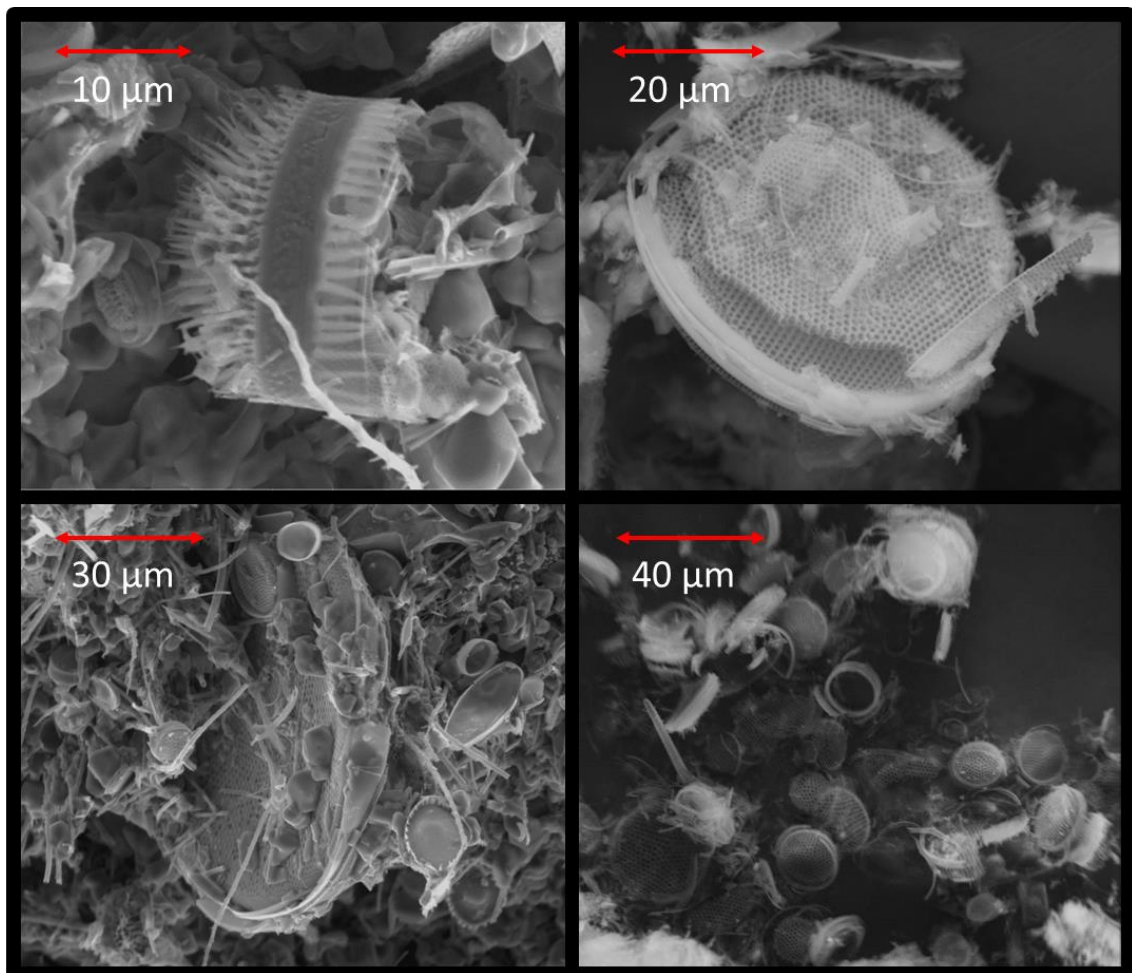


Figura 3-7: Fósiles de diatomeas encontradas al interior de muestras inalteradas.

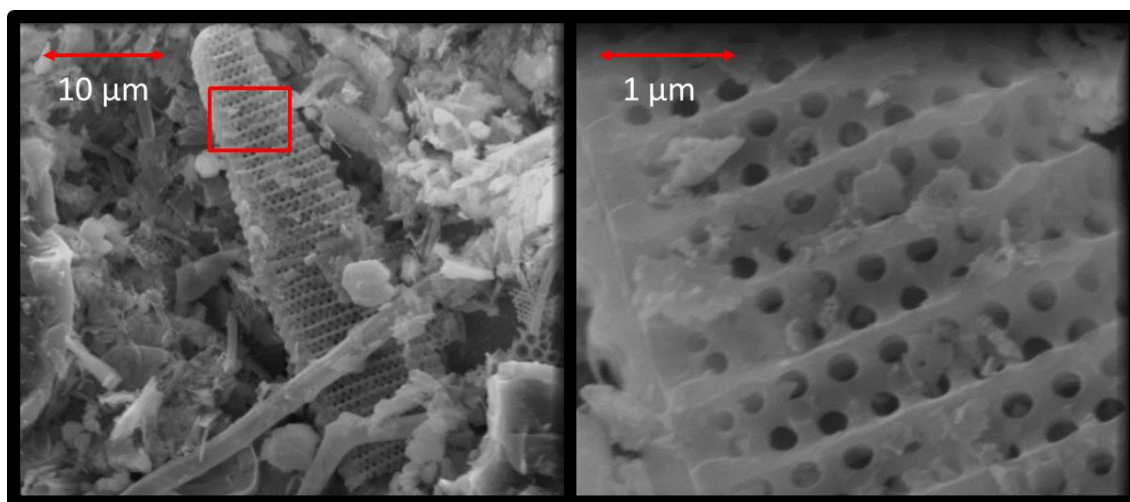


Figura 3-8: A la izquierda, una frústula de diatomea. A la derecha, un aumento de la misma imagen.

En la Figura 3-9 se reporta los resultados entregados por la espectroscopia (análisis de composición química) realizada en un fósil de diatomea. Uno de los elementos más abundantes es sílice (en forma de SiO_2).

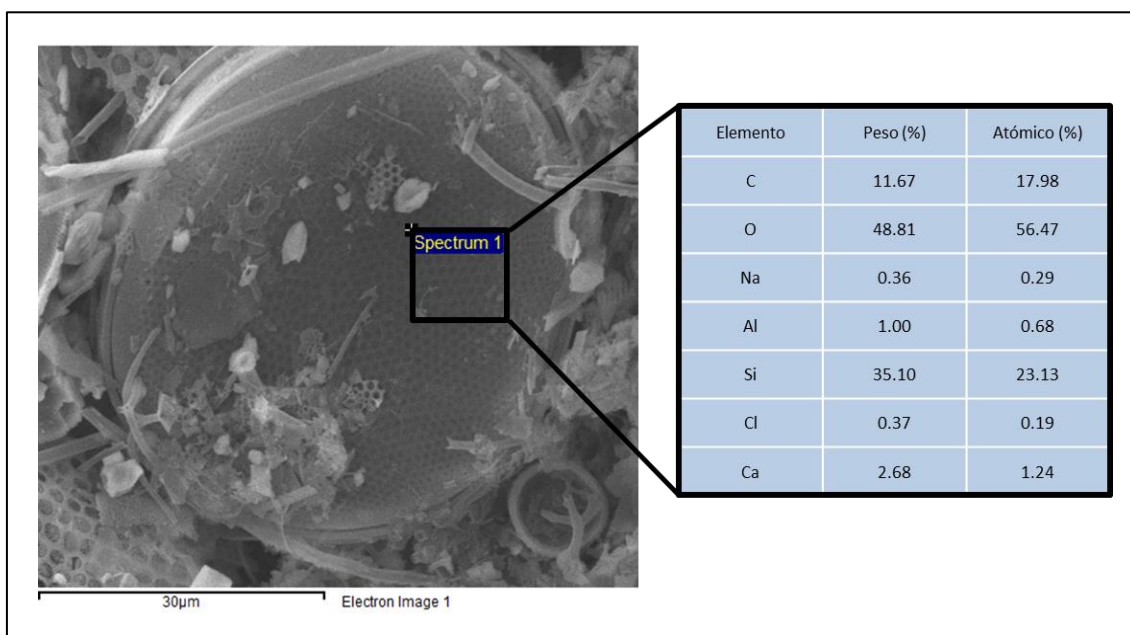


Figura 3-9: Análisis de composición química mediante Espectroscopia.

3.5 Difracción de rayos X

La Figura 3-10 muestra el resultado del análisis de difracción de rayos X, donde se confirma que la presencia de sílice en forma de Cuarzo (SiO_2) es preponderante en el suelo, junto con Calcita ($\text{Ca}(\text{CO}_3)$) y Albita abundante en Calcio.

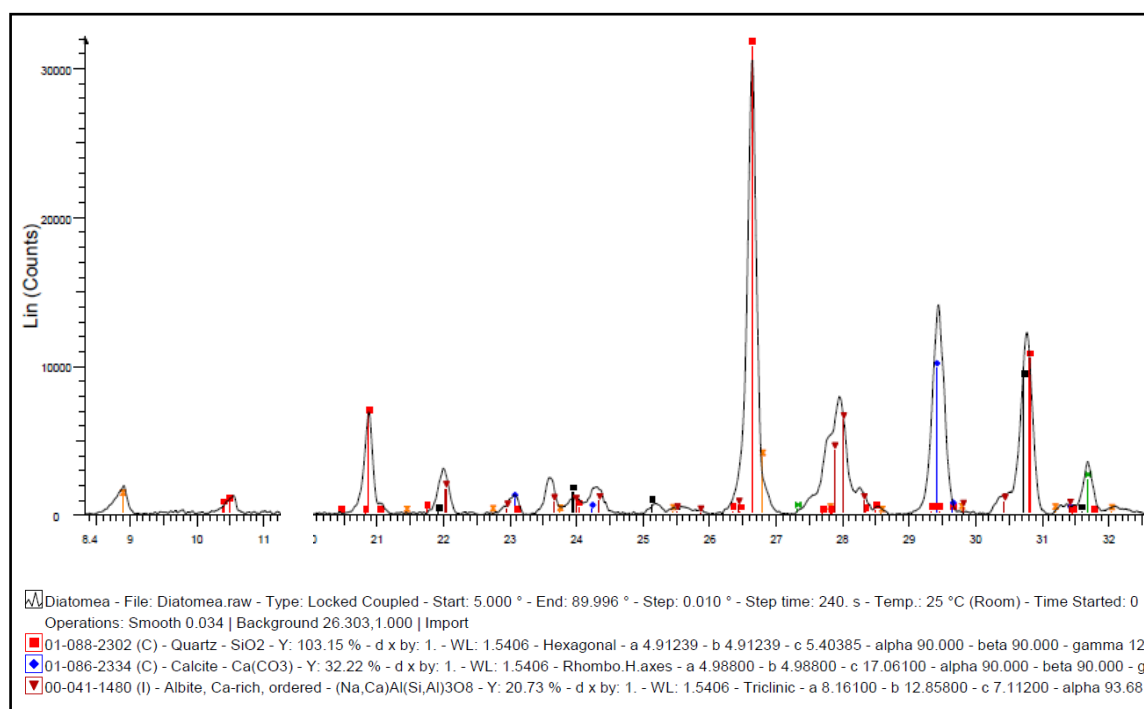


Figura 3-10: Análisis de difracción de rayos X del suelo diatomáceo.

4 ENSAYOS MECÁNICOS DE LABORATORIO Y PROCEDIMIENTO

Se realizó una campaña de ensayos con el propósito de caracterizar adecuadamente el comportamiento mecánico del suelo diatomáceo. Cabe destacar que todas las probetas fueron talladas a partir de muestras inalteradas (a excepción de algunas muestras remoldeadas para consolidación), procedente de bloques recubiertos con varias películas de plástico, cuidadosamente transportado a laboratorio y almacenado en cámara húmeda. Se efectuaron ensayos de consolidación unidimensional e isotrópica, resistencia al corte mediante corte directo y compresión triaxial, y degradación del módulo elástico mediante columna resonante, torsión cíclica y triaxial cíclico.

4.1 Ensayo de consolidación unidimensional

Se efectuó una serie de ensayos edométricos en base a la norma ASTM D2435-11 (2011). Para ello, se utilizaron muestras inalteradas y remoldeadas de 50 mm de diámetro y 16 mm de altura. Las muestras inalteradas fueron talladas con las dimensiones del anillo, como se muestra en la Figura 4-1. Las muestras remoldeadas fueron realizadas a distintas densidades y humedades para abarcar índices de vacíos distintos y confeccionadas mediante la compactación de 3 capas de suelo de una misma altura con el objeto de obtener una muestra más homogénea a lo largo de la probeta.

Una vez la muestra montada y ajustada en el equipo (Figura 4-2), se procedió a cargar con los siguientes niveles de tensión vertical: 9.8, 24.5, 49, 98, 196, 392, 784, 1568 y 3136 kPa. La saturación por inundación se efectuó posterior a la estabilización de una carga de 98 kPa. Finalizada la etapa de carga, se procedió a descargar el material en niveles de tensión vertical de 784, 196 y 49 kPa.



Figura 4-1: Inicio y término de tallado para una muestra natural.



Figura 4-2: Equipo utilizado para consolidación.

4.2 Ensayo de corte triaxial CIU

Se realizó una serie de ensayos triaxiales consolidados isotrópicamente no drenados (CIU) en base a la norma ASTM D4767-04. Para ello, se utilizaron muestras cilíndricas de 38 mm y 50 mm de diámetro, ambas con 100 mm de altura. Los ensayos fueron efectuados mediante el equipo *GDS Triaxial Testing System* (Figura 4-3), el que tiene una capacidad máxima de 4 MPa de presión de cámara y contrapresión.

Para garantizar la saturación de la muestra, se procedió a elevar tanto la presión de cámara σ_c como la contra-presión σ_{cp} , manteniendo siempre una diferencia no mayor de 20 kPa, para luego evaluar el parámetro de Skempton definido por:

$$B = \frac{\Delta u}{\Delta \sigma_c} \quad (4.1)$$

donde Δu es la variación de presión de poros registrada al aplicar una variación de la presión de cámara $\Delta \sigma_c$, con la válvula de la contra-presión cerrada ($\sigma_{cp} = \text{constante}$). Una vez alcanzado el porcentaje de saturación medido mediante un parámetro de Skempton de al menos 95% y posterior estabilización de la etapa de consolidación bajo una presión de consolidación definida, se procedió a aplicar la carga monotónica bajo deformación controlada a una velocidad constante de 0.15 mm/min. La etapa de carga se mantiene activa hasta alcanzar una deformación axial de al menos 20%.

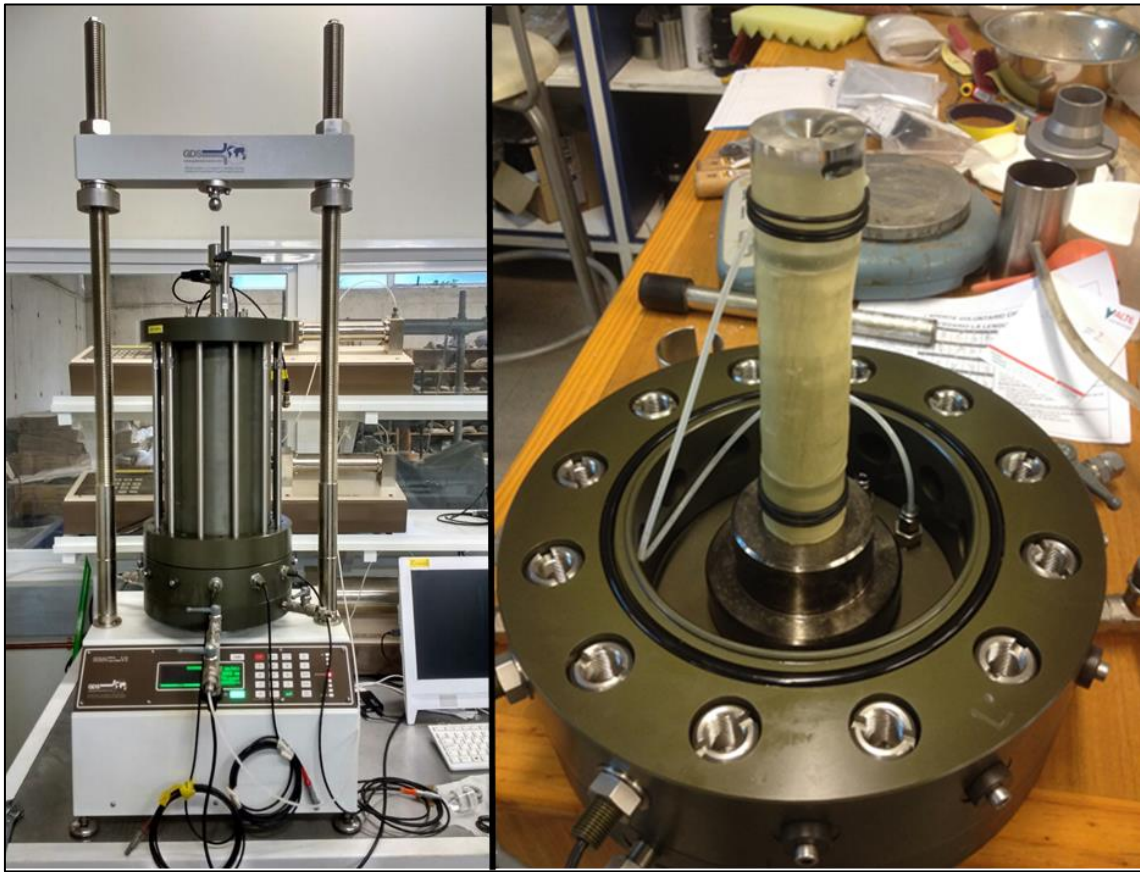


Figura 4-3: A la izquierda, equipo *GDS Triaxial Testing System* (GDSTTS). A la derecha, probeta montada en la base del equipo.

4.3 Ensayo de columna Resonante y torsión cíclica

Se realizó una serie de ensayos de columna resonante consolidados isotrópicamente en base a la norma ASTM D4015-07. Para ello, se utilizaron muestras cilíndricas de 50 mm de diámetro y 100 mm de altura. Los ensayos fueron efectuados mediante el equipo *Resonant Column 31-WF8500* (Figura 4-4 y Figura 4-5), el cual permite realizar ensayos de columna resonante y torsión cíclica.

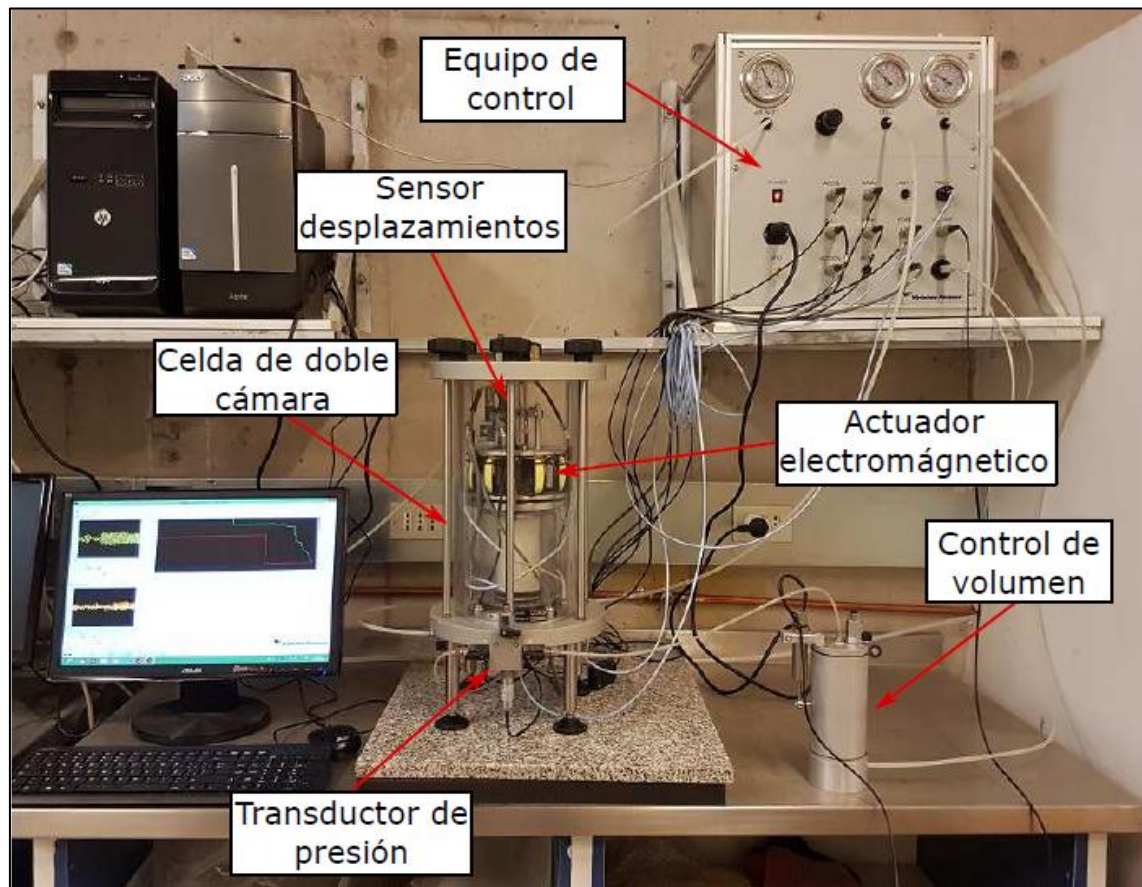


Figura 4-4: Equipo de columna resonante *Resonant Column 31-WF8500* (cortesía de Christian Barrueto).

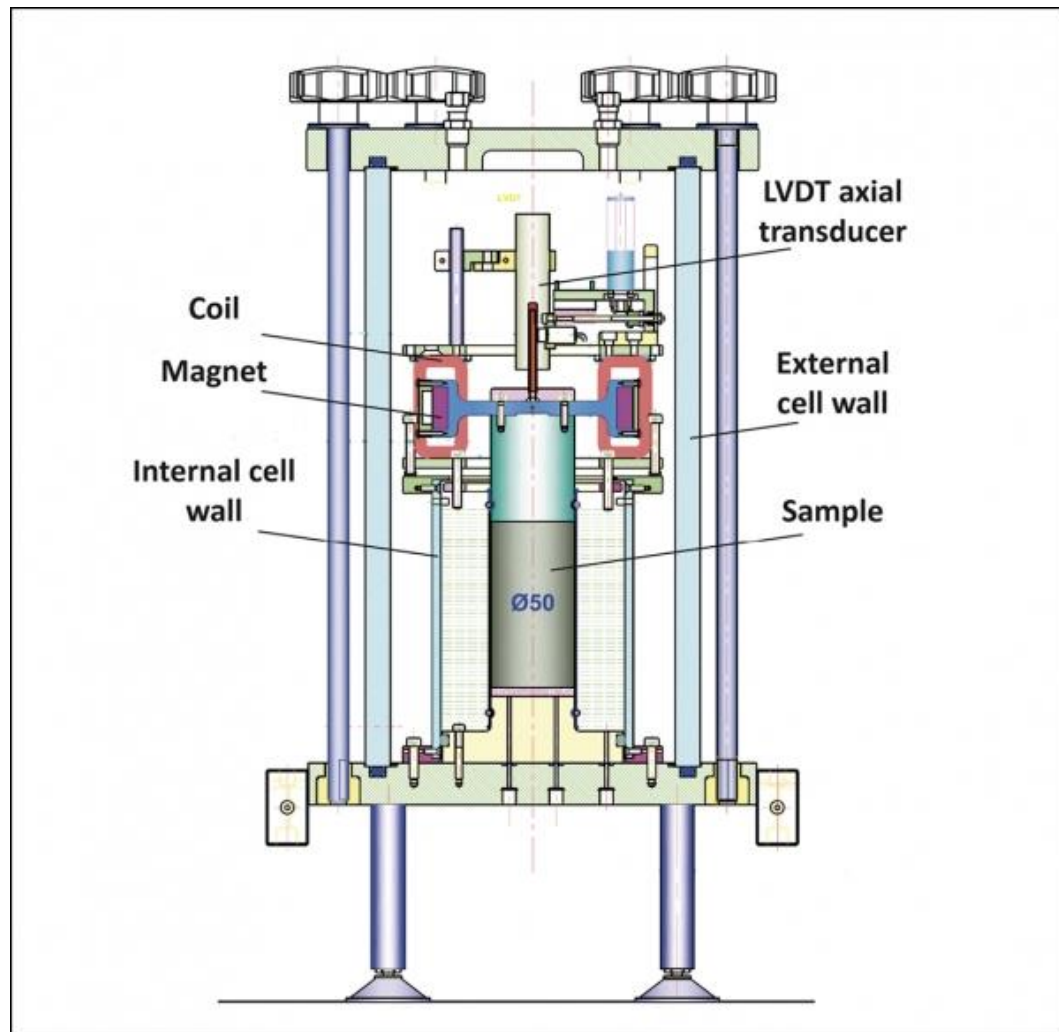


Figura 4-5: Esquema del equipo de columna resonante (www.wfi.co.uk).

El ensayo de columna resonante consiste en aplicar una vibración torsional sinusoidal M_t de frecuencia variable y una pequeña amplitud constante en la cara superior de una muestra saturada (realizada de igual manera que en la fase de saturación de los ensayos de corte triaxial, con un parámetro $B \geq 95\%$) y consolidada isotrópicamente mediante presión de cámara y contra-presión. Considerando que la probeta se encuentra fija en su cara inferior (Figura 4-6) y que el material presenta una respuesta elástica, homogénea e

isotrópica a pequeñas deformaciones, la solución para el módulo de corte G es la siguiente (Richart et al., 1970):

$$G = \left(\frac{2\pi}{\beta}\right)^2 H^2 f_r^2 \rho \quad (4.2)$$

donde f_r es la frecuencia de resonancia, ρ es la densidad de masa del material y β se obtiene de la solución de la ecuación $I_o/I_p = \beta \tan(\beta)$; I_p e I_o son el momento de masa polar de inercia de la probeta y del actuador torsional, respectivamente.

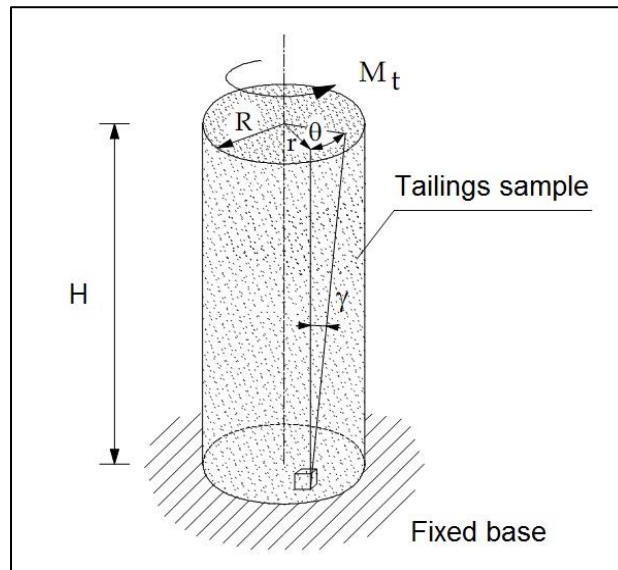


Figura 4-6: Probeta en ensayos de columna resonante y torsión cíclica.

La aplicación de la carga sinusoidal sobre la probeta genera deformación angular γ dependiendo de la frecuencia de excitación. Esta respuesta puede representarse por una curva de frecuencia versus deformación angular (Figura 4-7). Al peak de esta curva se asocia la frecuencia de resonancia f_r .

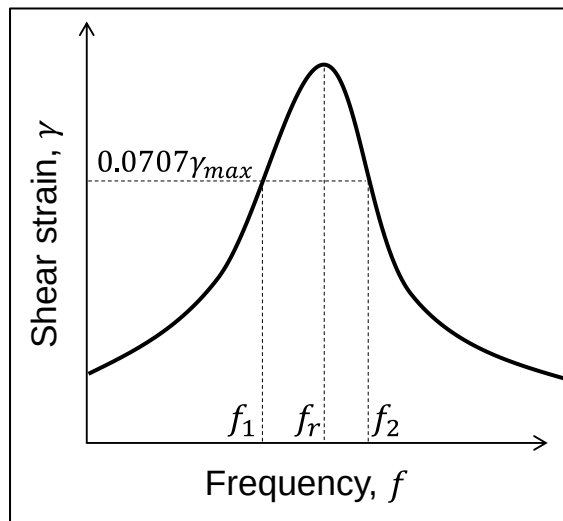


Figura 4-7: Curva de resonancia.

La razón de amortiguamiento se puede obtener a partir del Ancho de Banda del Espectro de amplitud de Fourier (*Half-Power Bandwidth Method*; Chopra, 2007), conociendo la frecuencia de resonancia y las frecuencias f_1 y f_2 indicadas en la Figura 4-7, el amortiguamiento D puede estimarse mediante la siguiente expresión:

$$D = \frac{f_2 - f_1}{2f_r} \quad (4.3)$$

D también se puede obtener mediante decremento logarítmico (*free vibration decay*) de una excitación de torsión dada.

Considerando el método de cálculo de los parámetros dinámicos, el procedimiento del ensayo de columna resonante utilizado fue el siguiente:

- Desde la mínima deformación de corte alcanzada por el equipo de columna resonante, del orden de $\gamma = 10^{-3}\%$, se determinó el respectivo par (G, D) , mediante la curva de resonancia y la deformación angular.
- Enseguida se aumentó la amplitud de γ para buscar otro par de valores (G, D) asociado a mayor deformación, obteniendo la curva de degradación de rigidez y

amortiguamiento mediante puntos sucesivos, todos obtenidos sobre una misma probeta.

Terminada la fase de columna resonante para distintas amplitudes, se efectúa el ensayo de torsión cíclica para la misma muestra y presión de confinamiento, el cual consiste en definir una amplitud de torque a una frecuencia dada que se aplica en la cara superior libre de la probeta de suelo fija en su base. La deformación angular que genera este torque sobre la probeta de suelo depende de la presión de confinamiento efectivo del ensayo y de la rigidez del material. La tensión torsional de corte promedio τ se aproxima como:

$$\tau = \frac{2}{3} R \frac{M_t}{J_p} \quad (4.4)$$

donde M_t es el momento torsional aplicado y J_p es el momento polar de inercia (geométrico) de la probeta. El módulo de corte secante se obtiene justo cuando se efectúa la inversión del sentido de carga:

$$G = \frac{\tau}{\gamma} \quad (4.5)$$

El amortiguamiento se obtiene del cociente entre la energía disipada, representada por el área encerrada por el ciclo histerético ΔW , y la energía equivalente elástica W para el mismo nivel de deformación (Figura 4-8):

$$D = \frac{\Delta W}{4\pi W} \quad (4.6)$$

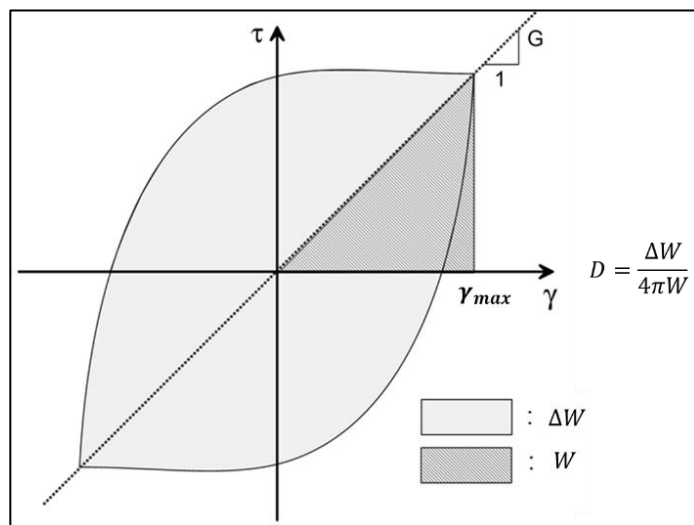


Figura 4-8: Ejemplo de curva histerética obtenida en cada ciclo $\tau - \gamma$ (esfuerzo de corte – distorsión angular).

Considerando el método de cálculo de los parámetros, el procedimiento del ensayo de torsión cíclica utilizado fue el siguiente:

- Desde la mínima deformación de corte alcanzada por el equipo, del orden de $\gamma = 10^{-3}\%$, se determinó el respectivo par (G, D) , mediante la medición de torque y de la deformación angular. Según las recomendaciones de literatura, el par (G, D) se obtiene luego de 40 ciclos de degradación a una amplitud de deformación constante.
- Enseguida, se aumentó la amplitud de γ para buscar otro par de valores (G, D) asociado a mayor deformación, obteniendo la curva de degradación de rigidez y amortiguamiento mediante puntos sucesivos, todos obtenidos sobre una misma probeta y que es la misma donde se efectuó el ensayo de Columna Resonante.

Para finalizar, y si la presión de confinamiento efectiva dada por el equipo lo permite, se procede a aumentar la presión de confinamiento para realizar los mismos ensayos (columna resonante y torsión cíclica), respetando los tiempos de consolidación de la

muestra. El hecho de reutilizar la muestra para ensayos a mayor confinamiento implica que se asume que las perturbaciones fueron realizadas en un rango reversible.

4.4 Ensayo de corte Triaxial Cíclico CID

Se efectuaron una serie de ensayos triaxiales cíclicos consolidados isotrópicamente drenados (CID) en base a la norma ASTM D3999-91 (2003). Para ello, se utilizaron muestras cilíndricas de 50 mm de diámetro y 100 mm de altura. Los ensayos fueron efectuados mediante el equipo *Dynatriax* (Figura 4-9).

Una vez alcanzado el porcentaje de saturación (realizado de igual manera que en la fase de saturación de los ensayos de corte triaxial, con un parámetro $B \geq 95\%$) y posterior estabilización de la etapa de consolidación bajo una presión de confinamiento definida, se procede a aplicar la carga dinámica definida bajo tensión controlada realizando un total de 100 ciclos sinusoidales, cada uno a 100 segundos (10^{-2} Hz), lo que representa una frecuencia baja con el objeto de evitar un cambio en la presión de poros durante el ensayo.

Finalizado el último ciclo, se procede a calcular los valores de G , D y γ_{max} de igual manera que en el ensayo de torsión cíclica (Figura 4-8). Si el material no presenta deformaciones acumuladas considerables, se procede a ensayar nuevamente aumentando la razón de sollicitación cíclica (CSR_{tx}) definida como:

$$CSR_{tx} = \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2\sigma'_3} \quad (4.7)$$

con σ'_1 y σ'_3 la tensión principal mayor y menor efectiva respectivamente.

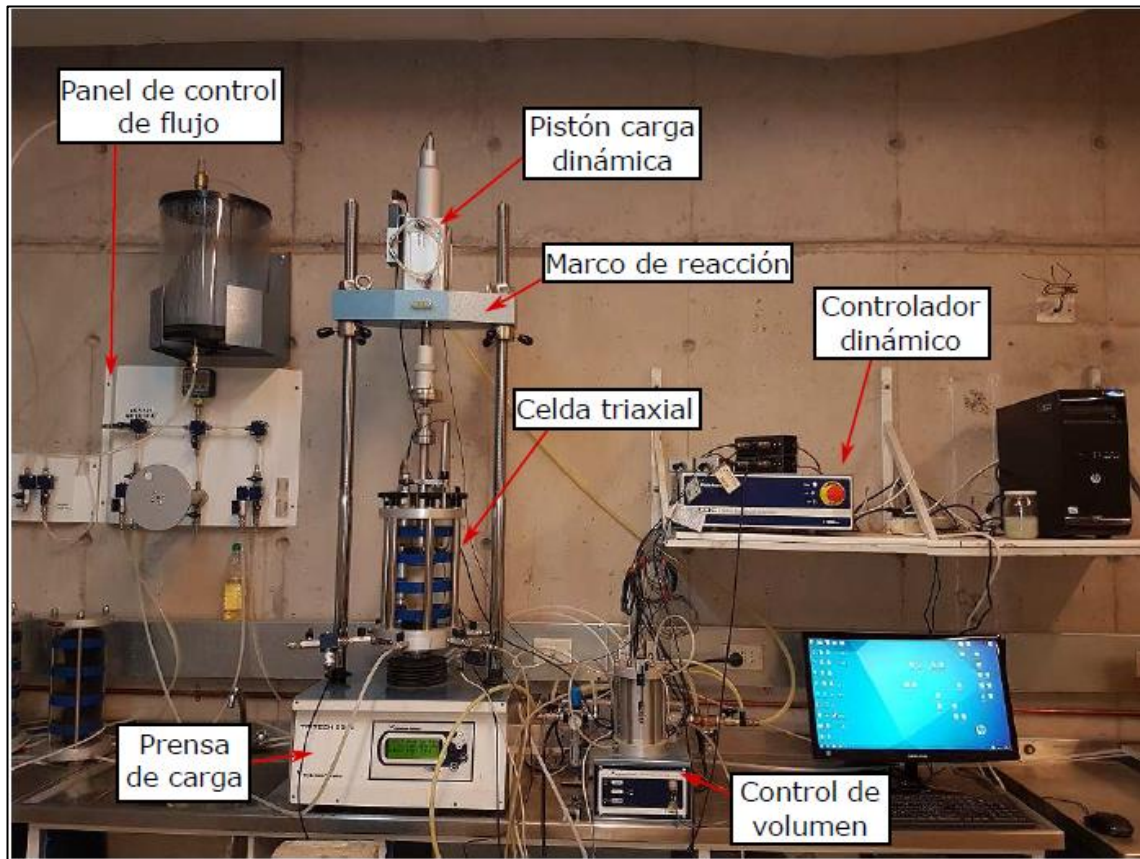


Figura 4-9: Equipo triaxial cíclico *Dynatriax* (cortesía de Christian Barrueto).

4.5 Ensayo de compresión no confinada

Se realizaron ensayos de compresión simple en base a la norma ASTM D2166-16. Para ello, se utilizaron las muestras cilíndricas de 50 mm de diámetro y 100 mm de altura provenientes de los ensayos de columna resonante. Los ensayos fueron efectuados mediante el equipo *E.L.E Versa-Loader* (Figura 4-10). El hecho de reutilizar las muestras se realiza bajo el supuesto de que las perturbaciones del ensayo anterior fueron efectuadas en un rango elástico.

Una vez la probeta montada y ajustada en el equipo, se procede a aplicar la carga monotónica bajo deformación controlada a una velocidad constante de aproximadamente 2 mm/min hasta inducir la falla.



Figura 4-10: Equipo de compresión no confinada *E.L.E Versa-Loader*.

5 RESULTADOS DE ENSAYOS

En este capítulo se presentan los resultados obtenidos de los ensayos mecánicos de consolidación, resistencia al corte y degradación del módulo elástico y amortiguamiento.

5.1 Consolidación

Se analizaron los ensayos edométricos en muestras naturales y remoldeadas. También se examinaron los datos de consolidación isotrópica de los ensayos de compresión triaxial.

5.1.1 Compresibilidad

De la Tabla 5-1 a Tabla 5-3 se presentan, para cada muestra, la densidad seca inicial γ_d , la humedad natural w , el índice de vacíos inicial e_0 , la máxima tensión vertical efectiva aplicada σ'_v (caso edométrico) y el confinamiento efectivo p' (caso isotrópico), con $p' = (\sigma'_1 + 2\sigma'_3)/3$.

Tabla 5-1: Propiedades iniciales de muestras inalteradas para consolidación unidimensional.

Muestra	Notación	γ_d [gr/cm ³]	w [%]	e_0	σ'_v [kPa]
Natural n°1	N1	0.76	90.6	2.46	784
Natural n°2	N2	0.75	90.6	2.48	784
Natural n°3	N3	0.65	96.4	3.01	980
Natural n°4	N4	0.63	83.0	2.44	3136
Natural n°5	N5	0.67	92.5	2.91	3136
Natural n°6	N6	0.78	19.7	2.37	3136
Natural n°7	N7	0.87	22.0	2.00	3136

Tabla 5-2: Propiedades iniciales de muestras remoldeadas para consolidación unidimensional.

Muestra	Notación	γ_d [gr/cm ³]	w [%]	e_0	σ'_v [kPa]
Remoldeada n°1	R1	1.08	35.0	1.41	3136
Remoldeada n°2	R2	0.78	43.4	2.34	3136
Remoldeada n°3	R3	0.64	43.4	3.07	3136

Tabla 5-3: Propiedades iniciales de muestras inalteradas consolidadas durante fase isotrópica.

Muestra	Notación	γ_d [gr/cm ³]	w [%]	e_0	p' [kPa]
Isotrópica n°6	NI6	0.95	36.2	1.75	1300
Isotrópica n°7	NI7	0.84	63.4	2.12	1500
Isotrópica n°8	NI8	0.64	61.8	3.05	2000

En la Figura 5-1 y Figura 5-2 se presentan las curvas de compresibilidad con carga constante durante 24 horas en cada punto, para muestras naturales y remoldeadas respectivamente, mientras que en la Figura 5-3 los resultados de consolidación isotrópica (también obtenidos a 24 horas). La Figura 5-4 y Figura 5-5 exhiben la totalidad de los datos. A partir de las curvas en muestras inalteradas, se observa que existe una presión de preconsolidación promedio de 540 kPa (obtenida mediante el método de Casagrande).

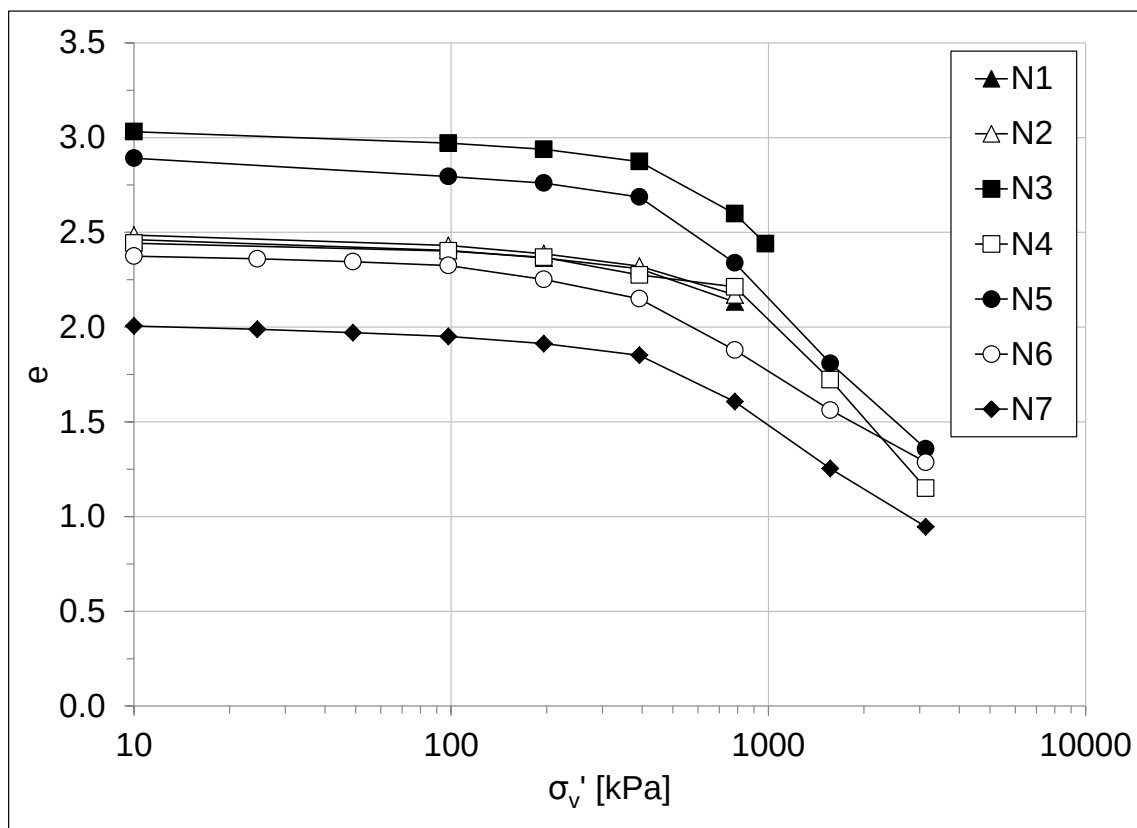


Figura 5-1: Resultados de consolidación unidimensional en muestras naturales (carga constante en 24 horas en cada punto).

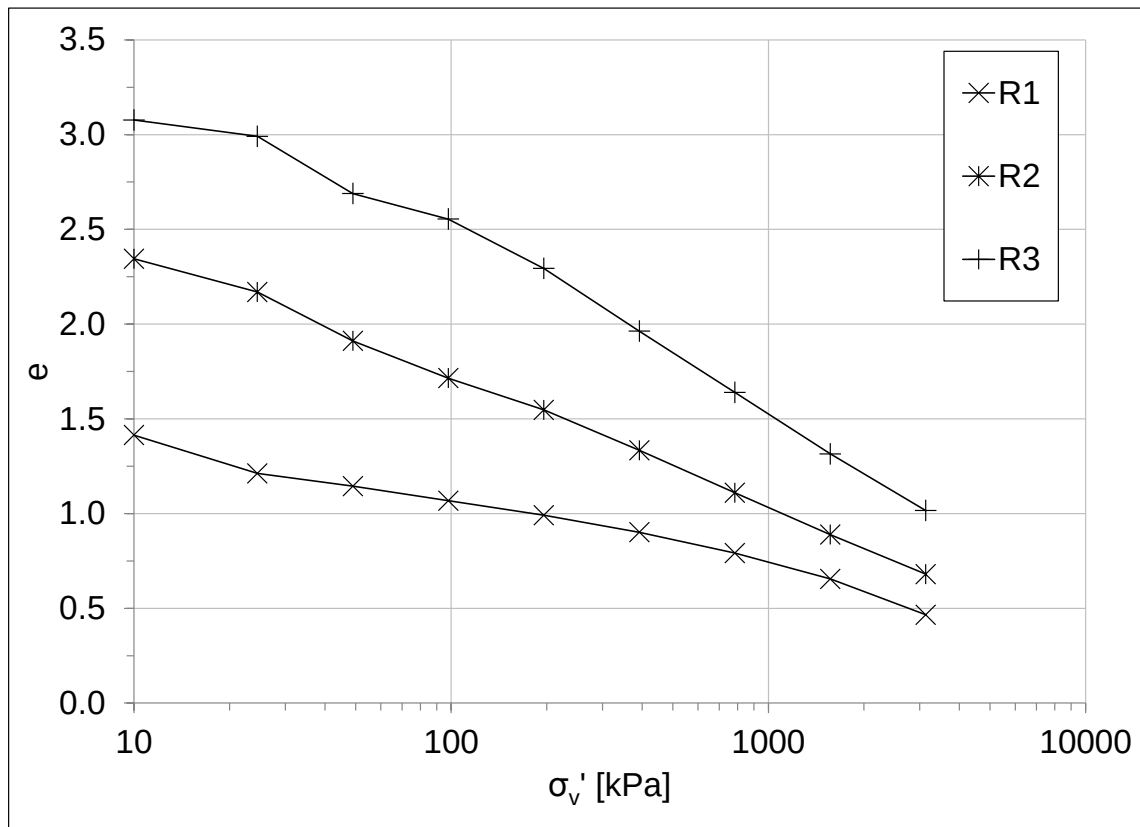


Figura 5-2: Resultados de consolidación unidimensional en muestras remoldeadas.

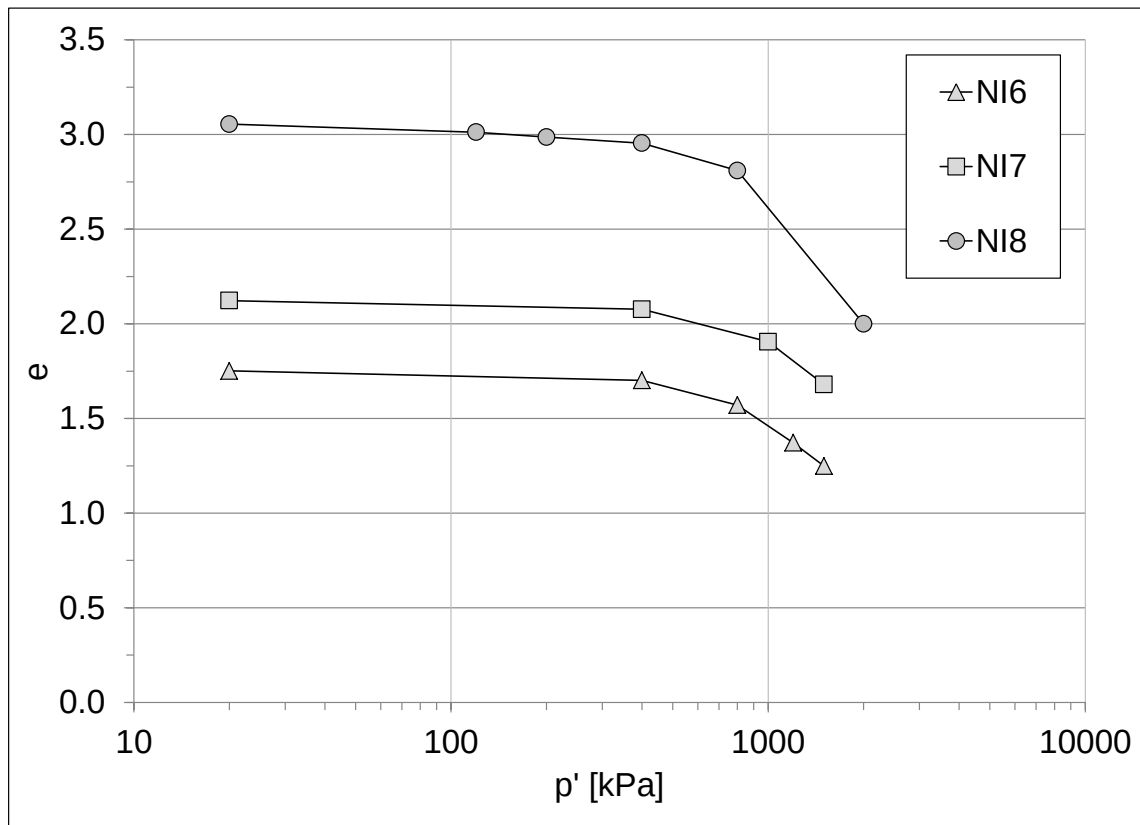


Figura 5-3: Resultados de consolidación isotrópica.

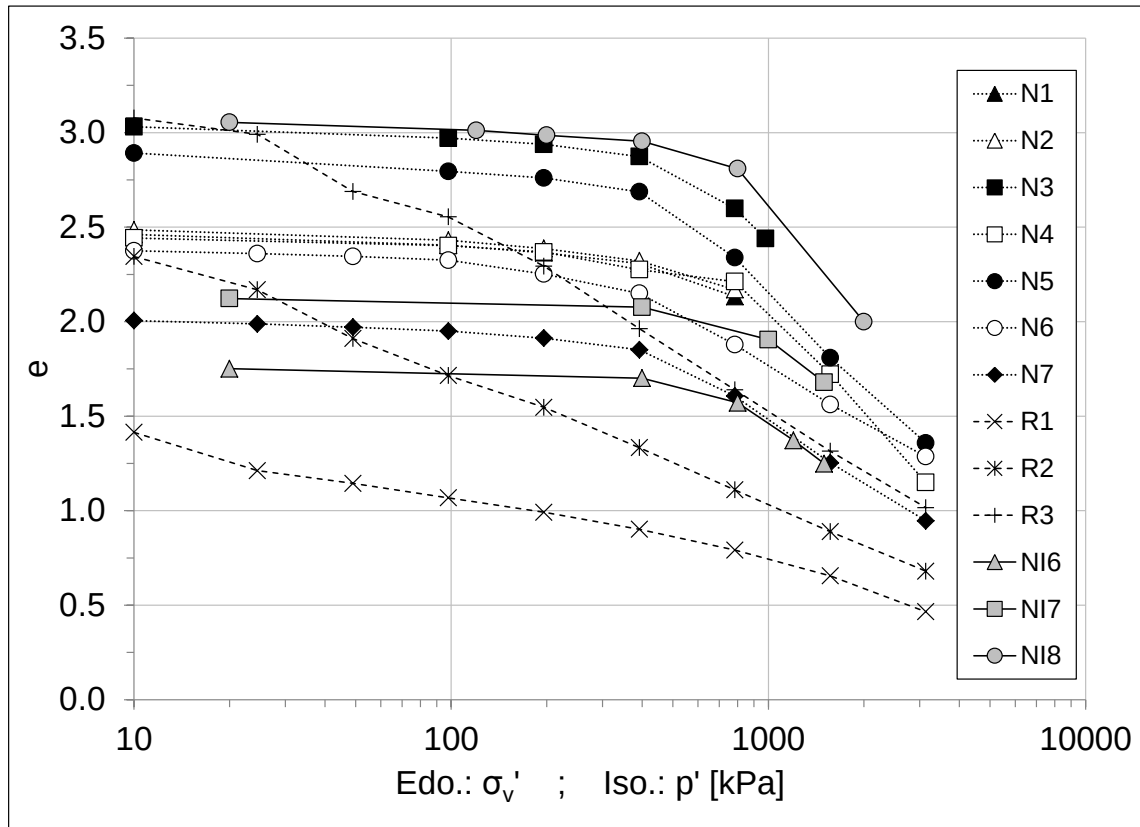


Figura 5-4: Resultados de consolidación unidimensional e isotrópica.

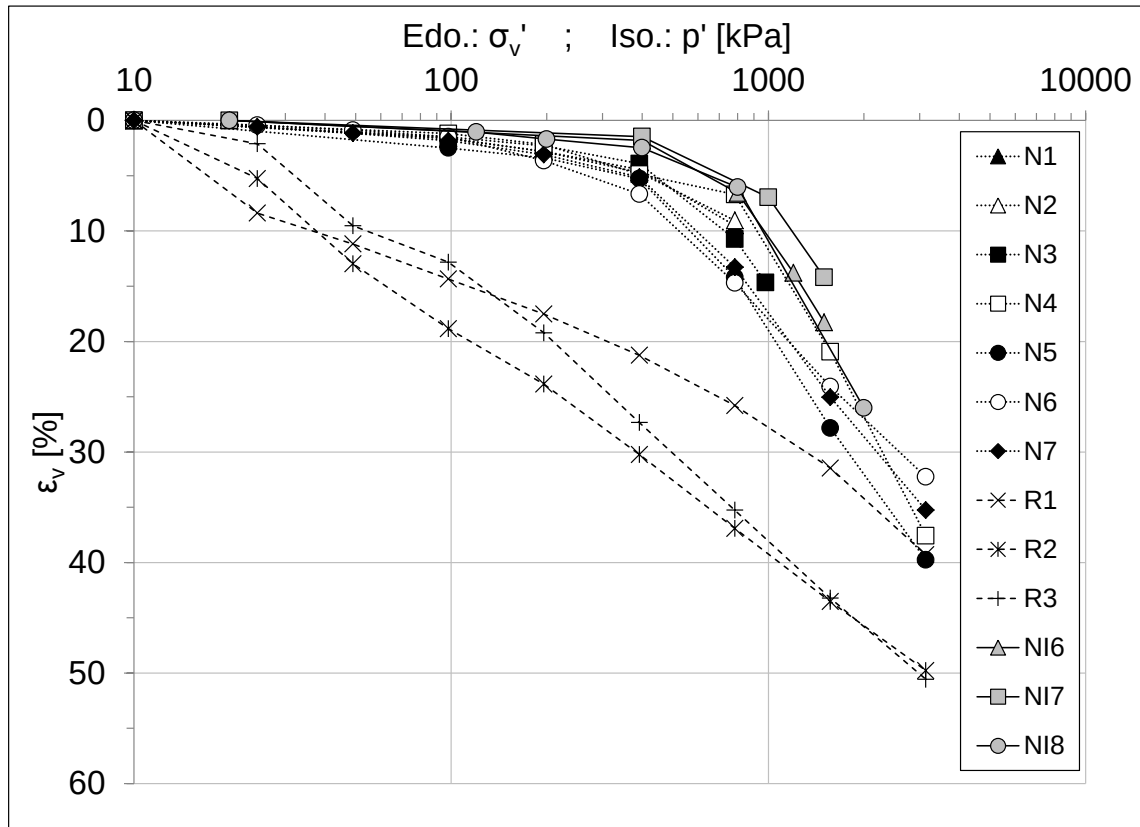


Figura 5-5: Resultados de consolidación unidimensional e isotrópica normalizados bajo deformación volumétrica (se excluyen datos de descarga).

En la Figura 5-6 y Figura 5-7 se presenta la evolución de la presión de poros en el tiempo para una fase de consolidación isotrópica en cámara triaxial con confinamiento efectivo de 20 kPa y 1000 kPa respectivamente. Ambos casos son llevados a un aumento de confinamiento efectivo de 500 kPa (aumento en la presión de cámara σ_c a contrapresión σ_{cp} constante y drenada). De las figuras se puede apreciar que para un aumento efectivo de 500 kPa, el exceso de presión de poros se disipa (en el caso de 1500 kPa) un 95% en 60 minutos, después de lo cual comienza la consolidación secundaria con una pendiente prácticamente constante en el plano $e - \log p'$, como se muestra a continuación.

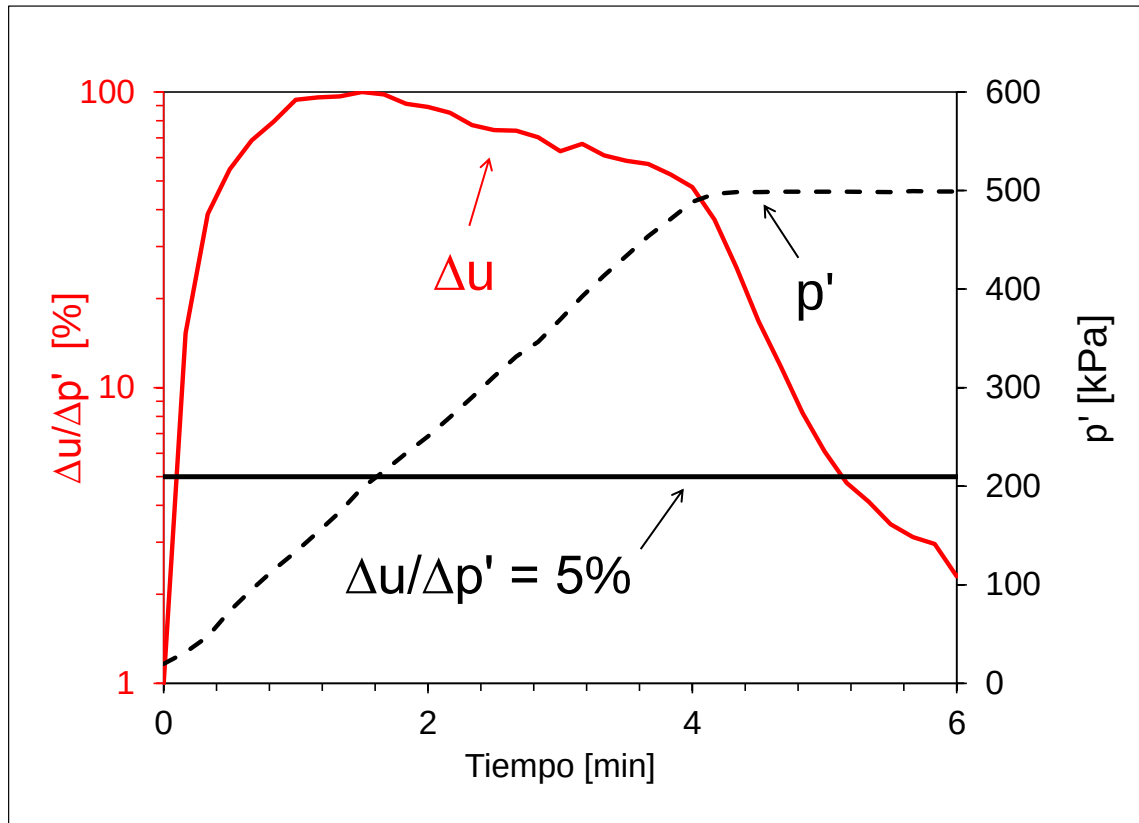


Figura 5-6: Evolución de la variación de la presión de poros en el tiempo bajo un confinamiento de 500 kPa.

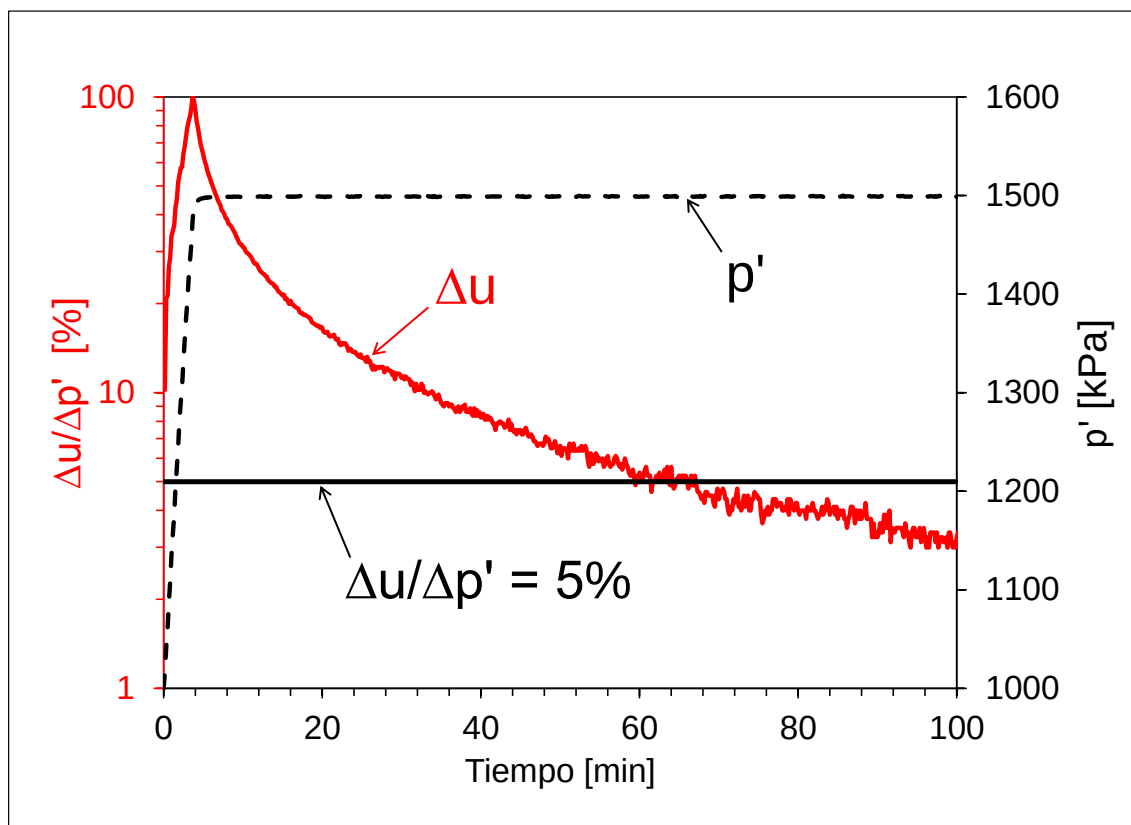


Figura 5-7: Evolución de la variación de la presión de poros en el tiempo bajo un confinamiento de 1500 kPa.

5.1.2 Consolidación secundaria

En la Figura 5-8 y Figura 5-9 se presentan las curvas de consolidación en el tiempo para muestras naturales y remoldeadas. Las mediciones se efectuaron a 0, 0.1, 0.25, 0.5, 1, 2, 4, 8, 15, 30, 60, 120 y 1440 minutos (1 día). Algunas mediciones se continuaron hasta 100 días. Los resultados en muestras inalteradas indican que la consolidación secundaria, también llamada *creep* (por fluencia lenta en inglés), aumenta significativamente con el nivel de tensión aplicado, particularmente para valores mayores a la presión de preconsolidación, con deformación por creep de hasta un 3% entre un tiempo de consolidación de 1 día y 50 días.

En muestras remoldeadas se observa que, en ausencia de una presión de preconsolidación claramente definida (como en el caso de muestras inalteradas), las curvas de deformación en el tiempo tienden a ser paralelas para todos los niveles de tensión superiores a 98 kPa.

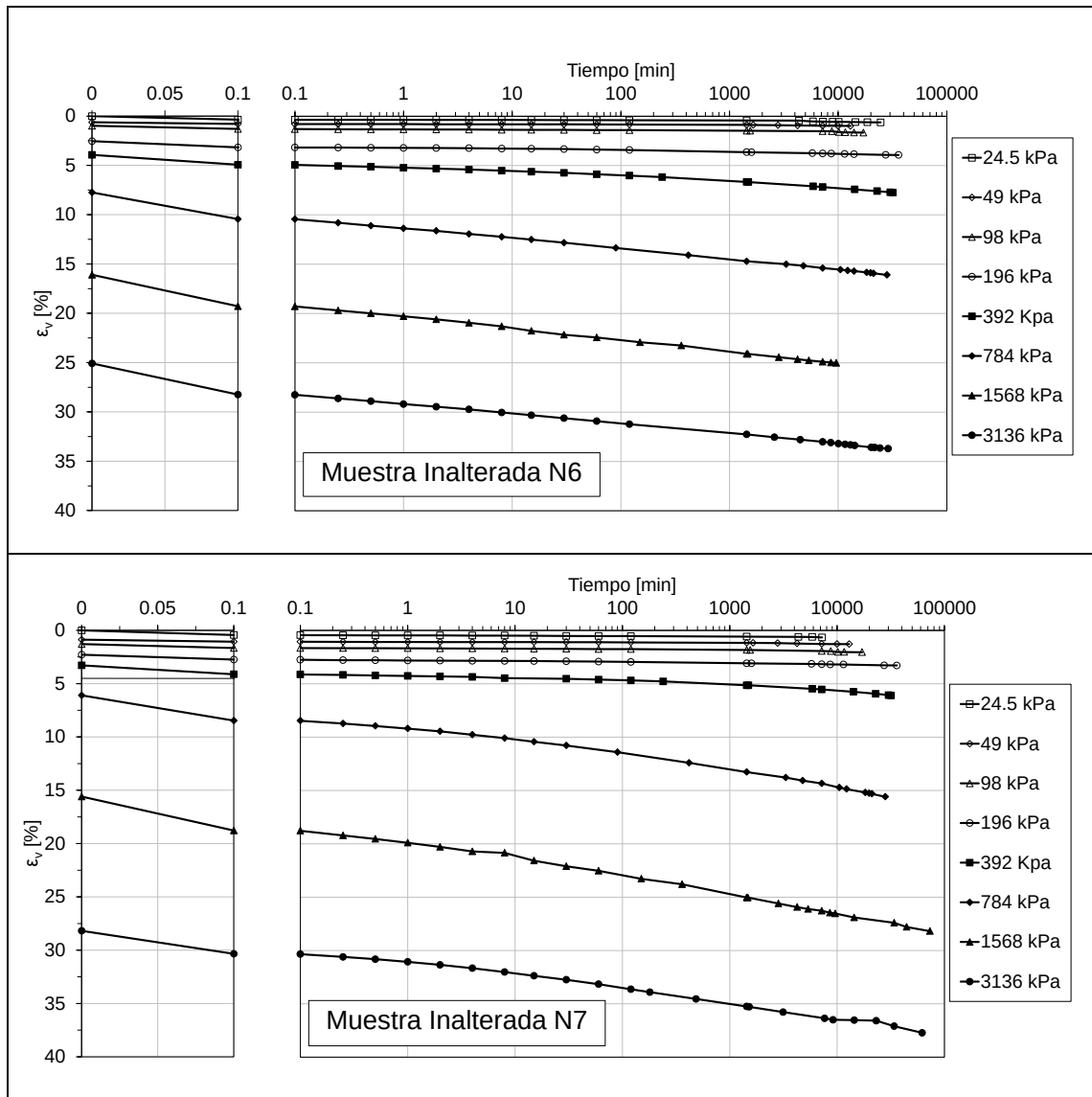


Figura 5-8: Consolidación bajo el tiempo en muestras naturales.

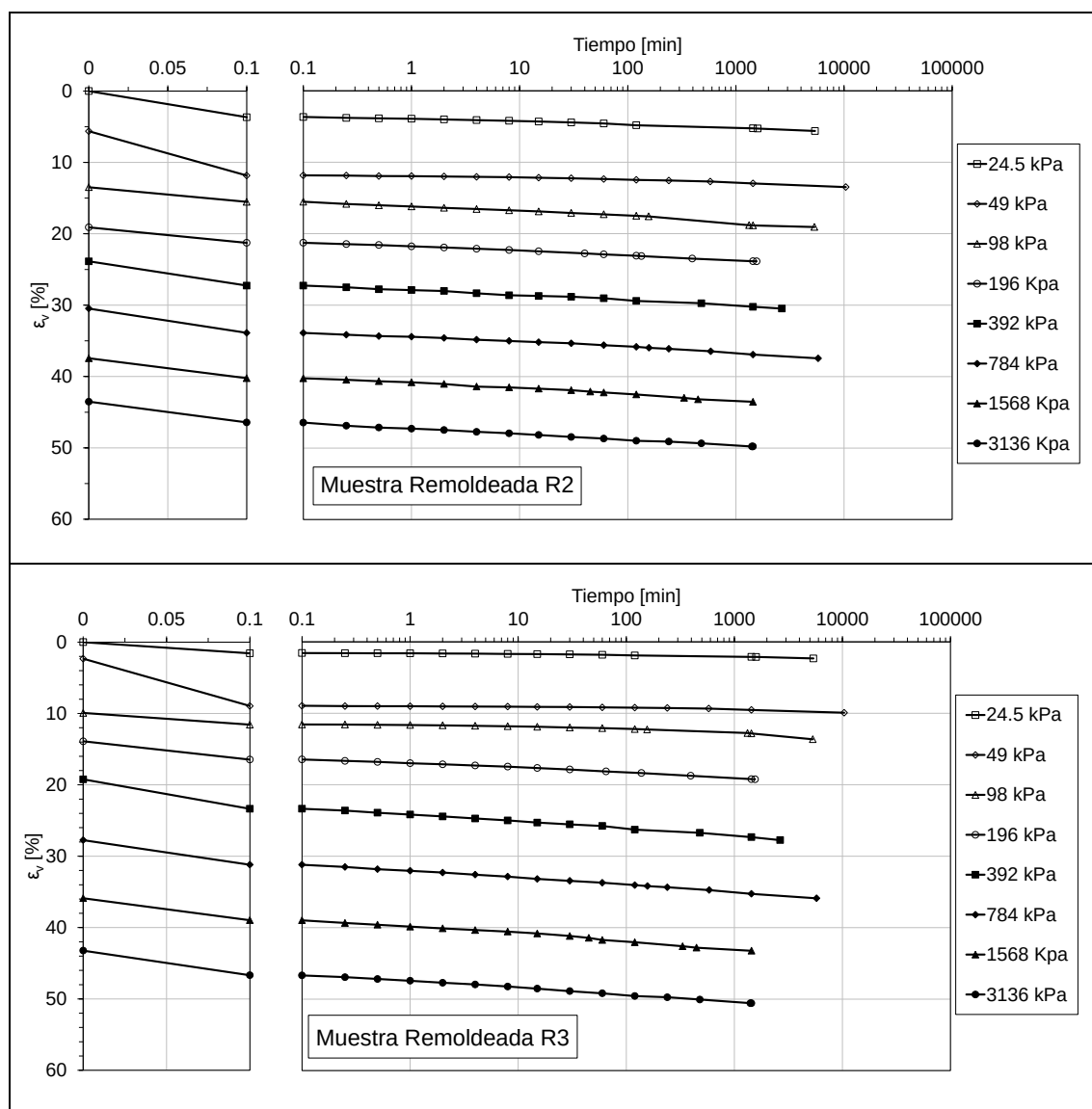


Figura 5-9: Consolidación bajo el tiempo en muestras remoldeadas.

5.2 Triaxiales CIU

Se realizó una serie de ensayos triaxiales, los cuales fueron agrupados según comportamiento dilatante (observado solo a bajo confinamiento, $< 200 \text{ kPa}$) y contractivo. En la Tabla 5-4 se presenta el resumen de los ensayos, con $q = (\sigma'_1 - \sigma'_3)$ y el estado tensional asociado a la máxima razón de corte $\eta_{peak} = q_{peak}/p'_{peak}$.

Tabla 5-4: Resumen ensayos triaxiales CIU.

Muestra	Notación	γ_d [gr/cm ³]	e_0	w [%]	σ'_3 [kPa]	p'_{peak} [kPa]	q_{peak} [kPa]	η_{peak} [kPa]
Natural n°1	NI1	0.77	1.57	91.7	50	213	610	2.87
Natural n°2	NI2	1.07	2.38	53.5	100	221	654	2.96
Natural n°3	NI3	1.05	1.58	56.3	200	288	793	2.75
Natural n°4	NI4	1.09	1.41	33.5	500	324	522	1.61
Natural n°5	NI5	0.81	2.23	75.5	1000	520	826	1.59
Natural n°6	NI6	0.95	1.75	36.2	1300 ⁽¹⁾	600	789	1.31
Natural n°7	NI7	0.84	2.12	63.4	1500	631	810	1.28
Natural n°8	NI8	0.85	2.08	61.8	1900 ⁽²⁾	910	1231	1.35
Natural n°9	NI9	0.64	3.05	82.1	2000	1286	1524	1.19

¹ probeta preconsolidada: carga isotrópica hasta 1500 kPa y descarga hasta 1300 kPa.

² probeta preconsolidada: carga isotrópica hasta 2000 kPa y descarga hasta 1900 kPa.

De la Figura 5-10 a la Figura 5-12 se presentan los resultados de los ensayos con comportamiento dilatante mientras que de la Figura 5-13 a la Figura 5-15 los resultados de los ensayos con comportamiento contractivo.

Es importante señalar que una vez superada la resistencia peak se observan cambios bruscos de trayectoria de tensiones. Como se muestra en el siguiente capítulo, este comportamiento estaría asociado a la localización de deformaciones de corte en las probetas. Así, los ensayos no alcanzan el estado crítico, incluso a deformaciones axiales mayores al 25%. Por lo tanto, se analizarán sólo los valores de razón de corte peak para definir una envolvente de resistencia máxima del suelo.

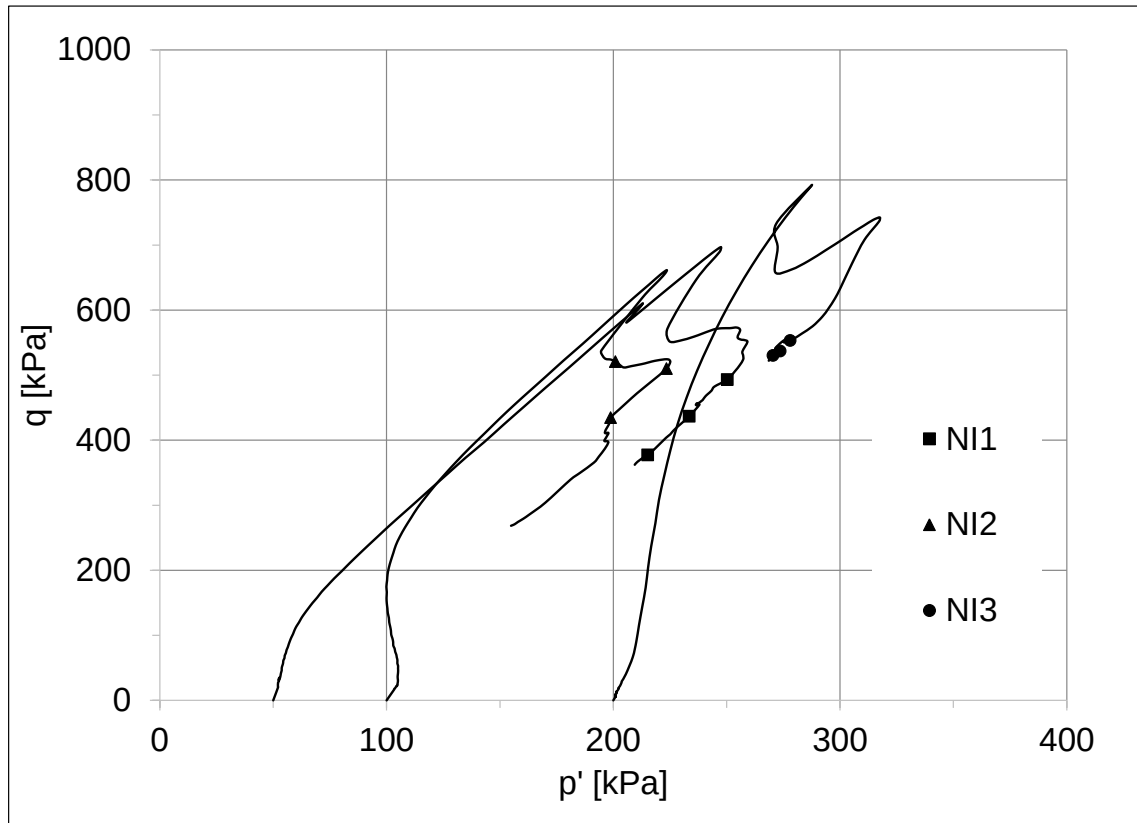


Figura 5-10: Resultados ensayos triaxiales, plano $p' - q$. Comportamiento dilatante.

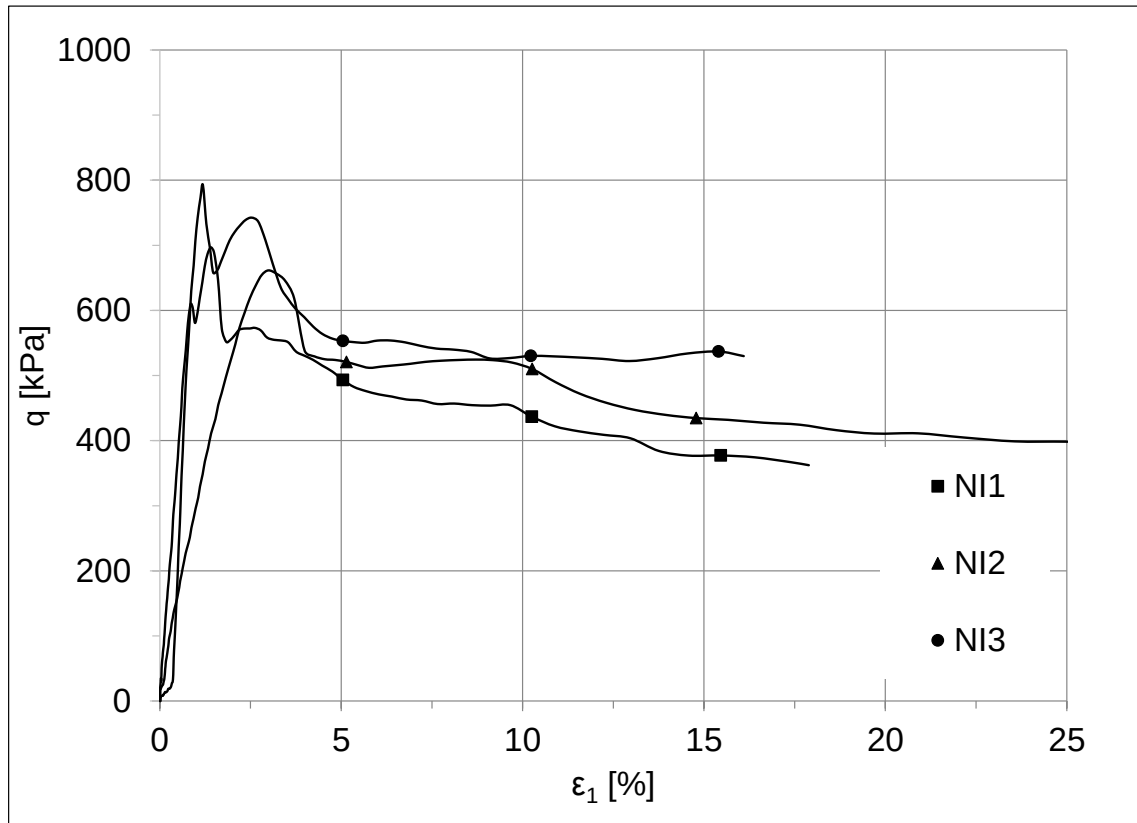


Figura 5-11: Resultados ensayos triaxiales, plano $\epsilon_1 - q$. Comportamiento dilatante.

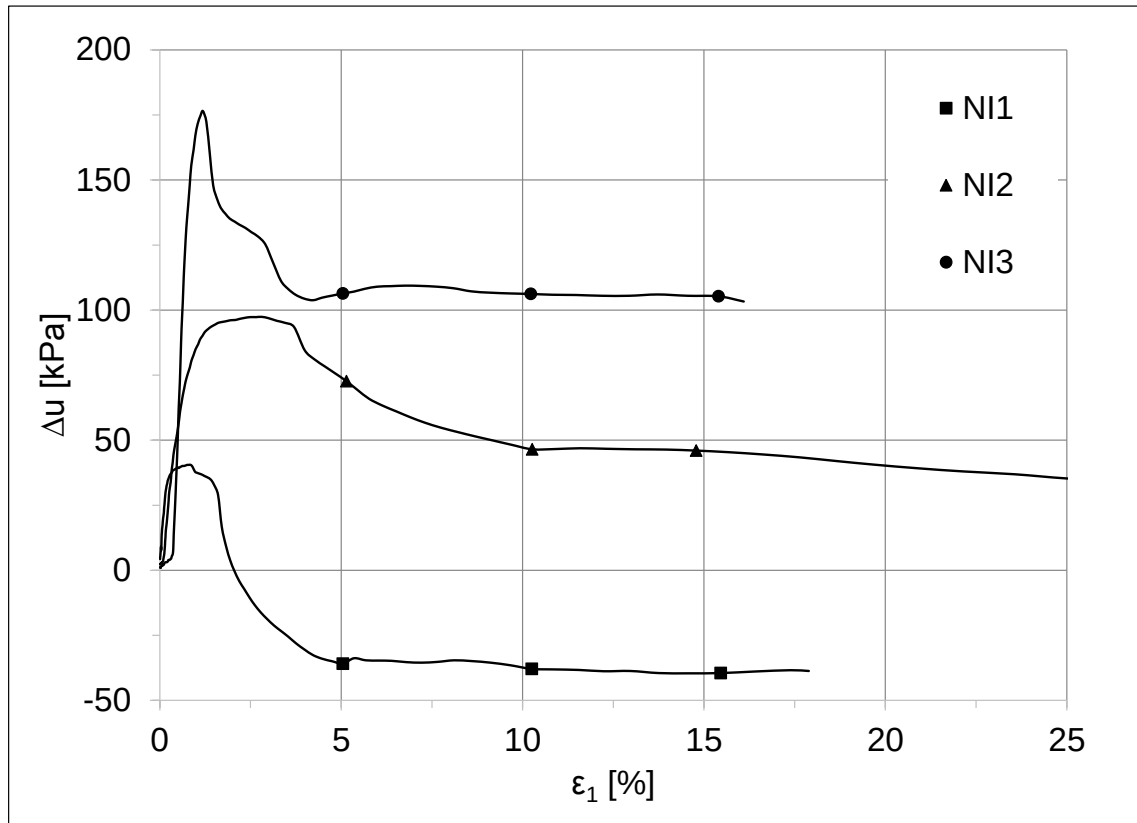


Figura 5-12: Resultados ensayos triaxiales, plano $\epsilon_1 - \Delta u$. Comportamiento dilatante.

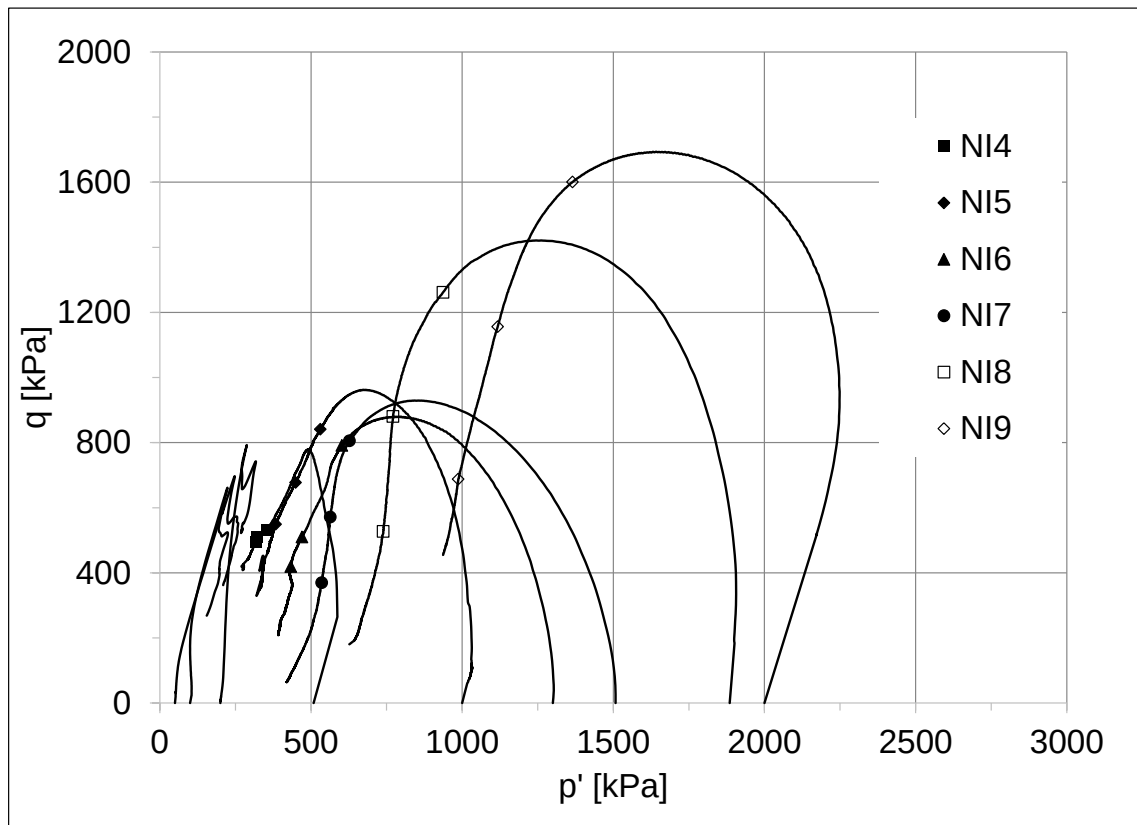


Figura 5-13: Resultados ensayos triaxiales, plano $p' - q$. Comportamiento contractivo (se incluyen los datos con comportamiento dilatante).

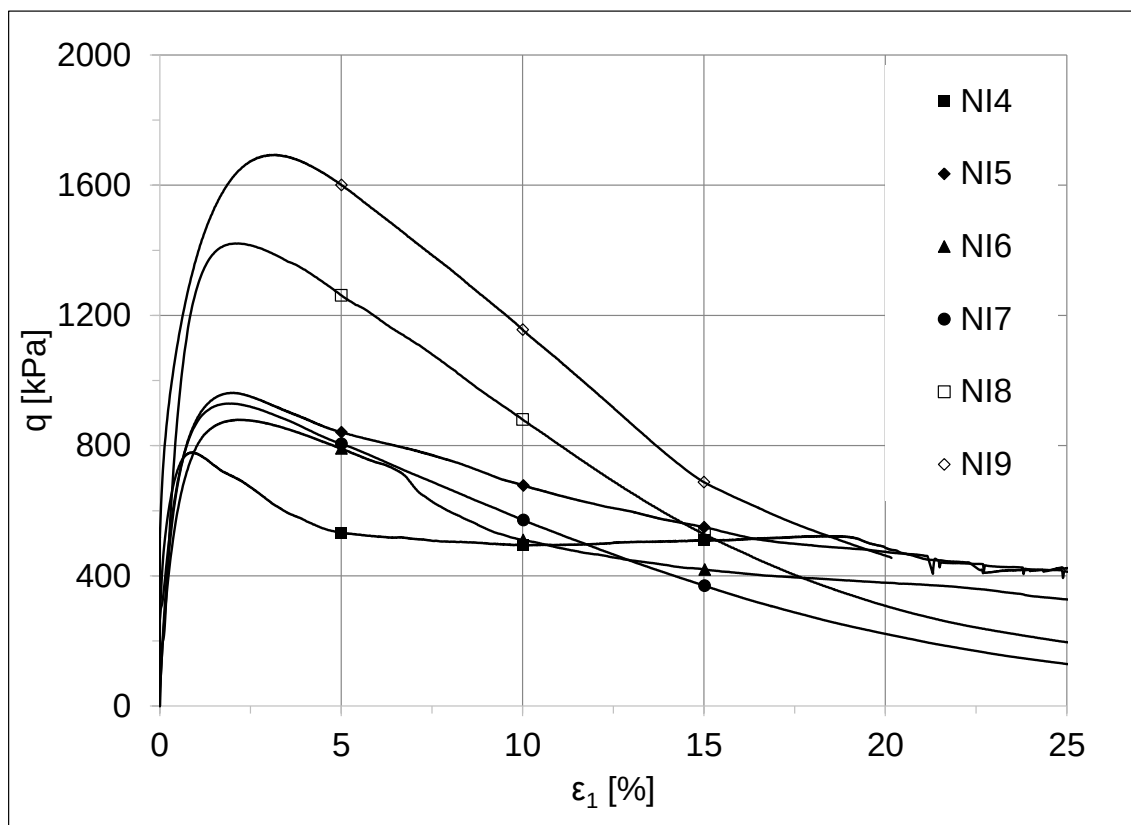


Figura 5-14: Resultados ensayos triaxiales, plano $\epsilon_1 - q$. Comportamiento contractivo.

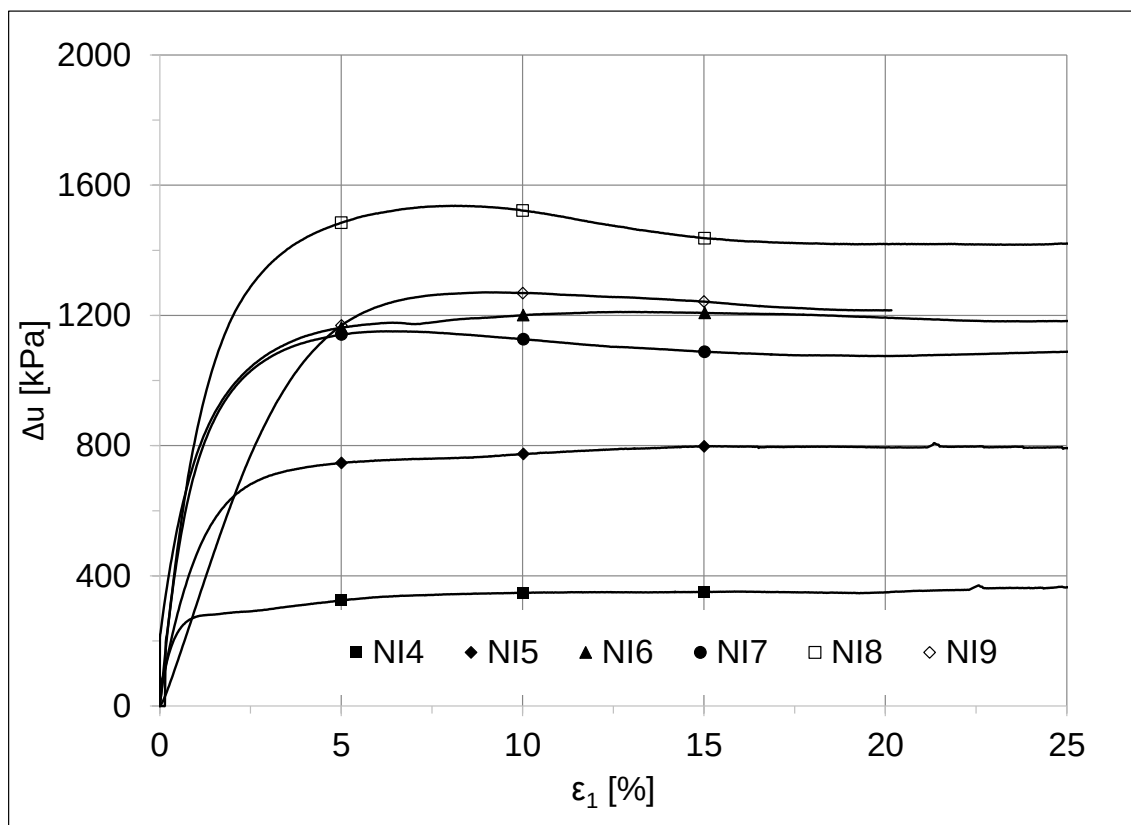


Figura 5-15: Resultados ensayos triaxiales, plano p' - Δu . Comportamiento contractivo.

Como se muestra en la Figura 5-16, el campo de deformaciones en las probetas ensayadas resultó ser altamente heterogéneo, con un notorio plano de localización de deformaciones de corte, además, se aprecian grietas en forma de bandas con sentido vertical en la cuña superior. También se puede apreciar que la cara superior de la muestra mantiene su diámetro inicial casi intacto, debido a la alta fricción en la superficie entre el suelo y el cabezal metálico. Lo anterior explicaría las “caídas” y “recuperaciones” en la trayectoria de tensiones de la Figura 5-10. Así, se infiere que para los datos registrados después del valor de corte máximo (peak) ya no se tenía el control de la probeta de ensayo, por lo tanto dichos valores no se consideran en el análisis. En el siguiente capítulo se analizan las curvas en un rango asumido “elástico”, antes de la localización de deformaciones.

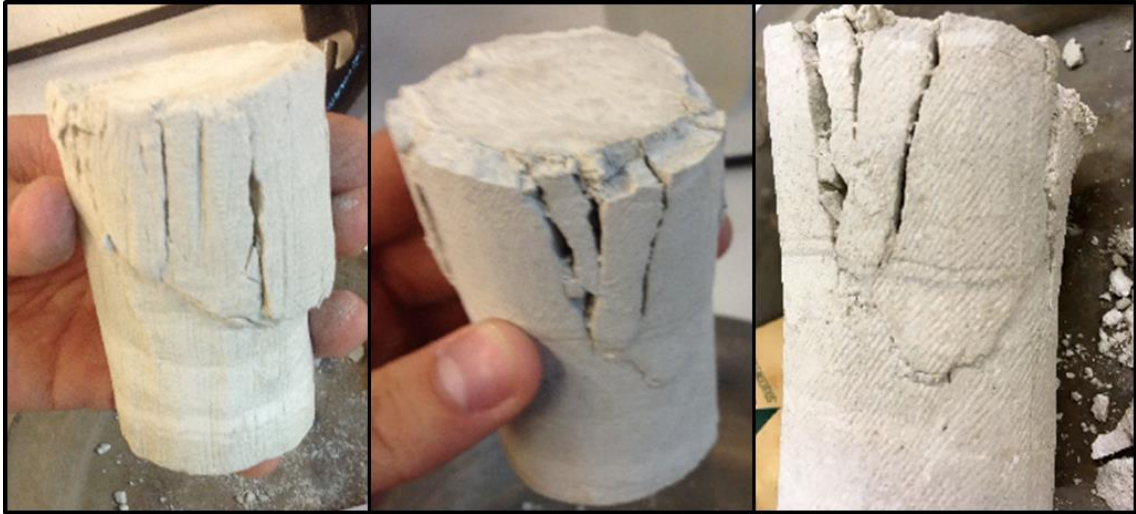


Figura 5-16: Planos de falla post-ensayo en muestras con comportamiento dilatante.

5.3 Compresión no confinada

En la Figura 5-17 se presentan los resultados en compresión no confinada en dos muestras ensayadas a una velocidad de carga de 2 mm/min, obteniendo para ambas muestras una resistencia a la compresión de 730 kPa.

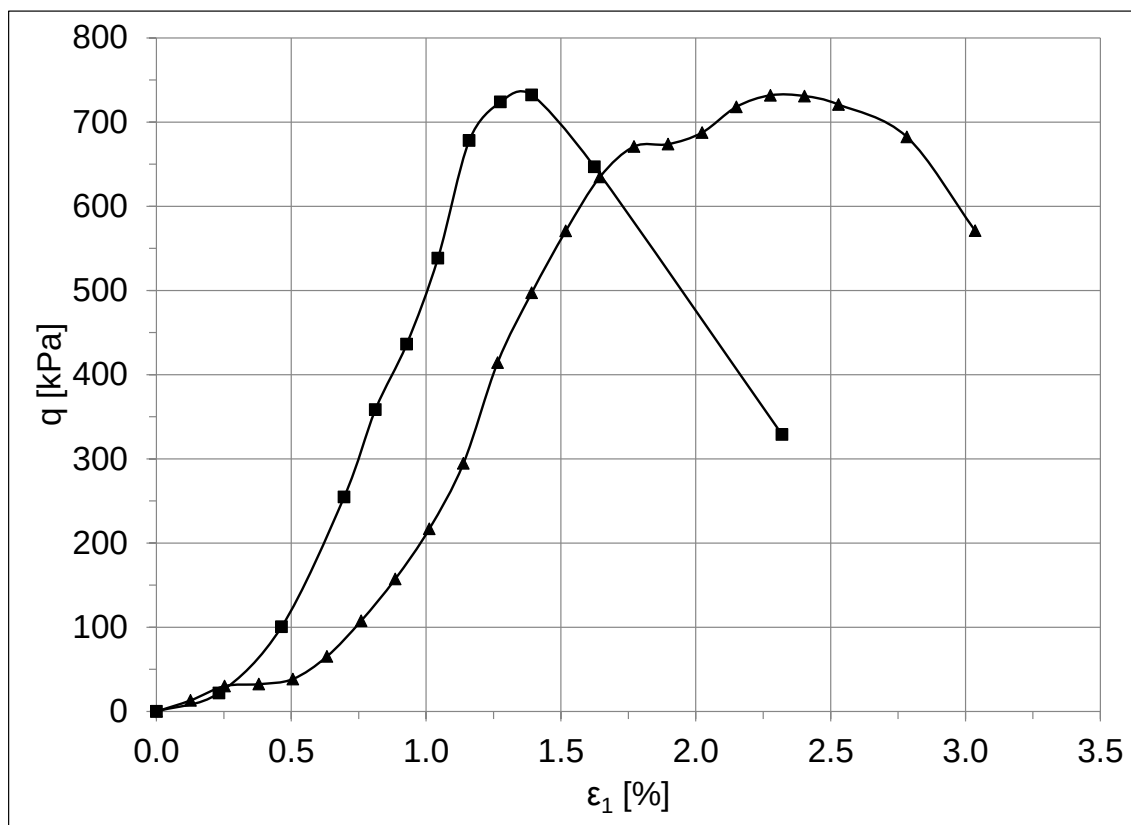


Figura 5-17: Resultados ensayos en compresión no confinada.

5.4 Columna resonante CID y torsión cíclica

Se realizaron una serie de ensayos de columna resonante (RC) y torsión cíclica (TC) en dos muestras a confinamientos de 100, 200, 400 y 600 kPa. En la Tabla 5-5 se presentan el resumen de los ensayos, donde G_{max} y V_s corresponden al máximo módulo de corte obtenido a la menor deformación de corte entregada por el ensayo (rango $\gamma = 10^{-5}$ a $10^{-3}\%$), y a la velocidad de propagación de onda de corte respectivamente (V_s obtenido de la relación $G = \rho V_s^2$, con ρ la densidad de masa del material).

De la Figura 5-18 a la Figura 5-20 se presentan las curvas de degradación y amortiguamiento del material., donde γ y D corresponde a la distorsión angular y amortiguamiento respectivamente.

Tabla 5-5: Resumen ensayos de columna resonante y torsión cíclica.

Muestra - Ensayo	p' [kPa]	γ_d [gr/cm ³]	e_0	w [%]	G_{max} [MPa]	V_s [m/s]
Muestra 1 - RC	100	0.79	2.3	47.9	57	268
Muestra 1 - TC	100	0.79	2.3	47.9	53	259
Muestra 1 - RC	200	0.79	2.3	47.9	66	288
Muestra 1 - TC	200	0.79	2.3	47.9	66	289
Muestra 2 - RC	200	1.02	1.6	47.9	102	360
Muestra 2 - TC	200	1.02	1.6	42.5	110	328
Muestra 2 - RC	400	1.02	1.6	42.5	148	381
Muestra 2 - TC	400	1.02	1.6	42.5	156	391
Muestra 2 - RC	600	1.02	1.6	42.5	193	435
Muestra 2 - TC	600	1.02	1.6	42.5	188	430

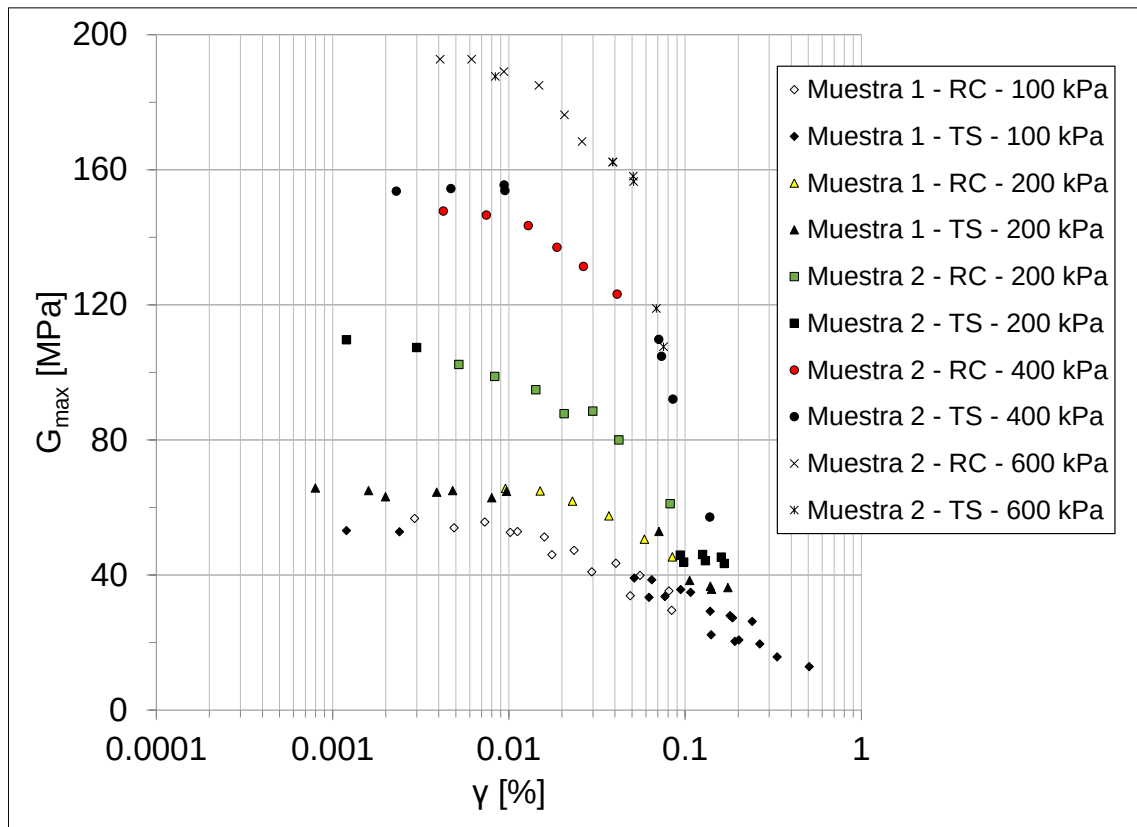


Figura 5-18: Curvas de degradación del módulo de corte.

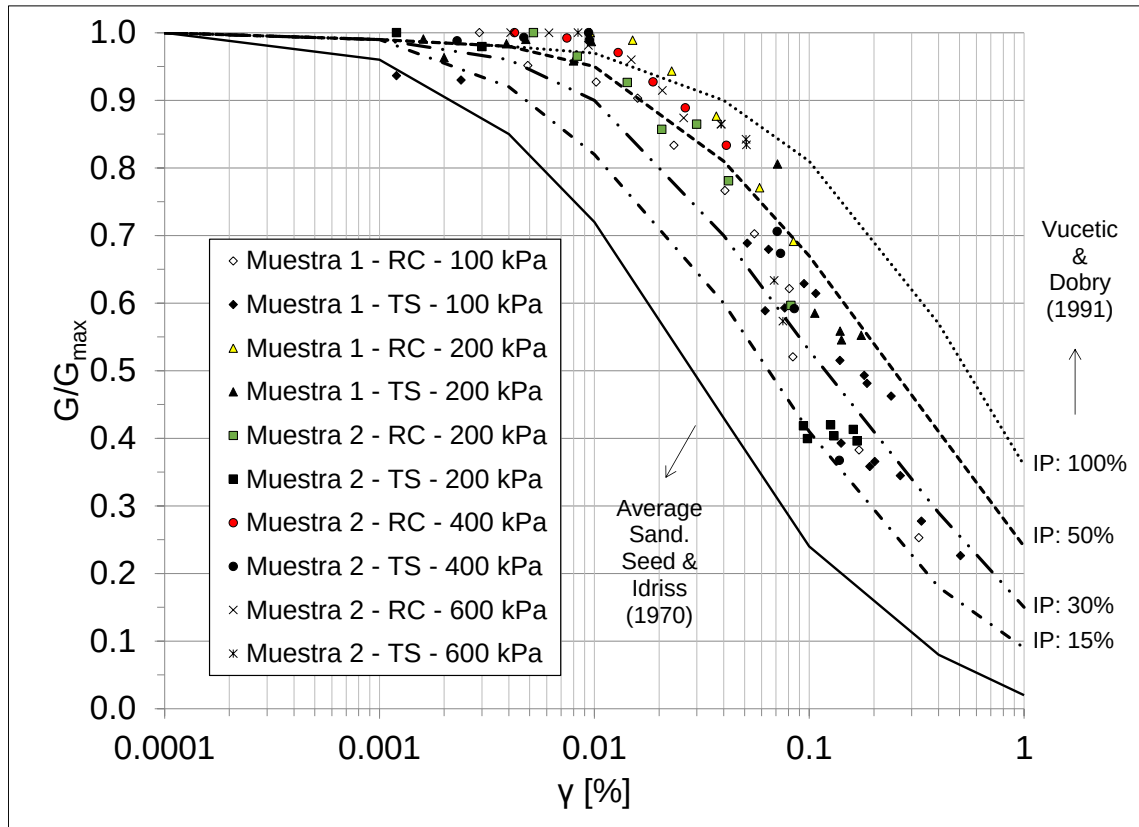


Figura 5-19: Curvas de degradación del módulo de corte normalizada.

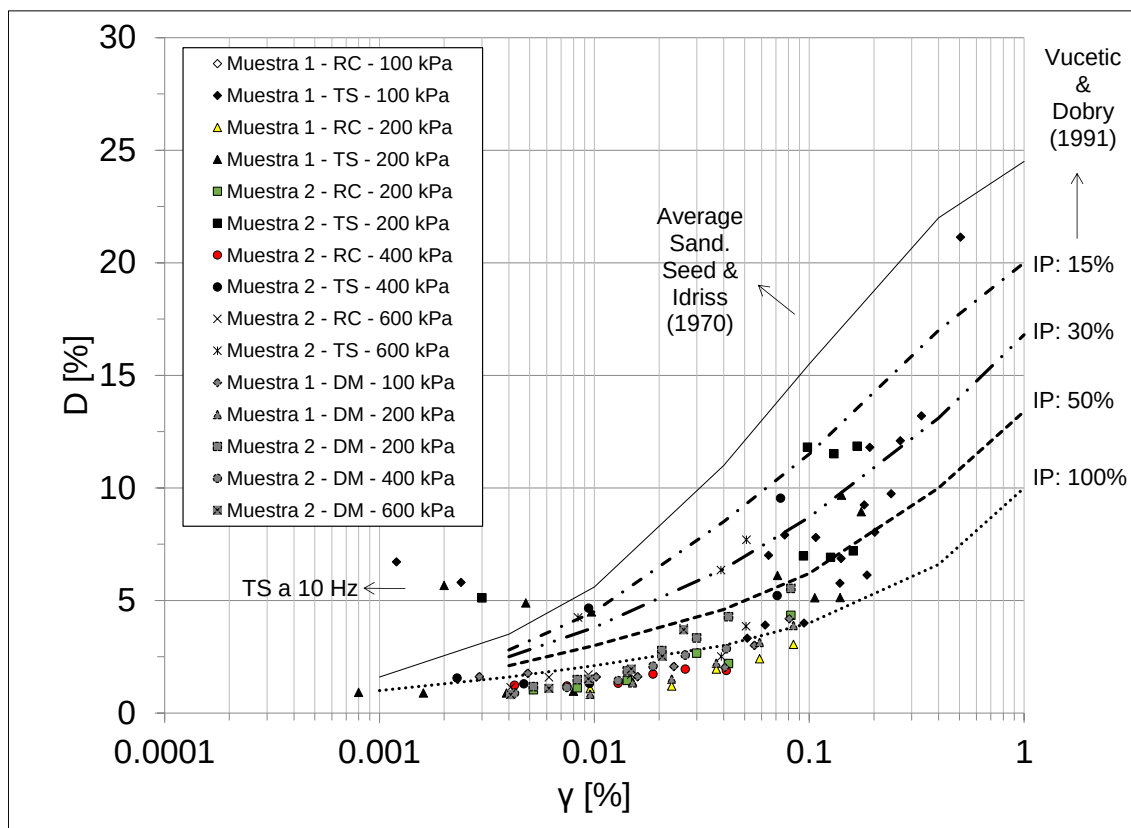


Figura 5-20: Curvas de amortiguamiento del material (*DM*: obtenido mediante decremento logarítmico).

5.5 Triaxial cíclico

Se realizó una serie de ensayos de corte triaxial cíclico CID en dos muestras para distintos valores de CSR_{tx} . En la Tabla 5-6 se presenta el resumen de los ensayos mientras que en la Figura 5-21 y Figura 5-22 se muestran las curvas histeréticas de cada último ciclo.

También cabe señalar que la determinación del módulo de corte G mediante este método es obtenido en función del coeficiente de Poisson ν (ya que se obtiene directamente el módulo elástico E , no así el valor de G), del cual se consideró un valor arbitrario de

$\nu = 0.30 \pm 0.05$. En la Figura 5-23 y Figura 5-24 se contrastan los valores de G y D con los obtenidos mediante torsión cíclica y columna resonante.

Tabla 5-6: Resumen ensayos triaxiales cíclicos.

Muestra	CSR_{tx}	p' [kPa]	γ_d [gr/cm ³]	γ [%]	G [MPa]	D [%]
Muestra 1	0.1	300	1.13	0.08	56±2	4.6
Muestra 1	0.2	300	1.13	0.17	50±2	6.3
Muestra 1	0.3	300	1.13	0.28	44±2	7.6
Muestra 1	0.4	300	1.13	0.45	38±2	9.5
Muestra 2	0.1	650	1.11	0.17	64±2	2.3
Muestra 2	0.2	650	1.11	0.41	50±2	3.7
Muestra 2	0.3	650	1.11	0.82	37±2	5.2

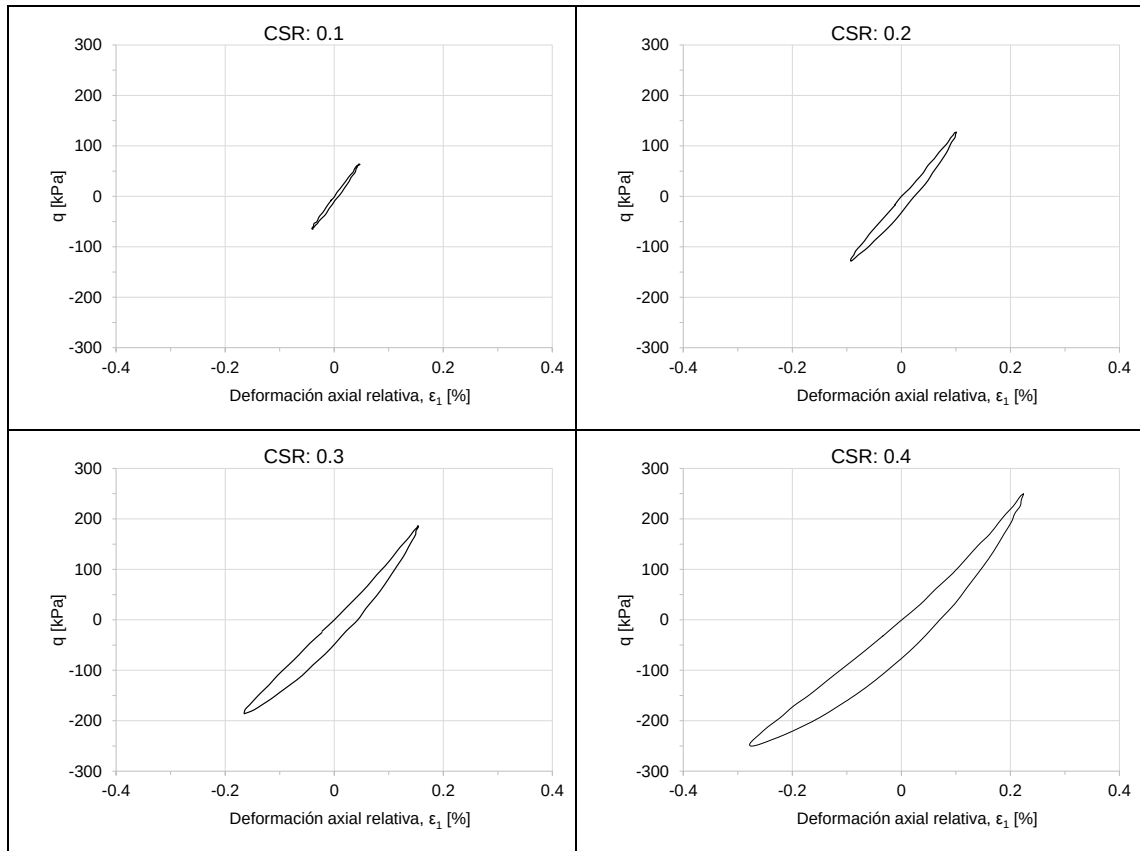


Figura 5-21: Curvas histeréticas del último ciclo en muestra 1.

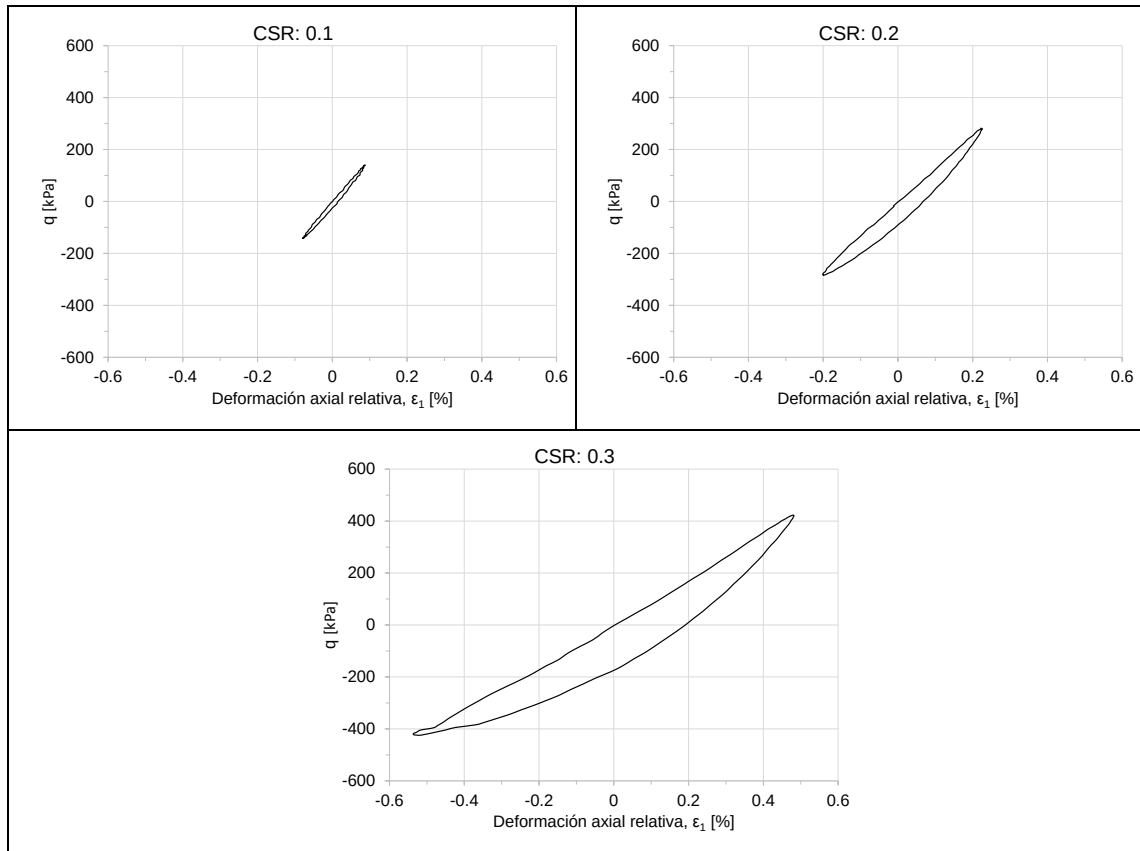


Figura 5-22: Curvas histeréticas del último ciclo en muestra 2.

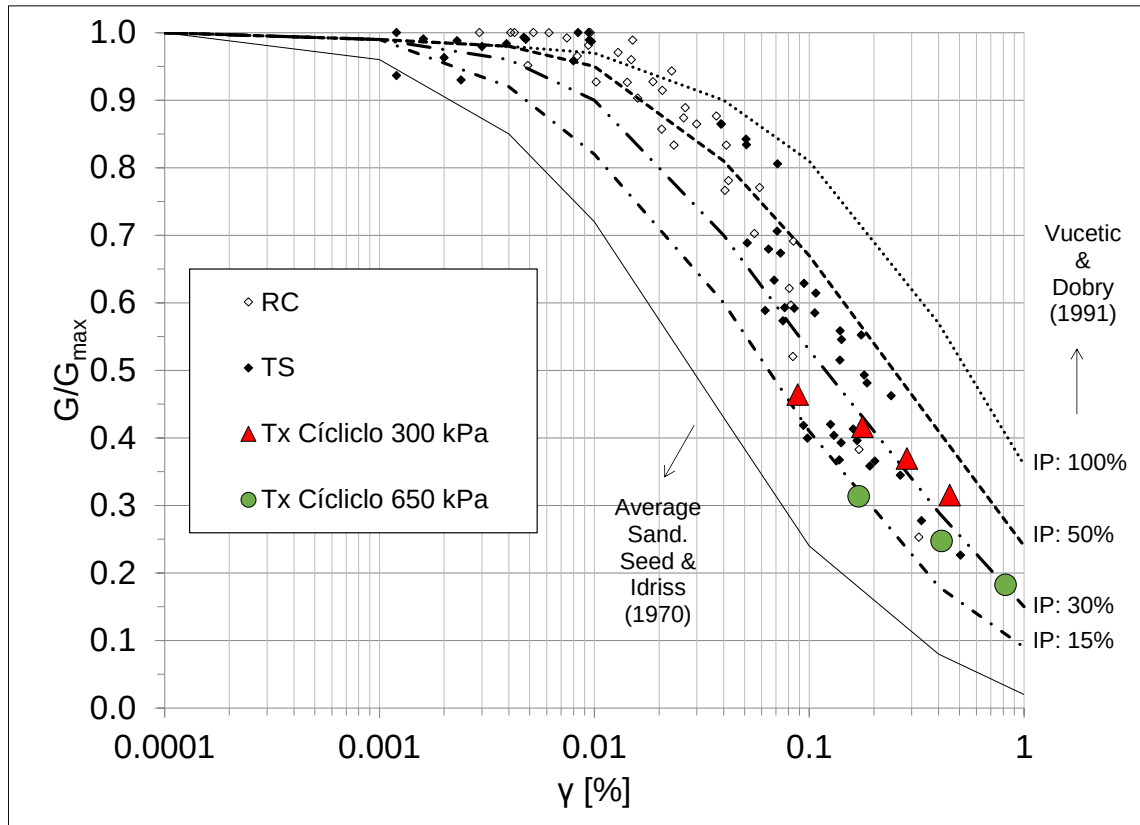


Figura 5-23: Datos de degradación del material obtenidos bajo triaxial cíclico con G_{max} obtenido a partir de la ecuación (6.4).

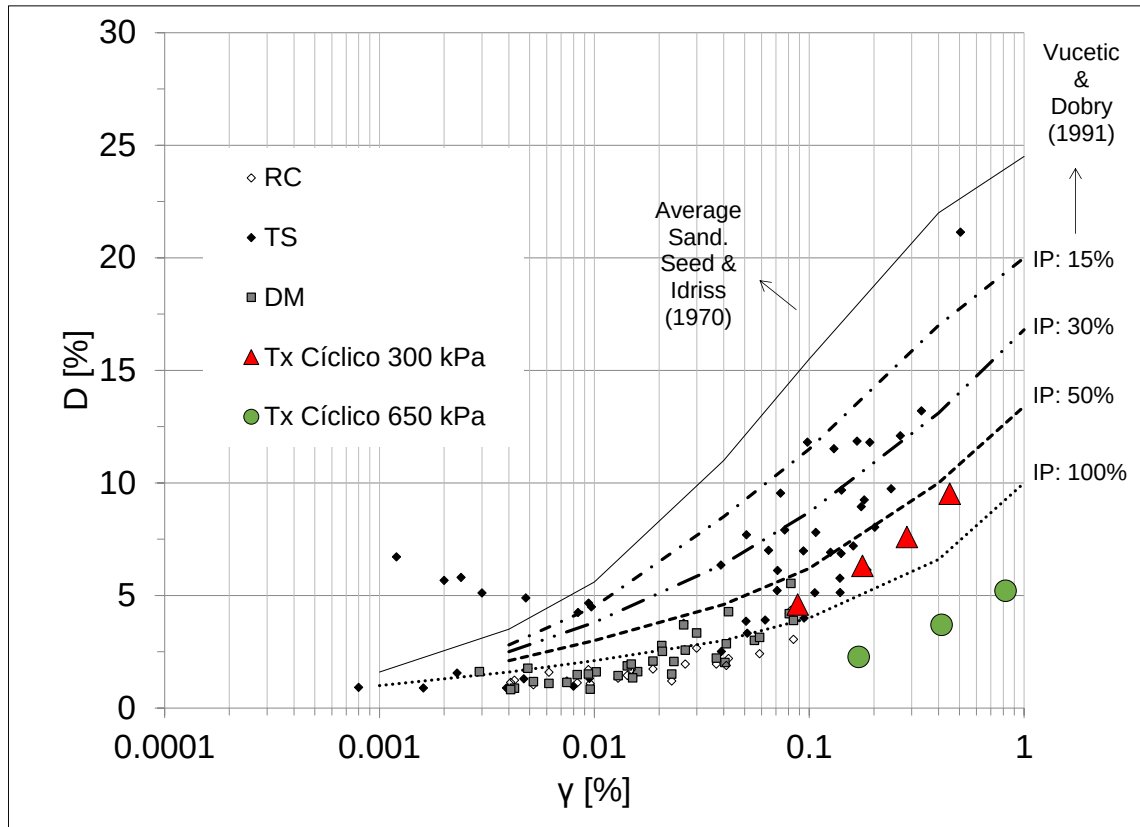


Figura 5-24: Datos de amortiguamiento del material obtenidos bajo triaxial cíclico.

6 DISCUSIÓN Y ANÁLISIS DE RESULTADOS

En este capítulo se analizan los resultados obtenidos a partir de los ensayos de consolidación, de corte y degradación cíclica de rigidez mostrados en el capítulo anterior.

6.1 Consolidación

Los coeficientes de compresibilidad C_s y C_c se presentan en la Tabla 6-1, obteniéndose valores promedio de $C_s = 0.090$ y $C_c = 1.17$ en muestras inalteradas, y $C_s = 0.079$ y $C_c = 0.75$ en muestras remoldeadas. La diferencia en los valores de C_c entre muestras naturales y remoldeadas radicaría principalmente a la pérdida de la estructura sedimentaria (diagénesis) y a la fractura de las frústulas.

Tabla 6-1: Coeficientes de compresibilidad (obtenidos a 24 horas).

Muestra	Notación	p', σ'_v [kPa]	$C_c^{(3)}$	C_s	C_c/C_s
Remoldeada n°1	R1	3136	0.48	0.062 ⁽¹⁾	7.7
Remoldeada n°2	R2	3136	0.73	0.074 ⁽¹⁾	9.8
Remoldeada n°3	R3	3136	1.05	0.101 ⁽¹⁾	10.4
Isotrópica n°6	NI6	1300	1.27	0.039 ⁽²⁾	32.5
Isotrópica n°7	NI7	1500	1.28	0.035 ⁽²⁾	37.1
Isotrópica n°8	NI8	2000	2.04	0.076 ⁽²⁾	26.8
Natural n°1	N1	784	0.58	0.083 ⁽¹⁾	7.0
Natural n°2	N2	784	0.50	0.101 ⁽¹⁾	5.0
Natural n°3	N3	980	1.63	0.104 ⁽¹⁾	15.8
Natural n°4	N4	3136	1.77	0.117 ⁽¹⁾	15.0
Natural n°5	N5	3136	1.63	0.120 ⁽²⁾	13.6
Natural n°6	N6	3136	0.98	0.092 ⁽¹⁾	10.7

Muestra	Notación	p' , σ'_v [kPa]	C_c ⁽³⁾	C_s	C_c/C_s
Natural n°7	N7	3136	1.10	0.032 ⁽¹⁾	34.0

¹ valor obtenido en la fase de descarga; ² valor obtenido en la fase preconsolidada; ³ valor obtenido en la fase normalmente consolidada.

Basados en diversos resultados empíricos en suelos finos plásticos, Terzaghi & Peck (1967) propusieron la siguiente relación empírica para C_c (Figura 6-1a):

$$C_c = 0.009 (LL[\%] - 13) \quad (6.1)$$

Utilizando el Límite Líquido del material en estudio ($LL = 62\%$) se obtiene un valor de $C_c = 0.441$, lo que resulta significativamente más bajo comparado con los obtenidos en este trabajo. Asimismo, las correlaciones de Kulhawy & Mayne (1990) mostradas en la Figura 6-1b también entregan valores muy inferiores para C_c , en comparación con los resultados de este estudio. Lo anterior destaca las importantes diferencias en el comportamiento del suelo diatomáceo ensayado, al compararlo con una amplia base de datos empírica en suelos finos. Así, pese a los altos valores de contenido de finos y Límite Líquido, el material estudiado no sigue las clásicas correlaciones de la literatura.

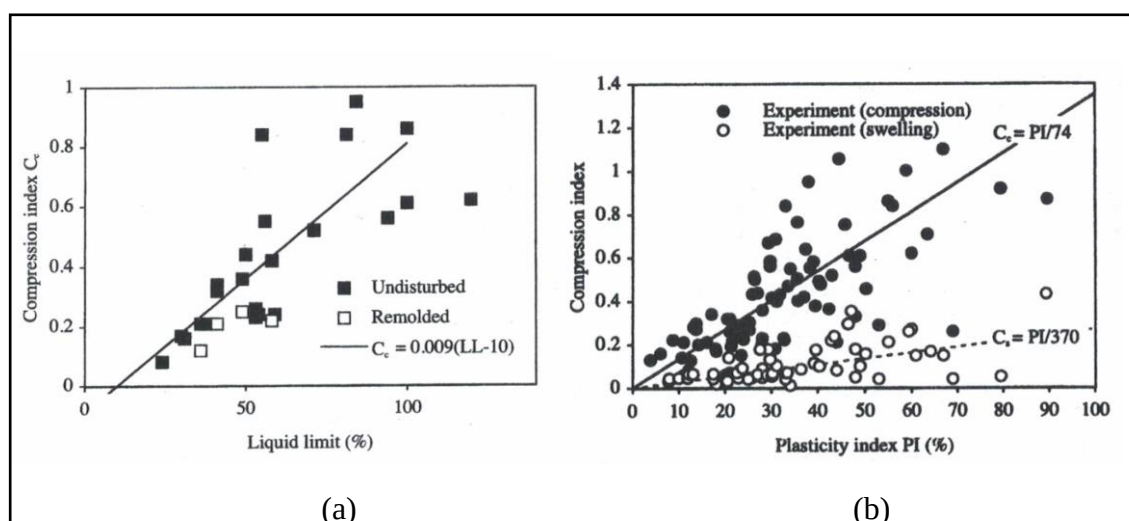


Figura 6-1: Datos empíricos de C_c y C_s : (a) Bardet (1997); (b) Kulhawy & Mayne (1990).

La alta compresibilidad del suelo diatomáceo se debería fundamentalmente a que, sobre la presión de preconsolidación, ocurre la fractura de las frústulas de diatomea, generándose importantes deformaciones irreversibles por colapso de la estructura del suelo. Esto puede evidenciarse en observaciones de microscopio SEM de muestras post ensayo de consolidación mostradas en la Figura 6-2. Este resultado es consistente con lo observado por estudios previos (Hong et al., 2006; Tanaka & Locat, 1999). De esta manera, el comportamiento mecánico del suelo diatomáceo sería similar al de materiales granulares de granulometría relativamente uniforme en los que se supera la tensión de fluencia que gatilla la rotura de granos, generando un colapso del suelo como lo observado en los ensayos de este trabajo (Bard, 1993; Biarez & Hicher, 1997; Nakata et al., 2001; Ovalle, 2018).

De la Figura 6-3 a la Figura 6-5, se muestran ejemplos de materiales granulares y arenas, donde los coeficientes C_c a altas presiones alcanzan valores relativamente elevados debido a la importante rotura de partículas que se obtiene. Este comportamiento es análogo al del suelo diatomáceo post preconsolidación, reforzando la tesis planteada en cuanto a que la alta compresibilidad desarrollada por el suelo se debe a la rotura de frústulas.

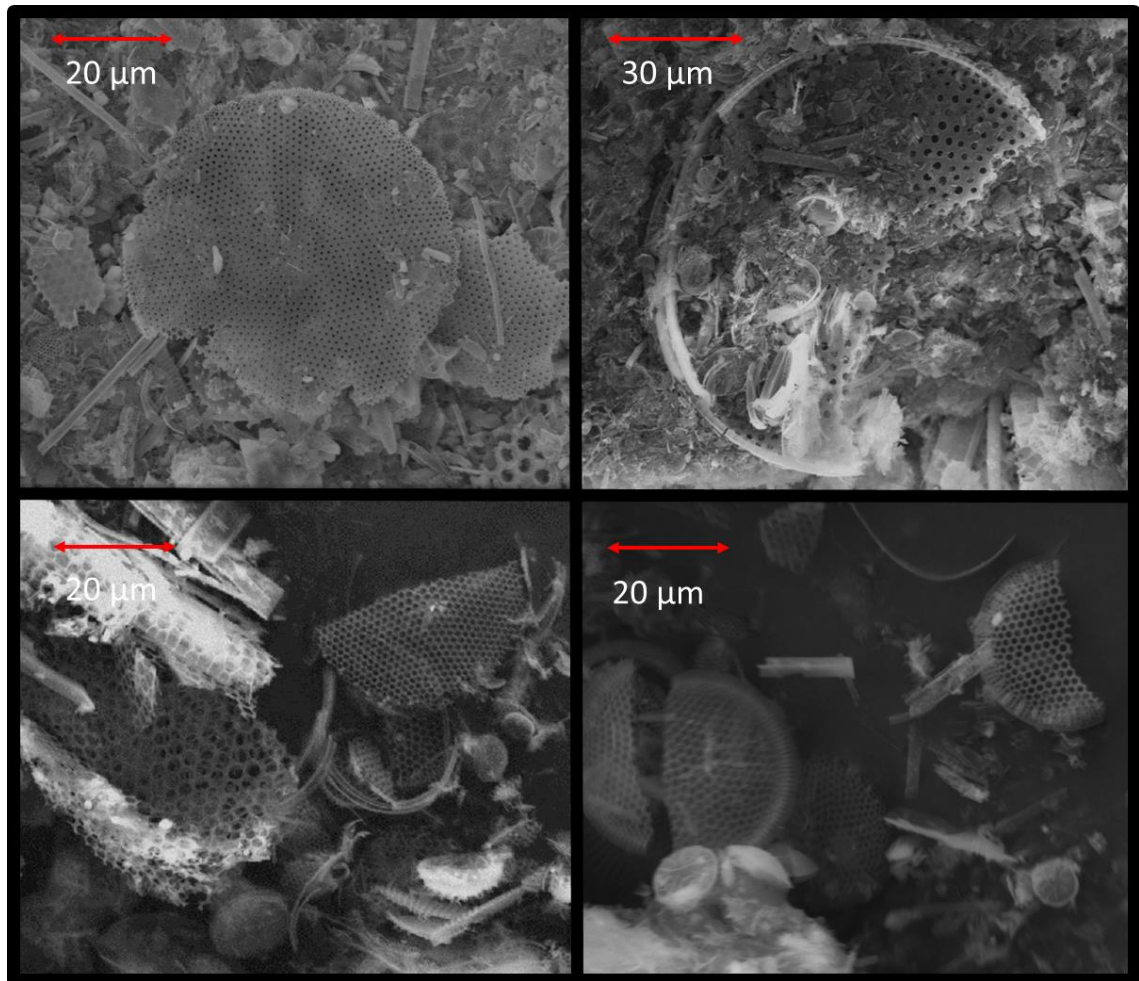


Figura 6-2: Frústulas fracturadas encontradas en muestra post-ensayo de consolidación.

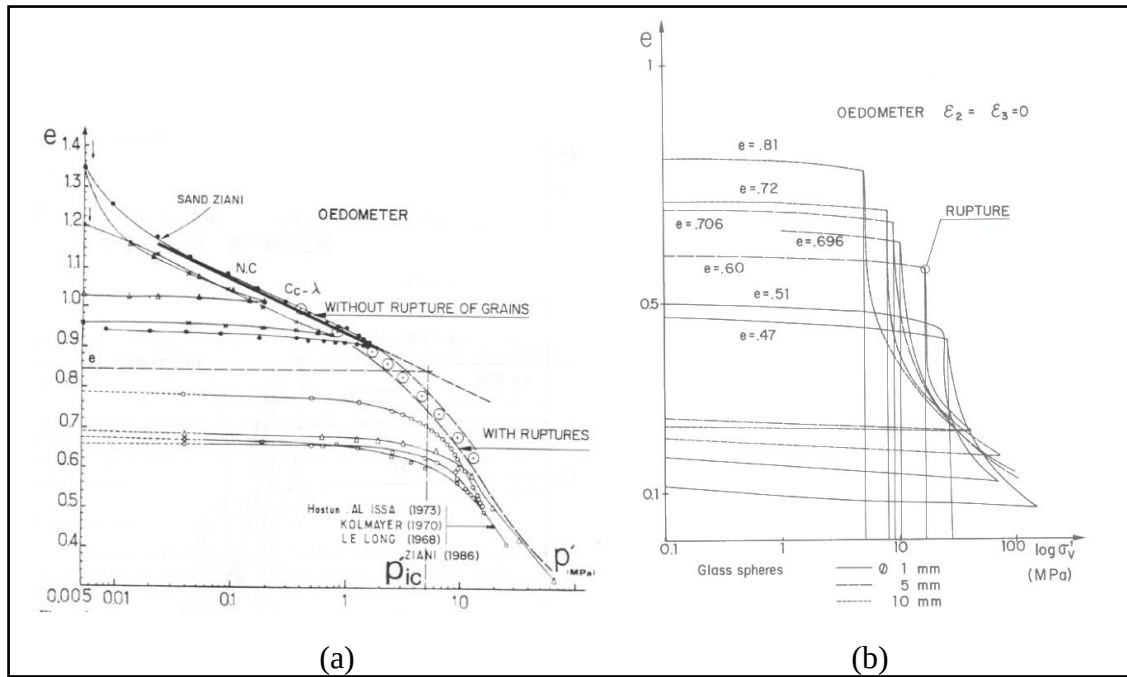


Figura 6-3: Curvas de compresión edométrica en materiales granulares con rotura de partículas: (a) arenas y (b) esferas de vidrio (Biarez & Hicher, 1997).

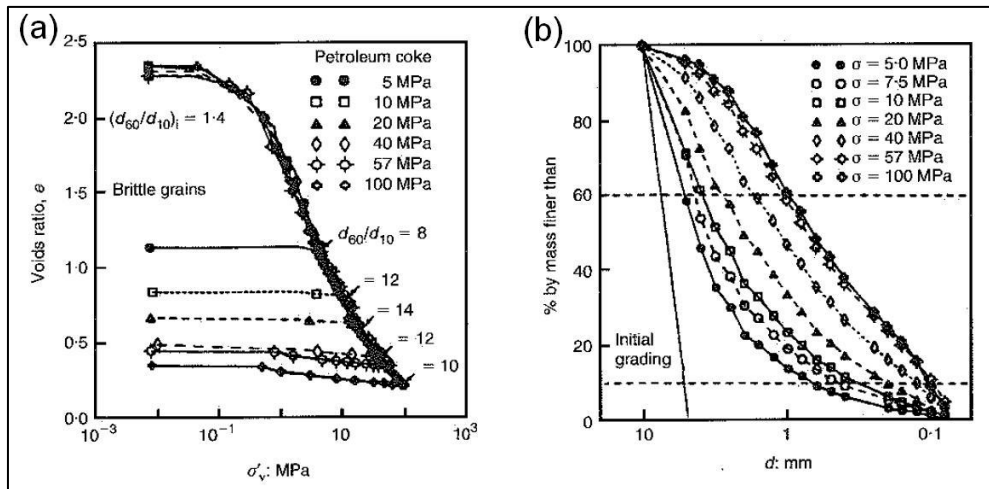


Figura 6-4: Curvas de (a) compresión edométrica y (b) granulometrías post ensayo en Coque de Petróleo (Bard, 1993).

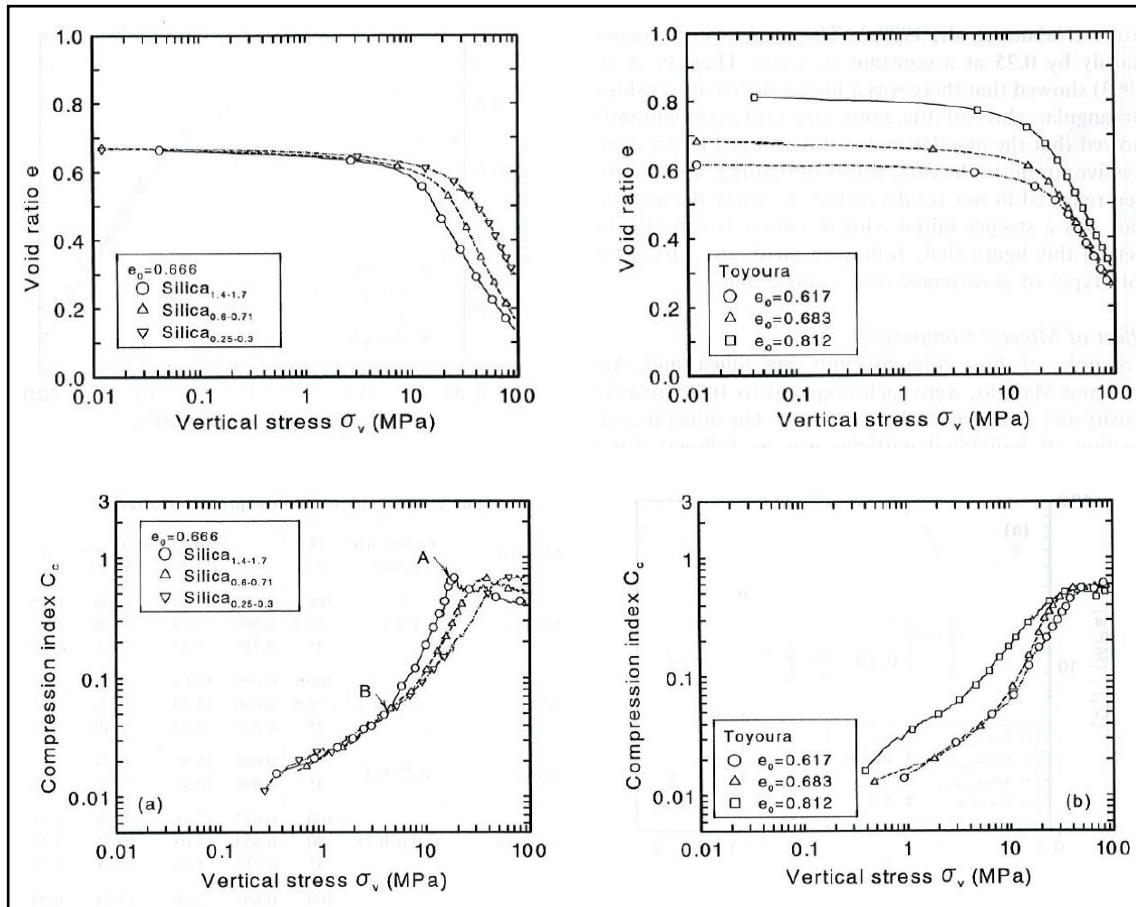


Figura 6-5: Curvas de consolidación edométrica y coeficientes C_c en (a) arena de sílice y (b) arena de Toyoura (Nakata et al., 2001).

La Figura 6-6 muestra la evolución de C_c en función de la presión para el suelo diatomáceo, es decir, calculados para cada incremento de presión antes y después de la preconsolidación. Se observa un incremento considerable de C_c en torno a la presión de preconsolidación y luego una estabilización del valor. Este comportamiento es análogo al de arena carbonatada con rotura de partículas a alta presión reportada por Mesri & Vardhanabhuti (2009), cuyos datos también se incluyen en la Figura 6-6.

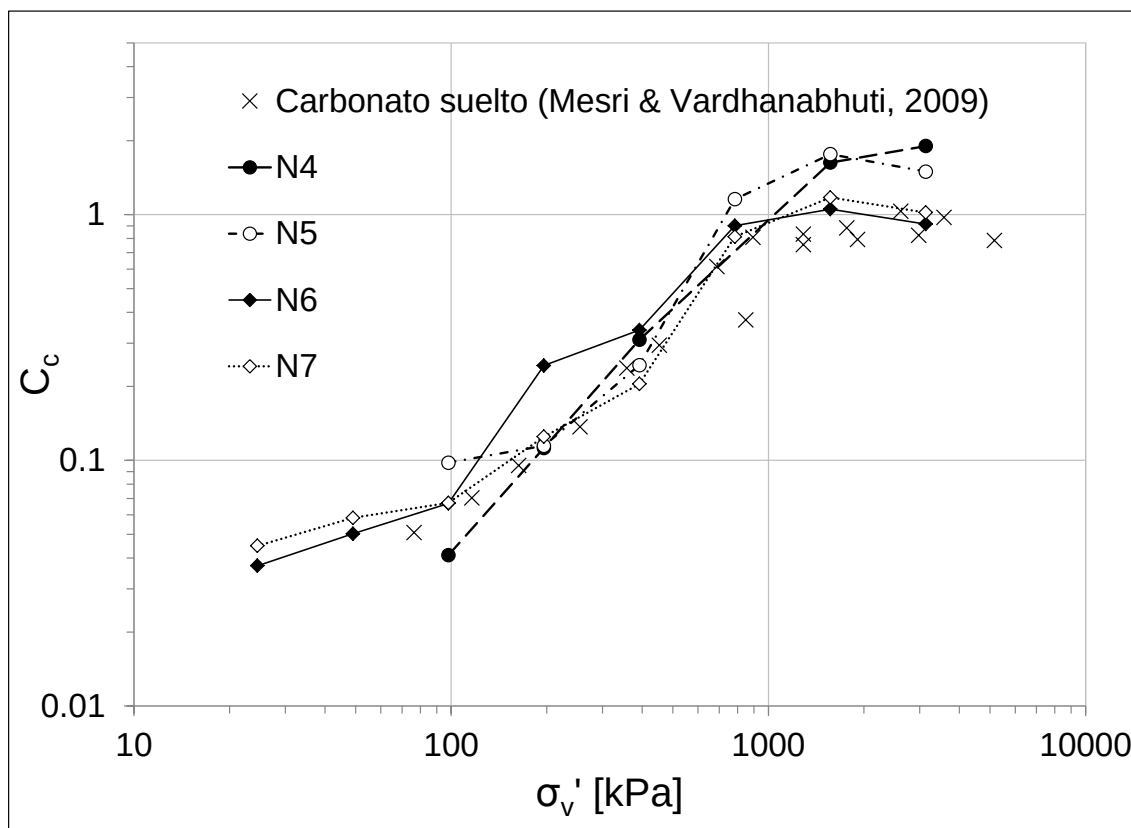


Figura 6-6: Relación $\sigma'_v - C_c$ de varias muestras.

Las muestras naturales presentan una presión de preconsolidación promedio de 540 kPa, asociada a procesos de diagénesis (Sánchez, 2002; Verdugo, 2008) puesto que la profundidad en terreno no supera los 3 m de profundidad. Al expresar los datos en deformación volumétrica, se observa que todos los ensayos convergen a un C_c similar a altas presiones (Figura 5-5).

En lo que respecta a las muestras remoldeadas, estas presentan un valor de C_c constante independiente de la etapa de carga y no presentan una presión de preconsolidación debido a la destrucción de la estructura natural del material, lo que es acorde con la literatura en suelos finos remoldeados (Biarez & Hicher, 1994).

6.2 Consolidación secundaria (creep)

Los ensayos de consolidación isotrópica muestran que el exceso de presión de poros se disipa (para el caso de un confinamiento efectivo de 1500 kPa) un 95% en 60 minutos, dependiendo de la presión efectiva y de la carga aplicada. Para cargas superiores a la presión de preconsolidación, el efecto del *creep* es considerable, variando incluso un 3% bajo una misma carga (Figura 6-7 y Figura 6-8).

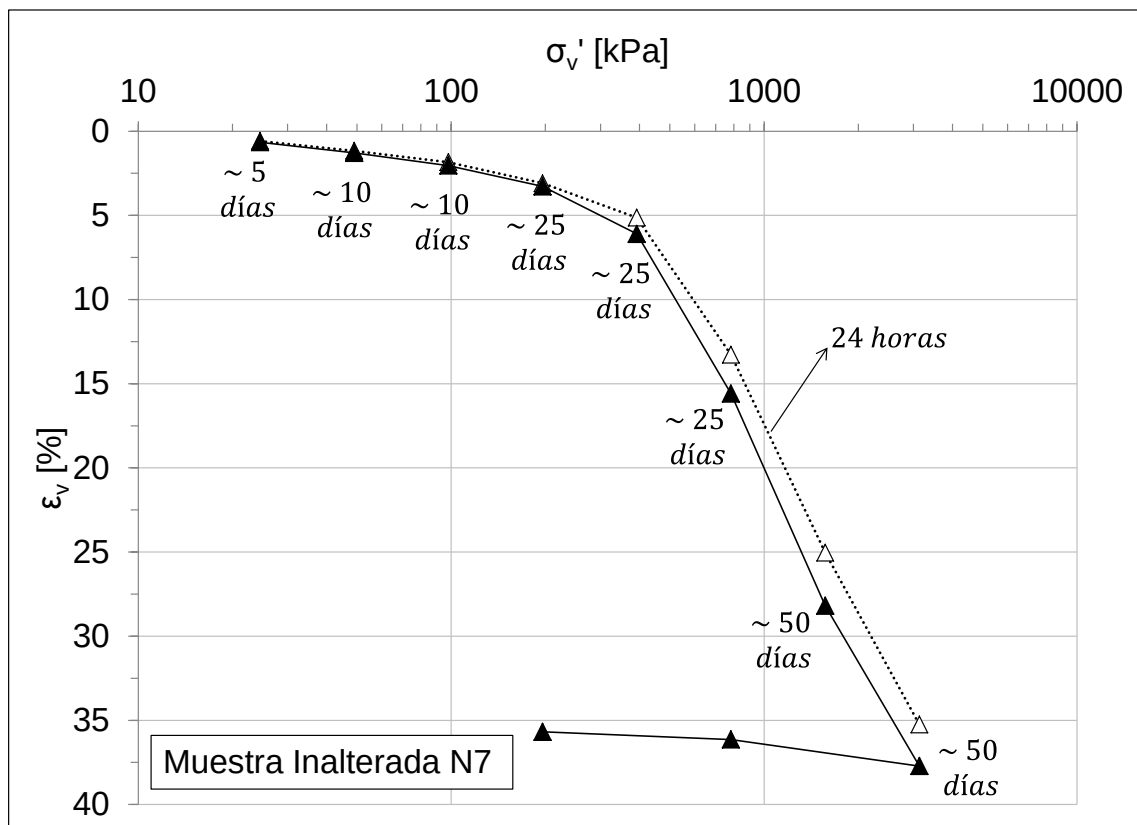


Figura 6-7: Variación de la deformación volumétrica en el tiempo bajo una misma carga (muestra natural N7).

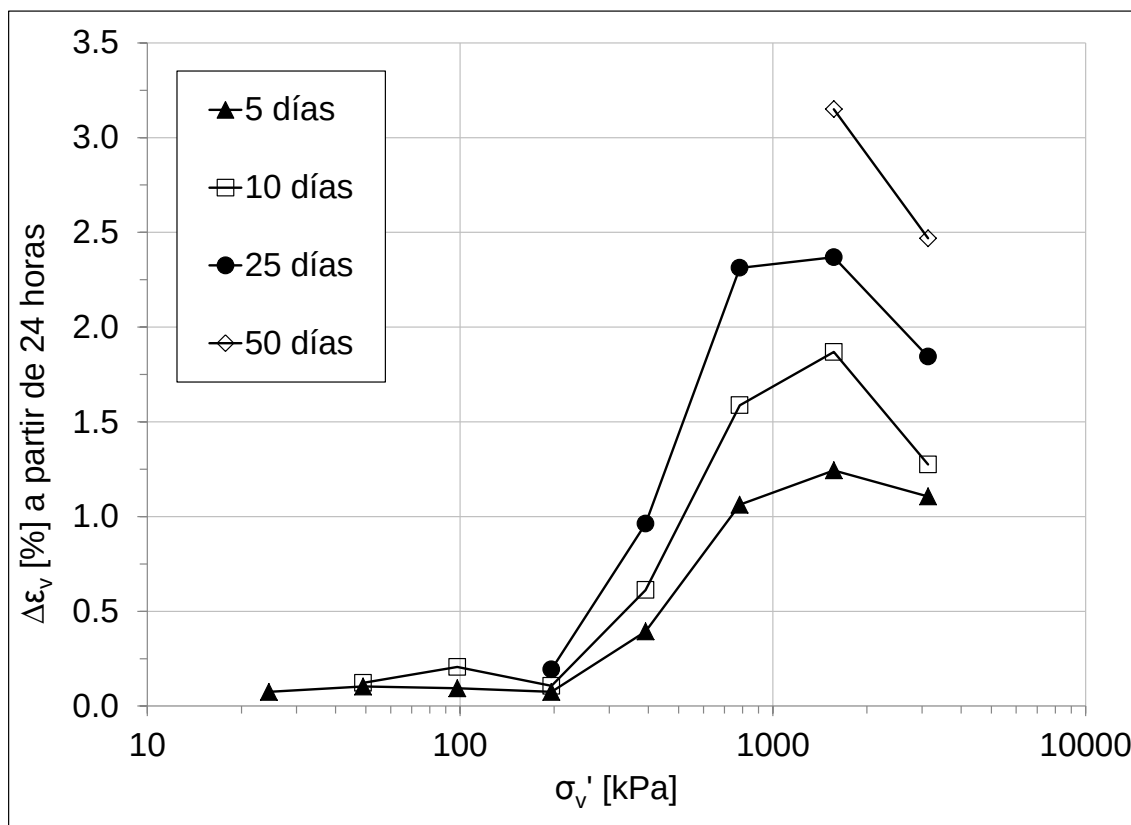


Figura 6-8: Comparación de la deformación volumétrica respecto a curva de consolidación de 24 horas (para el caso de la muestra natural N7).

La Figura 6-8 permite apreciar una disminución en la tasa de variación de la deformación por creep a partir de los 1568 kPa, lo que explicaría por qué el coeficiente C_c disminuye levemente sobre dicha tensión vertical (ver Figura 6-6).

La evolución del comportamiento de creep se analiza mediante el coeficiente de consolidación secundaria C_α , definido como:

$$C_\alpha = \frac{\Delta e}{\Delta \log(t)} \quad (6.2)$$

donde t es el tiempo a tensión efectiva constante. C_α fue obtenido en un rango de tiempo entre 1 y 24 horas, asumiendo que durante la primera hora se disipan las sobrepresiones

de poros (según lo observado en los ensayos de consolidación isotrópica, Figura 5-7). La Figura 6-9 muestra la evolución de C_α respecto a la presión vertical efectiva en ensayos edométricos, en donde se observa un comportamiento análogo a C_c (Figura 6-6).

Los resultados indican que se obtiene una razón constante $C_\alpha/C_c = 0.042$ (Figura 6-10), independiente del nivel de presión y del tipo de muestra (inalteradas y remoldeadas). Lo anterior confirma lo propuesto por Mesri & Castro (1987) (ver Tabla 6-2), quienes mostraron que la relación C_α/C_c es una constante del suelo.

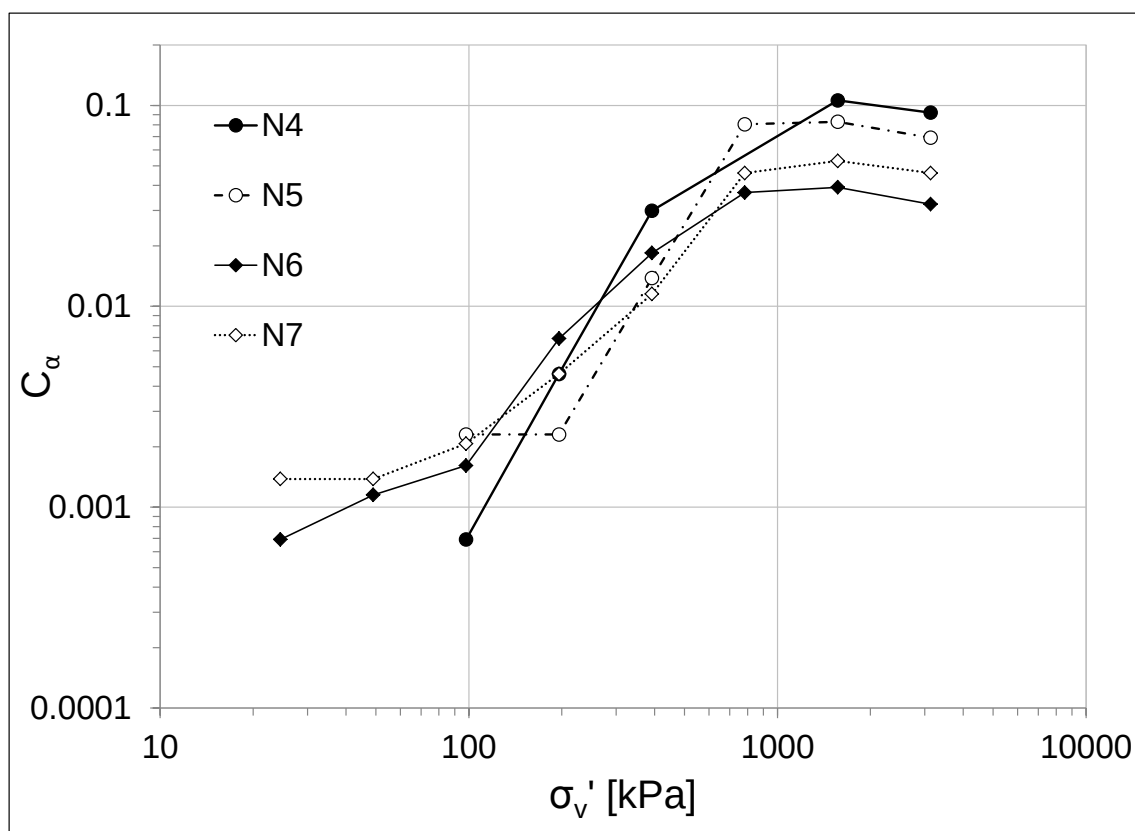


Figura 6-9: Relación $\sigma'_v - C_\alpha$ de varias muestras.

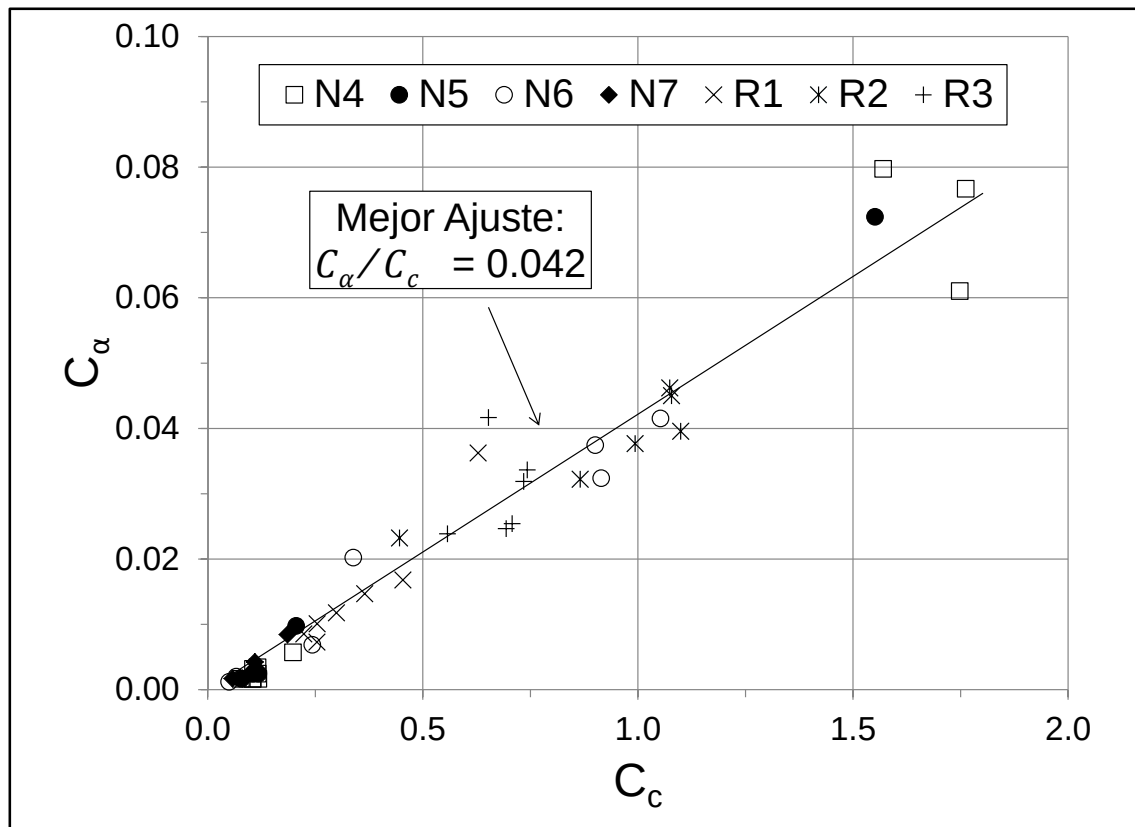


Figura 6-10: C_{α}/C_c en muestras inalteradas y remoldeadas.

Tabla 6-2: Valores comparativos para $C_{\alpha} - C_c$ (Mesri & Castro, 1987).

Muestra	C_{α}/C_c
Inorganic soft clays	0.04 ± 0.01
Highly organic plastic clays	0.05 ± 0.01
Berthierville clay	0.045
Tar Sand	0.035
Arenas	0.015 - 0.030

6.3 Resistencia al corte

Como se mencionó en el capítulo anterior, en el análisis se consideran sólo los datos registrados hasta el peak de resistencia, puesto que el campo de deformaciones en las probetas ensayadas resultó ser altamente heterogéneo después de la primera caída de la resistencia al corte (ver localización de deformaciones en Figura 5-16). La Figura 6-11 muestra las trayectorias de tensiones para los ensayos triaxiales CIU, trazadas solamente hasta la razón de corte máxima movilizada, lo que se ubica en el peak de resistencia para los ensayos a confinamiento menor a 500 kPa, y a aproximadamente a 5% de deformación axial para los ensayos a confinamientos de 1000 kPa o más. Según lo anterior, asumiendo que las muestras a bajo confinamiento se comportan en rango elástico hasta movilizar su resistencia máxima, en la Figura 6-11 se incluyen las trayectorias y un ajuste de la superficie de fluencia y la envolvente de estado crítico (CSL) según la siguiente expresión del modelo Cam Clay (Schofield & Wroth, 1968):

$$f(p', q, p'_o) = q - Mp' \ln \left(\frac{p'}{p'_o} \right) \quad (6.3)$$

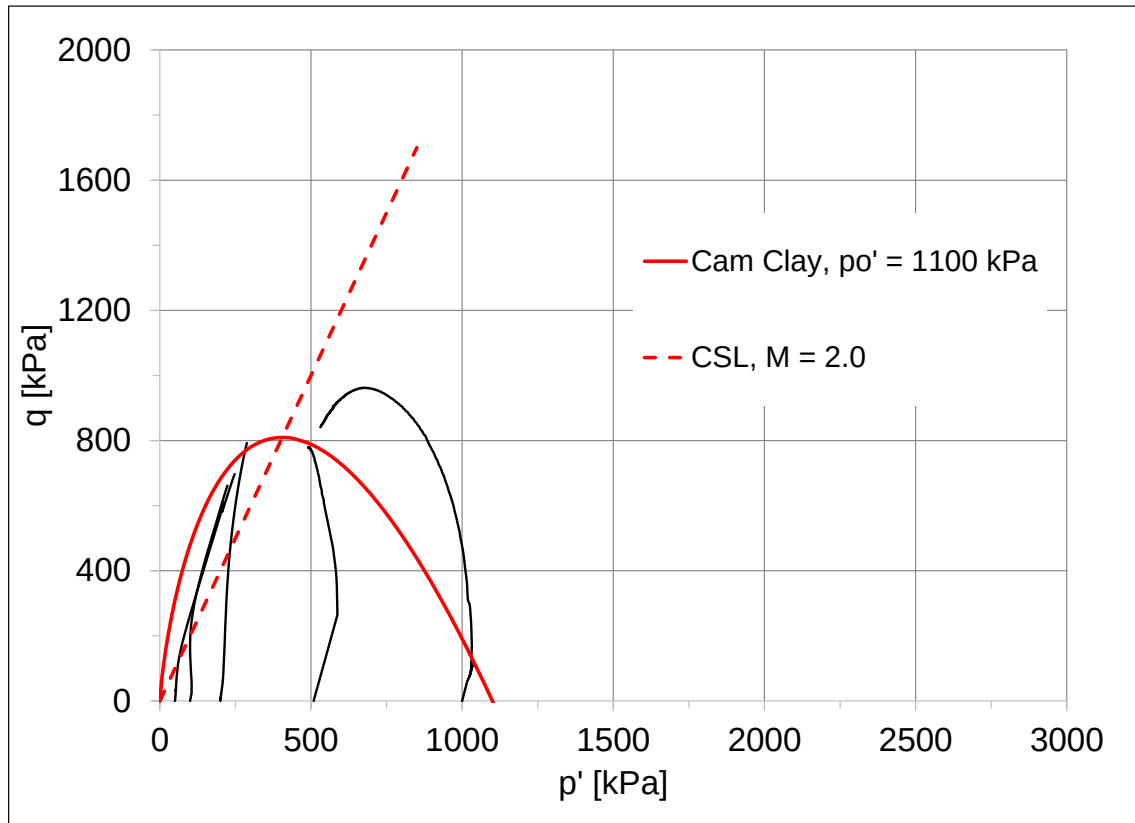


Figura 6-11: Trayectorias de tensiones en triaxiales CIU a bajo confinamiento y ajuste de la superficie de fluencia según modelo Cam Clay.

Según la Figura 6-11, un ajuste de la superficie de fluencia de Cam Clay se logra con parámetros $p_o' = 1100$ kPa y $M = 2.0$ (i.e. $\phi' = 49^\circ$, donde $\text{sen}\phi' = 3M/(6 + M)$). Considerando que se trata de un material fino de alta plasticidad y con una densidad seca inferior a 1 gr/cm^3 , ϕ' resulta significativamente elevado en comparación con arenas y suelos finos típicamente reportados en la literatura. Este resultado es consistente con estudios previos en suelos diatomáceos (Sánchez, 2002; Hong et al., 2006; Caicedo et al., 2018) y se debería a la alta rugosidad de las partículas fósiles y a la trabazón generada entre partículas de sílice resistentes y de formas diversas.

Por otro lado, el análisis de los ensayos triaxiales CIU a confinamientos mayores muestra que existe una fuerte degradación de los parámetros resistentes y que no es

posible ajustar los resultados empíricos con un único set de parámetros de Cam Clay. Así, las Figura 6-12 y Figura 6-13 muestran que el ajuste del modelo en rangos de confinamiento de 500-1500 kPa y >1500 kPa varían de $M = 1.40$ a 1.25 (i.e. $\phi' = 35$ a 31°), respectivamente.

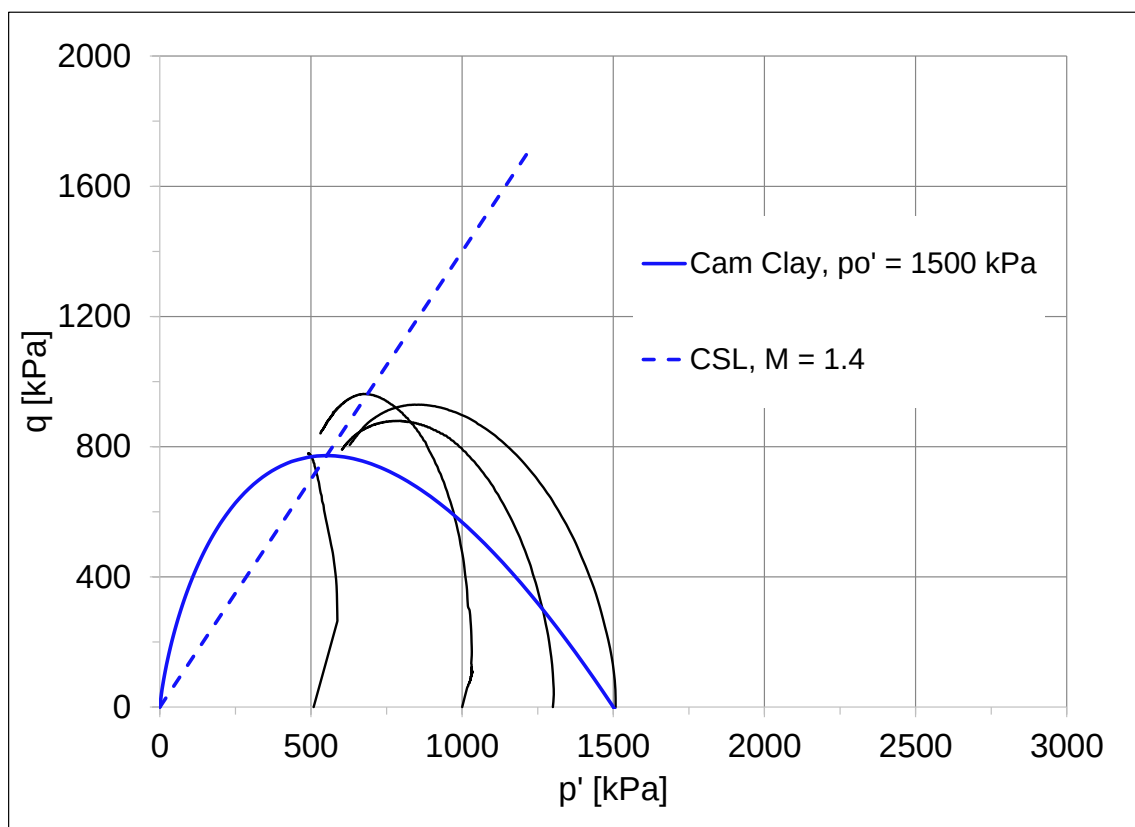


Figura 6-12: Trayectorias de tensiones en triaxiales CIU a confinamientos entre 500 y 1500 kPa y ajuste de la superficie de fluencia según modelo Cam Clay.

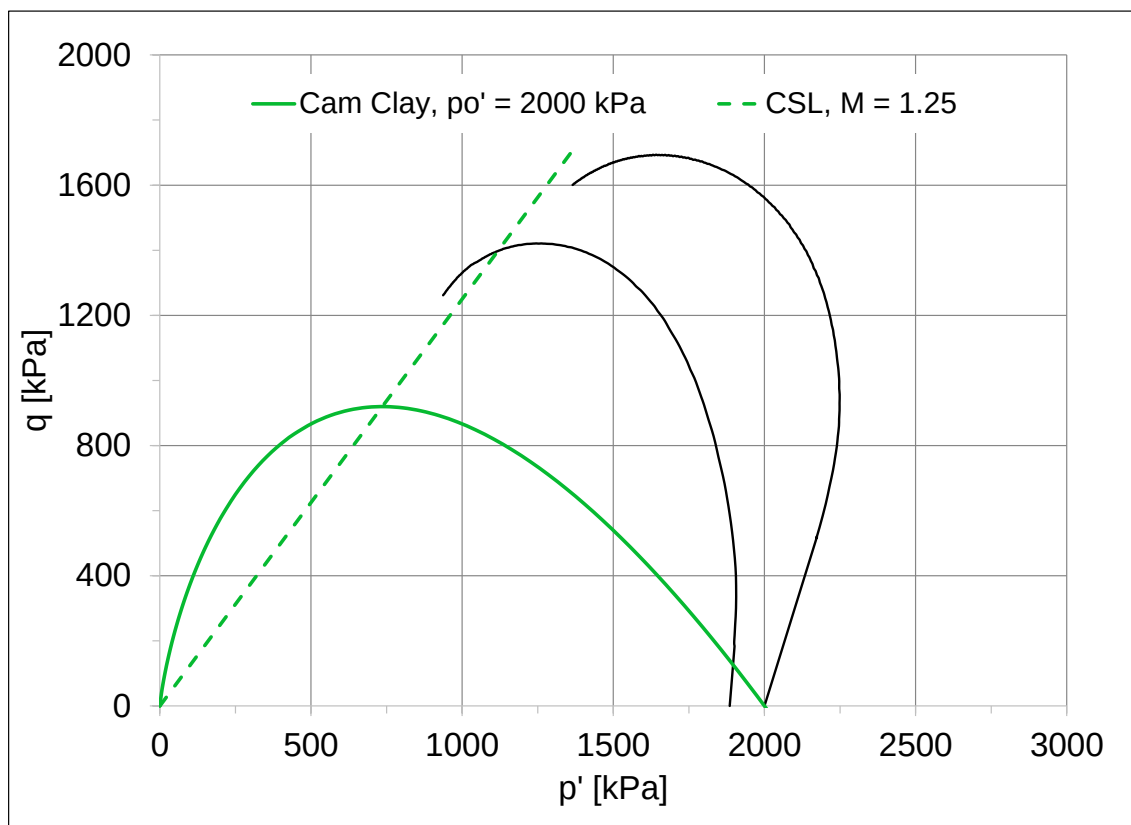


Figura 6-13: Trayectorias de tensiones en triaxiales CIU a confinamientos mayores a 1500 kPa y ajuste de la superficie de fluencia según modelo Cam Clay.

La Tabla 6-3 presenta un resumen de los valores de ajuste de Cam Clay en distintos rangos de presiones de confinamiento. Análogamente a la tesis planteada anteriormente en este trabajo para explicar el brusco cambio de compresibilidad en ensayos isotrópicos y edométricos, la degradación de la resistencia al corte del suelo diatomáceo se debería a la rotura de frústulas a altas presiones, aumentando la compresibilidad, disminuyendo la dilatancia y en consecuencia también la resistencia al corte.

Los modelos constitutivos para arenas que consideran los efectos de la rotura de partículas incluyen la degradación de las propiedades de estado crítico, resistencia y compresibilidad en función de la presión (Daouadji et al., 2001; Wood et al., 2009). Asimismo, también pueden calibrarse los parámetros del modelo diferenciando por

rango de presiones para incluir la degradación (e.g. Sanz, 2015), como se propone en este trabajo.

Tabla 6-3: Valores de resistencia al corte de ensayos triaxiales.

Comportamiento - Envolvente	p'_o [kPa]	ϕ' [°]
Dilatante - Resistencia peak	1100	49
Contractivo - Resistencia peak ($0.5 < p' < 1.5 \text{ MPa}$)	1500	35
Contractivo - Resistencia peak ($p' > 1.5 \text{ MPa}$)	2000	31

6.4 Degradación del módulo elástico y amortiguamiento

La degradación de G_{max} en la Figura 5-19 se observa a partir de una deformación de corte de 0.01%, mientras que en curvas clásicas de literatura para suelos finos (Vucetic & Dobry, 1991) y arenas (Seed & Idriss, 1970) esta tendencia comienza a 0.001%. Por otro lado, a deformaciones superiores a 0.3% el suelo diatomáceo se asemeja a las curvas de degradación de suelos finos plásticos de $IP = 15$ a 30. En consecuencia, el suelo diatomáceo es más rígido que las referencias de comparación, pero la degradación a grandes deformaciones corresponde a lo esperado en suelos finos.

En la Figura 6-14 se presenta la influencia del confinamiento efectivo en la degradación del módulo de corte estudiadas por Ishibashi & Zhang (1993) en suelos plásticos ($IP = 50$) y arenas ($IP = 0$). Si se comparan estas curvas con los resultados obtenidos, se aprecia que el suelo diatomáceo se asemeja a lo esperado en suelos finos, en cuanto a que la curva de degradación no se ve afectada por el confinamiento efectivo.

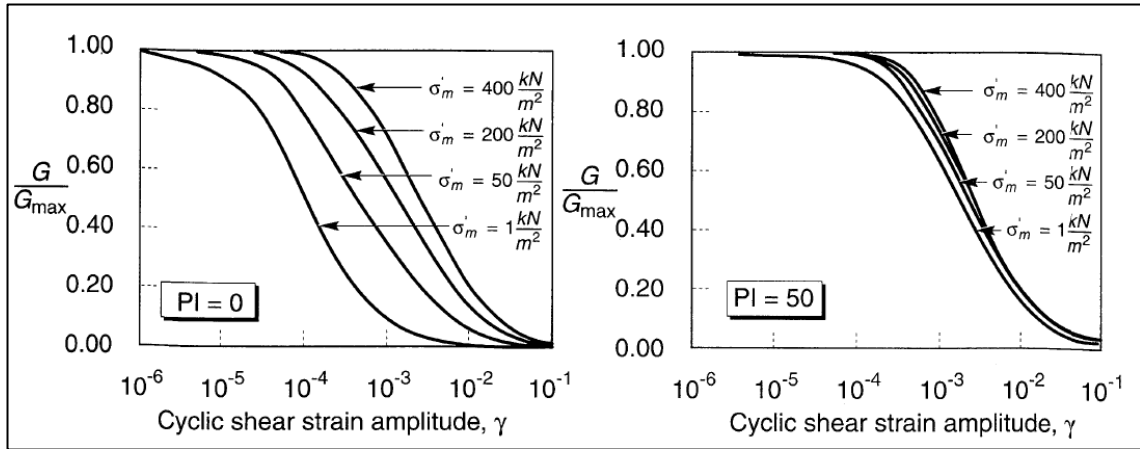


Figura 6-14: Influencia del confinamiento efectivo (σ'_m) en la degradación del módulo de corte (Ishibashi & Zhang, 1993).

En cuanto a la relación empírica entre el módulo de corte G_{max} y la presión media efectiva p' , definida como:

$$G_{max} = K p_{atm} \left(\frac{p'}{p_{atm}} \right)^n \quad (6.4)$$

con p_{atm} la presión atmosférica, K una constante adimensional y n un exponente empírico, se obtuvo el mejor ajuste para $K = 580$ y $n = 0.68$, mostrado en la Figura 6-15.

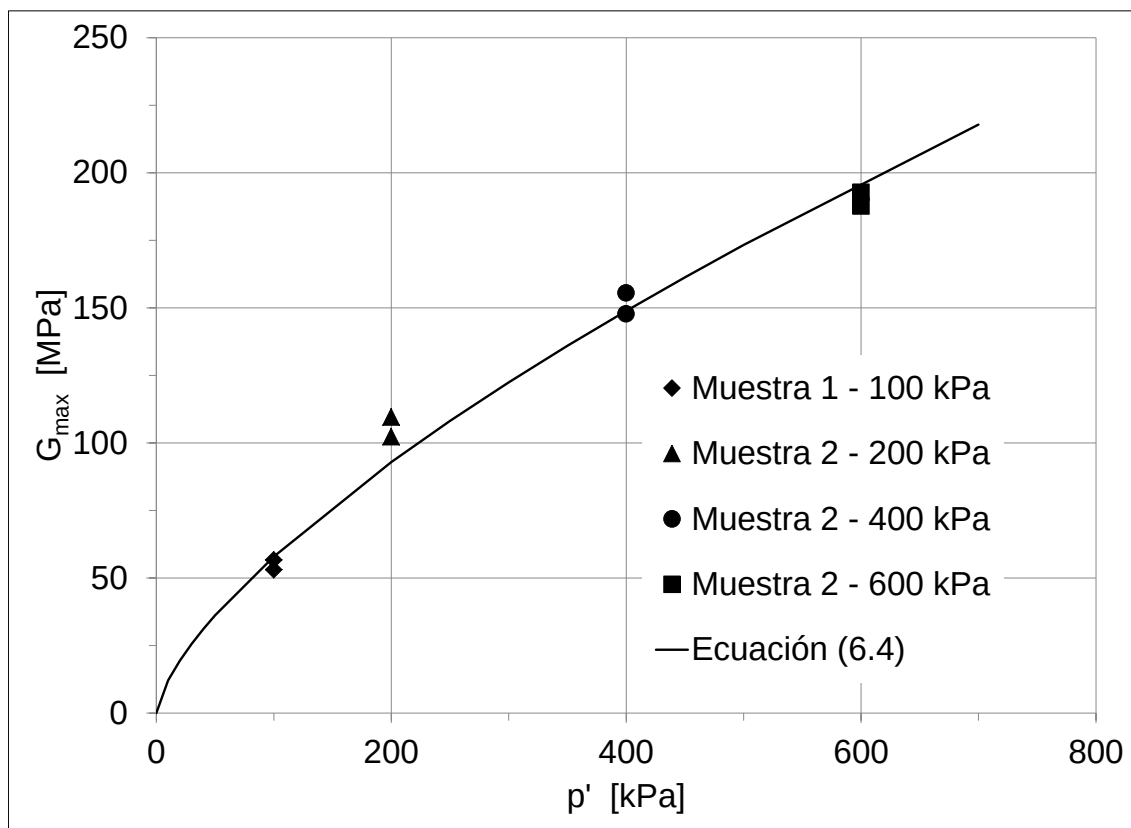


Figura 6-15: Ajuste obtenido para la relación entre el módulo de corte y el confinamiento efectivo.

Las velocidades de onda de corte calculadas en base al módulo de corte ($G_{max} = \rho V_s^2$, presentado en la Tabla 5-5) resultan de 250 a 450 m/s, dependiendo de la presión media efectiva (Figura 6-16). Estos valores son acorde a lo medido en terreno mediante métodos geofísicos por Maringue (2017), con un rango de 350 a 400 m/s hasta profundidades de 40 m. La Figura 6-16 muestra que los valores de terreno son del mismo orden que los resultados de laboratorio en muestras inalteradas.

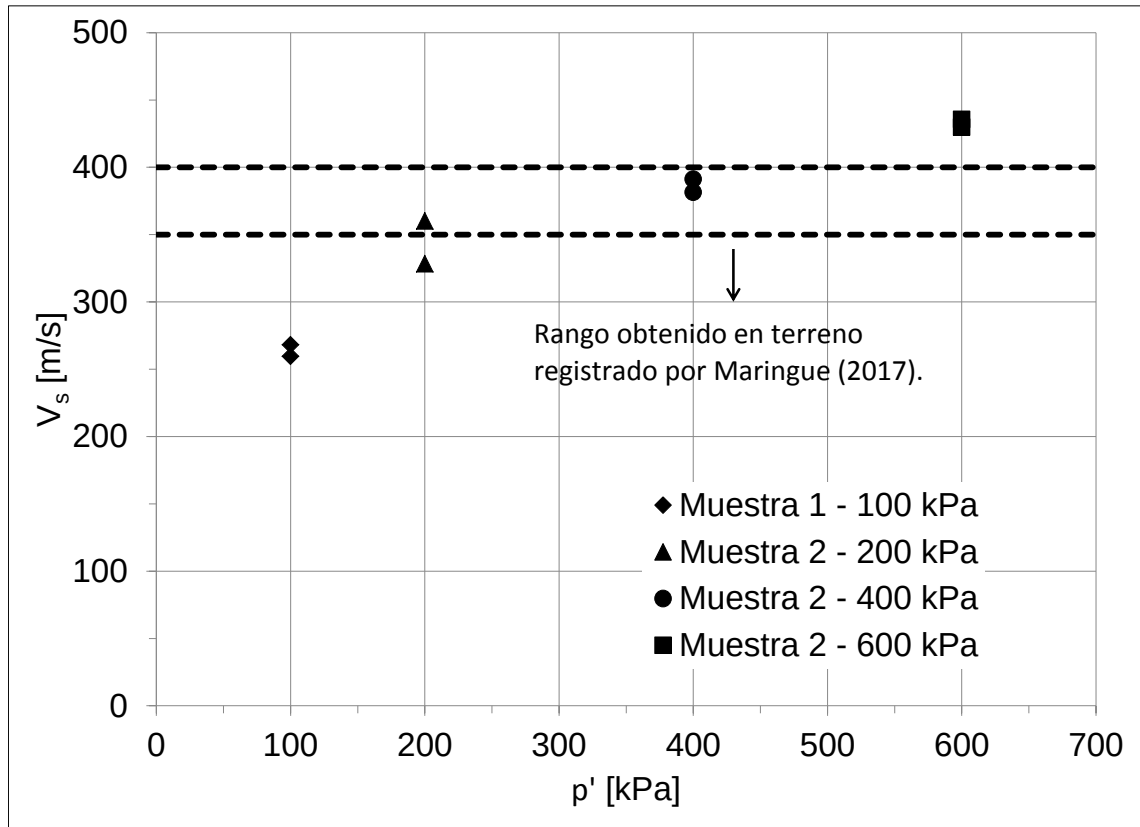


Figura 6-16: Velocidades de onda de corte.

7 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

7.1 Conclusiones

En esta investigación se estudian las propiedades geotécnicas de suelos diatomáceos del sector costero de la bahía de Mejillones, Chile. En base a los análisis y resultados obtenidos se presentan las siguientes conclusiones:

- El material de estudio presenta una gravedad específica G_s de 2.63 y densidades secas γ_d en el rango de 0.6 a 1.0 gr/cm³, valores acordes a los presentados por diversos autores en otros suelos diatomáceos (Khilnani, 1989; Sánchez, 2002; Hong et al., 2006, entre otros).
- Se obtuvo un límite líquido LL de 62% y un índice de plasticidad IP de 22%, clasificando como MH en el sistema USCS. El porcentaje de finos que pasa la malla #200 (0.075 mm) es de 82%.
- Observaciones microscópicas SEM demuestran que el suelo contiene gran cantidad de frústulas fosilizadas de diatomeas, de superficie altamente rugosa, formas variadas y material silíceo. Estas partículas serían las responsables de la alta porosidad y humedad del suelo en condición natural. Asimismo, el agua retenida en las frústulas daría al suelo un alto LL , pero no necesariamente asociado a una alta plasticidad en el contexto típicamente entendido en Ingeniería Geotécnica. Más aún, estudios previos indican que un aumento del contenido de diatomeas en el suelo genera un incremento del LL , pero a la vez una disminución del IP y un aumento del ángulo de fricción interna.

- Debido a las propiedades singulares dadas por las frústulas de diatomea, las correlaciones empíricas clásicas de la literatura para suelos finos no coinciden con el comportamiento de suelos diatomáceos, en especial aquéllas asociadas al *IP*.
- A partir de ensayos de consolidación edométrica e isotrópica se obtuvo un índice de compresibilidad promedio C_c de 1.17 y una presión de preconsolidación promedio de 540 kPa. La preconsolidación estaría asociada a procesos de diagénesis puesto que el material estudiado fue extraído a una profundidad no mayor de 3 metros. La alta compresibilidad se explicaría por la rotura de frústulas, como se observa en observaciones microscópicas en muestras post ensayo.
- Los ensayos de consolidación isotrópica determinaron que el exceso de presión de poros se disipa un 95% en 60 minutos (considerando un incremento de confinamiento efectivo de $p' = 1.0$ a 1.5 MPa).
- Además, para cargas superiores a la presión de preconsolidación, el efecto del creep es considerable, con deformación volumétrica de hasta 3% a carga constante entre 1 y 50 días.
- En los ensayos triaxiales CIU se obtiene un comportamiento altamente dilatante a bajas presiones de confinamiento (<500 kPa) y altamente contractivo a presiones de hasta 2000 kPa. El ajuste de parámetros de resistencia al corte indica que el ángulo de fricción interna se degrada desde 49° a bajas presiones, hasta 31° a alta presión. Este resultado se explicaría por la disminución de la dilatancia debido a la rotura de las frústulas, análogo a lo observado en suelos granulares con rotura de partículas.

- El material presenta velocidades de onda de corte altas, en un rango de 250 a 400 m/s. Los resultados obtenidos en laboratorio son acordes a lo obtenido en terreno mediante métodos geofísicos por Maringue (2017).

7.2 Recomendaciones

Las investigaciones asociadas a los suelos diatomáceos dejan en evidencia que estos presentan un comportamiento geotécnico singular y que por lo general no coincide con caracterizaciones y correlaciones empíricas clásicas de la literatura. Si bien la caracterización del material mediante los límites de plasticidad en suelos finos permite predecir de buena manera ciertos comportamientos, esto no ocurre en los suelos denominados “fossilíferos”. La capacidad de almacenar agua dentro de las estructuras cerradas y el impedimento a la interacción libre entre el agua y las partículas del suelo pueden llevar de alguna manera a resultados erróneos, por lo que es recomendable analizar de manera meticulosa este problema.

Para finalizar, en caso de querer continuar este estudio se recomienda abordar los siguientes tópicos:

- Cuantificar el contenido de diatomeas presente en el material, con el objeto de contrastar con otras fuentes bibliográficas.
- Analizar, mediante ensayos de corte triaxial, la zona de transición entre los comportamiento dilatante-contractivo, enfatizando los planos de fallas obtenidos finalizado el ensayo.
- Verificar el efecto de la frecuencia en ensayos de torsión cíclica, con el objeto de establecer si el material presenta en el amortiguamiento una componente viscosa relevante.

BIBLIOGRAFIA

ASTM. (2003). D3999-91: *Standard test methods for the determination of the modulus and damping properties of soil using the cyclic triaxial apparatus*. ASTM Int., West Conshohocken, Pa.

ASTM. (2004). D4767-04: *Standard test method for consolidated undrained triaxial compression test for cohesive soils*. ASTM Int., West Conshohocken, Pa.

ASTM. (2007). D4015-07: *Standard test methods for modulus and damping of soils by the resonant-column method*. ASTM Int., West Conshohocken, Pa.

ASTM. (2007). D422-63: *Standard test method for Particle-Size Analysis of Soils*. ASTM Int., West Conshohocken, Pa.

ASTM. (2011). D2435-11: *Standard test methods for one-dimensional consolidation properties of soils using incremental loading*. ASTM Int., West Conshohocken, Pa.

ASTM. (2016). D2166-16: *Standard test method for unconfined compressive strength of cohesive Soil*. ASTM Int., West Conshohocken, Pa.

ASTM. (2017). D2487-17: *Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System)*. ASTM Int., West Conshohocken, Pa.

Bard, E. (1993). *Comportement des matériaux granulaires secs et à liant hydrocarboné*. Thèse de doctorat, Ecole Centrale de Paris.

Bardet, J. P. (1997). *Experimental soil mechanics*. Prentice Hall.

Biarez, J., & Hicher, P. Y. (1994). *Elementary mechanics of soil behaviour: saturated remoulded soils*. A.A. Balkema.

Bjerrum, L. & Simons, N. E. (1960). *Compression of Shear Strength Characteristics of Normally Consolidated Clay*. Research Conference on Shear Strength of Cohesive Soils, ASCE, Boulder, Colorado, 711-726.

Bradbury, J. (2004). *Nature's nanotechnologists: unveiling the secrets of diatoms*. PLoS Biology, 2(10), 306.

Brownlee, C., & Taylor, A. R. (2002). *Algal calcification and silification*. Encyclopedia of life science, MacMillan.

Caicedo, B., Mendoza, C., López, F., & Lizcano, A. (2018). *Behavior of diatomaceous soil in lacustrine deposits of Bogotá, Colombia*. Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering, 10(2), 367-379.

Caniupán, M., Villaseñor, T., Pantoja, S., Lange, C. B., Vargas, G., Muñoz, P., & Salamanca, M. (2009). *Sedimentos laminados de la Bahía Mejillones como registro de cambios temporales en la productividad fitoplanctónica de los últimos ~ 200 años*. Revista chilena de historia natural, 82(1), 83-96.

Cañuta, J. & Fonseca, A. (2001). *Gravimetría y magmatismo de Pampa Mejillones*. SERNAGEOMIN.

Chopra, A.K. (2007). *Dynamics of structures*. 3rd ed. New Jersey, Prentice Hall.

Daouadji, A., Hicher, P. Y., Rahma, A. (2001). *An elastoplastic model for granular materials taking into account grain breakage*. Eur. J. Mech. A-Solid, 20, 113-137.

Day, R. W. (1995). *Engineering properties of diatomaceous fill*. Journal of geotechnical engineering, 121(12), 908-910.

Díaz-Rodríguez, J. A., & Santamarina, J. C. (2001). *Mexico City soil behavior at different strains: Observations and physical interpretation*. Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering, 127(9), 783-789.

Díaz-Rodríguez, J. A. (2003). *Characterization and engineering properties of Mexico City lacustrine soils*. Characterization and engineering properties of natural soils, 1, 725-755.

Díaz-Rodríguez, J. A. (2011). *Comportamiento monotónico de suelos diatomeos*. Investigación de Desastres Naturales, Accidentes e Infraestructura Civil, 27-34.

Díaz-Rodríguez, J. A., & González-Rodríguez, R. (2013). *Influence of diatom microfossils on soil compressibility*. In Proceedings of the 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Paris.

Escribano, R., Marin, V. H., & Hidalgo, P. (2001). *The influence of coastal upwelling on the distribution of Calanus chilensis in the Mejillones Peninsula (northern Chile): implications for its population dynamics*. Hydrobiología, 453(1), 143-151.

Ferraris, F., & Di Biase, F. (1978). *Hoja de Antofagasta: Región de Antofagasta*. Instituto de Investigaciones Geológicas, 30, 48.

González, J. (2013). *Geología y estructura submarina de la Bahía de Mejillones: su vinculación con la deformación activa en la plataforma emergida a los 23°S*. Memoria para optar al título de Geólogo. Facultad de Ingeniería y Ciencias Geológicas. Universidad Católica del Norte, Antofagasta, Chile.

Hamm, C. E., Merkel, R., Springer, O., Jurkojc, P., Maier, C., Prechtel, K., & Smetacek, V. (2003). *Architecture and material properties of diatom shells provide effective mechanical protection*. Nature, 421(6925), 841.

Hong, Z., Tateishi, Y., & Han, J. (2006). *Experimental study of macro-and microbehavior of natural diatomite*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 132(5), 603-610.

Ishibashi, I., & Zhang, X. (1933). *Unified dynamic shear moduli and damping ratios of sand and clay*. Soils and Foundations, 33(1), 182-191.

Khilnani, K., & Capik, M. L. (1989). *Diatomaceous soils: a new approach*. Civil Engineering, 59(2).

Kulhawy, F. H., & Mayne, P. W. (1990). *Manual on estimating soil properties for foundation design*. Geotechnical Engineering Group.

Locat, J., & Tanaka, H. (2001). *A new class of soils: Fossiliferous soils?*. In Proceedings of the 15th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Istanbul.

López, J. (2009). *Comportamiento cíclico de suelos diatomáceos*. Tesis de Maestría. Facultad de ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, México.

Losic, D., Pillar, R. J., Dilger, T., Mitchell, J. G., & Voelcker, N. H. (2007). *Atomic force microscopy (AFM) characterisation of the porous silica nanostructure of two centric diatoms*. Journal of Porous Materials, 14(1), 61-69.

Marín, V., Rodríguez, L., Vallejo, L., Fuenteseca, J., & Oyarce, E. (1993). *Efectos de la surgencia costera sobre la productividad primaria primaveral de Bahía Mejillones del Sur (Antofagasta, Chile)*. Revista Chilena de Historia Natural, 66, 479-491.

Maringue, J. (2017). *Amenaza sísmica en Mejillones mediante una aproximación geofísica: análisis dinámico y amplificación sísmica asociada*. Tesis para optar al grado de Magíster en Ciencias de la Ingeniería. Departamento de Ingeniería Civil de la Pontificia Universidad Católica de Chile, Santiago, Chile.

Mesri, G., & Castro, A. (1987). *Ca/Cc concept and K₀ during secondary compression*. Journal of Geotechnical Engineering, 113(3), 230-247.

Mesri, G., & Vardhanabhuti, B. (2009). *Compression of granular materials*. Canadian Geotechnical Journal, 46(4), 369-392.

Muñoz, E. & Rivas, M. (2012). *Modificación plan regulador comunal de Mejillones, zona urbana consolidada y portuaria Mejillones*. Gobierno de Chile.

Nakata, Y., Kato, Y., Hyodo, M., Hyde, A. F. L., & Murata, H. (2001). *One-dimensional compression behaviour of uniformly graded sand related to single particle crushing strength*. Soils Found, 41(2), 39-51.

Nava, T. (2007). *Influencia de las diatomeas en la resistencia al corte del caolín*. Tesis de Maestría. Facultad de ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, México.

Nazar, R., Ovalle, C., Barrios, A., & Arenaldi, G. (2016). *Caracterización geotécnica y resistencia al corte de suelos diatomáceos y de la interfaz suelo-acero*. En IX Congreso Chileno de Ingeniería Geotécnica (1), 1–9.

NCh (1979). *N 1515 of 79. Mecánica de suelos – Determinación de la humedad*. Instituto Nacional de Normalización, Chile.

NCh (1979). *N 1517/I of 79. Mecánica de suelos – Límites de consistencia – Parte 1: determinación del límite líquido*. Instituto Nacional de Normalización, Chile.

NCh (1979). *N 1517/II of 79. Mecánica de suelos – Límites de consistencia – Parte 2: determinación del límite plástico*. Instituto Nacional de Normalización, Chile.

NCh (1979). *N 1534/I of 79. Mecánica de suelos – Relaciones humedad / densidad – Parte 1: Métodos de compactación con pisón de 2,5 kg y 305 mm de caída*. Instituto Nacional de Normalización, Chile.

NCh (1980). *N 1532 of 80. Mecánica de suelos – Determinación de la densidad de partículas sólidas*. Instituto Nacional de Normalización, Chile.

Noorany, I. (1989). *Classification of marine sediments*. Journal of Geotechnical Engineering, 115(1), 23-37.

Ortlieb, L., Zuñiga, O., Follegati, R., Escribano, R., Kong, I., Rodríguez, L., & Iratchet, P. (1994). *Paleoceanografía de Bahía Mejillones del Sur (Antofagasta, Chile): Resultados preliminares para el último milenio*. Estudios oceanológicos, 13, 44-55.

Ovalle, C. (2018). *Role of particle breakage in primary and secondary compression of wet and dry sand*. Géotechnique Letters, 8(2).

Richart, F., Hall, J., Woods, R. (1970). *Vibrations Of Soils And Foundations*. Prentice-Hall.

Rodríguez, L., Zárate, O., & Oyarce, E. (1986). *Producción primaria del fitoplancton y su relación con la temperatura, oxígeno, nutrientes y salinidad en la bahía de Mejillones del Sur*. Revista de Biología Marina, 22(1), 75-96.

Rodríguez, L. (2004). *Observaciones sobre efectos de El Niño 1997-1998 en el fitoplancton de bahía Antofagasta y durante un fenómeno de surgencia en bahía Mejillones del Sur, Antofagasta, Chile*. CONA, Chile, Valparaíso, 97-118.

Sánchez, M. A. (2002). *Caracterización geomecánica de diatomeas*. Tesis para optar al título de Ingeniero Civil. Departamento de Ingeniería Civil de la Universidad de Chile, Santiago, Chile.

Sanz, F. (2015). *Modelación numérica estática y dinámica de un depósito de lastre incorporando ruptura de partículas*. Tesis para optar al grado de Magister en Ciencias de la Ingeniería. Pontificia Universidad Católica de Chile

Schofield, A.N. & Wroth, C.P. (1968). *Critical State Soil Mechanics*. McGraw-Hill, London.

Shiwakoti, D. R., Tanaka, H., Tanaka, M., & Locat, J. (2002). *Influences of diatom microfossils on engineering properties of soils*. Soils and Foundations, 42(3), 1-17.

Talliaferro, N. (1933). *The relation of volcanism to diatomaceous and associated sediments*. Bulletin of the University of California (Department of Geological Sciences), 23, 1-56.

Tanaka, H., & Locat, J. (1999). *A microstructural investigation of Osaka Bay clay: the impact of microfossils on its mechanical behaviour*. Canadian Geotechnical Journal, 36(3), 493-508.

Tanaka, H. (2006). *Geotechnical properties of Hachirogata clay*. In Characterisation and Engineering Properties of Natural Soils, Two Volume Set: Proceedings of the Second International Workshop on Characterisation and Engineering Properties of Natural Soils, Singapore.

Terzaghi, K. & Peck, R.B. (1967). *Soil Mechanics in Engineering Practice*. John Wiley & Sons, New York.

Treguer, P., Nelson, D. M., Van Bennekom, A. J., DeMaster, D. J., Leynaert, A., & Quéguiner, B. (1995). *The silica balance in the world ocean: a reestimate*. Science, 268(5209), 375-379.

Verdugo, R. (2008). *Singularities of geotechnical properties of complex soils in seismic regions*. Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering, 134(7), 982-991.

Vucetic, M., & Dobry, R. (1991). *Effect of soil plasticity on cyclic response*. Journal of geotechnical engineering, 117(1), 89-107.

Wesley, L. D. (2010). Discussion of “Singularities of Geotechnical Properties of Complex Soils in Seismic Regions” by Ramon Verdugo. Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering, 136(1), 277-279.

Wood, D. M., Kikumoto, M., & Russell, A. R. (2009). *Particle crushing and deformation behaviour. Prediction and simulation methods for geohazard mitigation*. CRC Press, London.