



UNIVERSIDAD
NACIONAL
DE COLOMBIA

Estudio del comportamiento esfuerzo – deformación – tiempo de un suelo derivado de ceniza volcánica

Ayda Catalina Galvis Castro

Universidad Nacional de Colombia
Facultad de Ingeniería
Área Curricular de Ingeniería Civil y Agrícola
Programa Curricular de Maestría en Ingeniería – Geotecnia
Bogotá D. C., Colombia

2018

Estudio del comportamiento esfuerzo – deformación – tiempo de un suelo derivado de ceniza volcánica

Ayda Catalina Galvis Castro, IC

Tesis o trabajo de investigación presentada como requisito parcial para optar al título de:

Magister en Ingeniería – Geotecnia

Director:

Julio Esteban Colmenares Montañez, IC, MG, MSc, DIC, PhD

Profesor Titular

Codirector:

Juan Carlos García Leal, IC, MIG

Línea de investigación:

Comportamiento mecánico del suelo y modelación

Grupo de investigación:

Suelos Residuales y Parcialmente Saturados

Universidad Nacional de Colombia

Facultad de Ingeniería

Área Curricular de Ingeniería Civil y Agrícola

Programa Curricular de Maestría en Ingeniería – Geotecnia

Bogotá D. C., Colombia

2018

A mi madre, quien es la luz en mi camino.

*A mis hermanas Karen y Nathalia por su
ejemplo de dedicación, constancia y perseverancia.*

*A mi hijo Juan José y esposo Jaime, quienes
llenar mi vida de felicidad y amor.*

Agradecimientos

A mi director, el profesor Julio Esteban Colmenares Montañez, ya que sus conocimientos, orientación, motivación y apoyo continuo hicieron posible la culminación exitosa de este trabajo; para él, mi lealtad y admiración.

Al profesor Juan Carlos García Leal por su valiosas ideas y enseñanzas. Al cuerpo de profesores de la Maestría en Geotecnia y a mi *alma mater*, la Universidad Nacional de Colombia, por la oportunidad de desarrollar y compartir mis conocimientos en Geotecnia.

Mi más sincero agradecimiento a mis colegas Livaniel Viveros Rosero y Weimar García Melo por su ayuda invaluable, compañía y apoyo.

En especial, agradezco y dedico el éxito de mi vida a mis queridos esposo e hijo, quienes compartieron conmigo la finalización de este posgrado; y a mi madre y hermanas por su amor incondicional y constante aliento.

Resumen

Conocer el comportamiento de la deformación del suelo en el tiempo durante la consolidación es esencial en la evaluación de los asentamientos a largo plazo de estructuras geotécnicas. En este trabajo se presenta un estudio de la influencia del tiempo en el comportamiento volumétrico (de compresión) de un suelo derivado de ceniza volcánica, mediante la realización de ensayos de compresión unidimensional e isotrópica. Los resultados muestran que durante la consolidación primaria, la disipación de presión de poros ocurre en un período corto debido a la estructura abierta del suelo, pero la velocidad de deformación disminuye conforme aumenta el nivel de esfuerzo. La conductividad hidráulica y el coeficiente de consolidación también dependen altamente del nivel de esfuerzo; ambos parámetros disminuyen al aumentar el esfuerzo efectivo promedio. Tanto en condiciones de carga isotrópica como en condición de carga K_0 , el suelo derivado de ceniza volcánica presenta deformación volumétrica en el tiempo bajo esfuerzo efectivo constante. Se encontró que, a mayor nivel de esfuerzo efectivo hidrostático, mayor es la tasa de deformación volumétrica durante la consolidación secundaria; no obstante, la tasa de deformación volumétrica decae de manera exponencial. La compresión secundaria observada se atribuyó en parte a cambios en la estructura del suelo. Se anticipa que estos hallazgos proporcionan una comprensión fundamental del comportamiento esfuerzo-deformación-tiempo de los suelos residuales durante la consolidación e información clave para mejorar la evaluación de las deformaciones volumétricas a largo plazo.

Palabras clave: compresión primaria; compresión secundaria; suelos derivados de ceniza volcánica.

Abstract

Prediction of time-dependent deformation of soil is essential in the assessment of long-term settlements of geotechnical structures. One-dimensional and isotropic compression tests were carried out to investigate the influence of time on the compression behavior of volcanic ash soils. The result shows that during primary consolidation, pore pressure dissipation occurs in a short period due to the open structure of the soil, but the rate slows as the stress level rises. Hydraulic conductivity and coefficient of consolidation dependent highly on the stress level; both parameters decrease with increasing the effective mean stress. Under isotropic and K_0 loading conditions, the volcanic ash soil exhibits volumetric deformation under constant effective stress. During secondary consolidation, as higher the consolidation stress level, larger the volumetric strain. It was also observed that the volumetric strain rate decays exponentially with time. Secondary compression measured was attributed in part to changes in soil structure. It is anticipated that these findings provide a fundamental understanding of the stress-strain-time behavior of residual soils during compression and key information for improving assessment of long-term volumetric deformations.

Keywords: primary consolidation; secondary consolidation; volcanic ash soil.

Contenido

	Pág.
Resumen	IX
Lista de figuras	XV
Lista de tablas	XXII
Lista de fotografías	XXIII
Introducción	1
1. Conceptos fundamentales	5
1.1 Teoría de la consolidación unidimensional de Terzaghi (1923)	6
1.2 Modelos históricos para el estudio de la compresibilidad	15
1.2.1 Taylor (1942)	16
1.2.2 Modelo de Bingham	20
1.2.3 Janbu (1969) – Concepto de Resistencia del Tiempo	22
1.2.4 La ley de la Compresibilidad C_α / C_c propuesta por Mesri & Godlewski (1977) 25	
2. Características de los suelos volcánicos	29
2.1 Origen y meteorización	29
2.2 Composición y estructura de los principales minerales arcillosos	32
2.3 Estructura y fábrica	37
2.4 Propiedades índice	38
2.5 Compresibilidad	41
2.6 Resistencia	44
3. Caracterización del suelo estudiado	47
3.1 Localización geográfica y geología	48
3.2 Descripción visual del material	49
3.3 Propiedades índice	50
3.3.1 Distribución granulométrica	51
3.3.2 Límites de consistencia – fracción fina	52
3.3.3 Relaciones volumétricas y gravimétricas	53
3.3.4 Clasificación de suelos	56
3.4 Caracterización química y mineralógica	57
3.4.1 Composición química por fluorescencia de rayos X (XRF)	57
3.4.2 Composición mineralógica basada en análisis petrográfico de sección delgada 58	
3.5 Caracterización general de fábrica	61
3.5.1 Descripción de la minifabrica mediante microscopio óptico (luz polarizada) ..	62

3.6	Resumen de la caracterización	65
4.	Procedimiento experimental.....	67
4.1	Ensayos de consolidación unidimensional	68
4.1.1	Descripción del equipo y configuración general.....	68
4.1.2	Preparación de muestra y montaje en el consolidómetro	69
4.1.3	Metodología y programa de ensayos.....	69
4.2	Ensayos usando equipo triaxial.....	71
4.2.1	Descripción de cámaras triaxiales	71
4.2.2	Preparación de muestras para ensayos triaxiales	74
4.2.3	Montaje de muestra en pedestal de celda triaxial	75
4.2.4	Procedimiento general para la ejecución de ensayos de consolidación isotrópicos.....	77
4.2.5	Programa de ensayos de consolidación isotrópica en cámara triaxial	80
4.2.6	Programa de ensayos con único incremento de carga hidrostática	81
4.3	Resumen del procedimiento experimental	81
5.	Resultados y análisis	83
5.1	Parámetros de compresibilidad durante consolidación primaria.....	84
5.1.1	Índice de compresión C_c y re-compresión C_r en ensayos de compresión unidimensional.....	86
5.1.2	Índice de compresión λ y re-compresión κ durante ensayos de compresión isotrópica	90
5.1.3	Relación entre el índice de compresión c_c estimado a partir de ensayos de consolidación unidimensionales e isotrópicos y la relación de vacíos inicial e_0	92
5.1.4	Esfuerzo de cedencia a partir de ensayos de consolidación isotrópica y unidimensional.....	94
5.2	Compresión secundaria medida a partir de consolidación unidimensional.....	97
5.2.1	Índice de compresión secundario C_{α}	98
5.2.2	Variación del índice de compresión secundario en el tiempo.....	100
5.2.3	Ley de compresibilidad C_{α} / C_c para la estimación de deformaciones volumétricas durante consolidación secundaria en suelos derivados de ceniza volcánica.....	103
5.3	Compresión secundaria observada en ensayos de consolidación isotrópica ..	106
5.3.1	Efecto de la compresión secundaria en la curva $e - \ln(p')$	106
5.3.2	Deformaciones volumétricas durante consolidación secundaria debido a incrementos hidrostáticos de presión	107
5.3.3	Modelo hiperbólico para la estimación de deformaciones volumétricas durante consolidación secundaria en suelos derivados de ceniza volcánica.....	113
5.4	Deformaciones y cambios en la presión de poros locales debido a condiciones no drenadas impuestas durante la consolidación secundaria	118
5.4.1	Presión de poros desarrollada bajo condiciones no drenadas después de finalizar la consolidación primaria	119
5.4.2	Deformación volumétrica y cortante local del suelo durante consolidación secundaria	128
5.5	Curvas de disipación de presión de poros, coeficiente de consolidación c_v y conductividad hidráulica k	131
5.5.1	Curvas de disipación de presión de poros	131
5.5.2	Coeficiente de consolidación c_v y conductividad hidráulica k	135
6.	Conclusiones y recomendaciones	141

6.1	Conclusiones.....	142
6.1.1	Parámetros de compresibilidad durante la consolidación primaria.....	142
6.1.2	Deformación volumétrica, durante la consolidación secundaria, medida a partir de ensayos de consolidación unidimensional	143
6.1.3	Deformación volumétrica, durante la consolidación secundaria, medida a partir de ensayos de consolidación isotrópica	144
6.1.4	Conductividad hidráulica y coeficientes de consolidación	146
6.2	Recomendaciones.....	147
 Anexo A: Resultados durante ensayos de consolidación isotrópicos.....		153
 Anexo B: Deformaciones verticales durante ensayos de consolidación unidimensional.....		161
 Referencias.....		163

Lista de figuras

	Pág.
Figura 1-1: solución de la ecuación de consolidación unidimensional usando series de Fourier para estratos abierto y cerrado con incremento de presión de poros uniforme con la profundidad – isócronas. Fuente: Craig (2004).	8
Figura 1-2: grado de consolidación promedio U_p para diferentes factores de tiempo T_v y diferentes distribuciones de carga con la profundidad del estrato. Fuente: Havel (2004).	9
Figura 1-3: proceso idealizado de consolidación unidimensional: variación del esfuerzo vertical y volumen del suelo homogéneo y saturado después de un incremento de esfuerzo total $\Delta\sigma$. Fuente: Atkinson (2007).	10
Figura 1-4: curva de compresibilidad. Fuente: Budhu (2007).	12
Figura 1-5: modelo idealizado – consolidación primaria y consolidación secundaria. Relación de vacíos vs. logaritmo del tiempo. Fuente: Mitchell y Soga (2005).	13
Figura 1-6: a), modelo reológico; b), resistencia viscosa. Fuente: Barden (1969).	16
Figura 1-7: isócronas de λ y u' . Fuente: Barden (1969) (adaptación).	18
Figura 1-8: curvas de grado de consolidación promedio hipótesis B. Fuente: Barden (1965).	19
Figura 1-9: diagrama que describe el modelo de Bjerrum (1967): “líneas de tiempo” para describir la compresibilidad de una arcilla normalmente consolidada en el tiempo. Fuente: Crawford (1986; después de Bjerrum, 1973).	20
Figura 1-10: a), estructura conceptual del modelo de Bingham. La deformación elástica se representa por ε^e y la deformación viscoplástica por ε^{vp} ; y b), respuesta de bajo un estado de esfuerzo efectivo constante superior al esfuerzo de cedencia derivada del modelo de Bingham. Fuente: Liingaard (2004).	21
Figura 1-11: curvas típicas $\sigma'-\varepsilon$ y $M-\sigma'$ obtenidas mediante ensayos de consolidación. Fuente: Janbu (1985).	23
Figura 1-12: definición de la resistencia del tiempo R para un incremento de carga en consolidómetro. Fuente: Janbu (1985).	24
Figura 1-13: C_α versus C_c para Bearpaw Shale. Fuente: Mesri y Castro (1987).	26
Figura 1-14: comportamiento de C_α con el tiempo en donde se refleja el comportamiento de C_c con el esfuerzo efectivo vertical. Fuente: Mesri y Castro (1987).	27
Figura 2-1: ambiente <i>deposicional</i> . Fuente: Wesley (2002).	30
Figura 2-2: secuencia de meteorización relevante en la formación de la alóftana y los suelos asociados. Fuente: De Vallejo et al. (1981).	31

Figura 2-3: esquema de la composición y capas del mineral arcilloso denominado alófana. Fuente: Calabi-Floody et al. (2011).	33
Figura 2-4: representación cristalográfica de una corte de imogolita. Fuente: Cradwick et al. (1972).	33
Figura 2-5: esquema de la forma del mineral arcilloso alófana. Fuente: Kawachi et al. (2013; Iyoda et al., 2012).	34
Figura 2-6: esquema de la forma del mineral arcilloso Imogolia. Fuente: Levard et al. (2012).	34
Figura 2-7: fotografías de microscopio electrónico de transmisión: a), alófana e imogolita (Wada, 1989); b), alófana montada sobre película de carbón hidrofílico — las flechas indican unidades aisladas (Wada & Wada, 2014)—; y c), imogolita que fue manchada negativamente con LaCl_3 (Wada & Wada, 2014).	35
Figura 2-8: a), muestras de alófana no tratada y tratada; y b), modelo micromorfológico de microagregados de alófana. A: no tratado; B: remoldeada; C: secada (las líneas oblicuas representan la capa de agua). Fuente: Kitagawa (1971). 36	36
Figura 2-9: modelo idealizado de la estructura de un suelo residual – suelo volcánico (nivel de escala de la microfábrica). Fuente: Wallace (1973).	38
Figura 2-10: modelo conceptual de la estructura de un suelo derivado de ceniza volcánica (nivel de escala de la minifábrica). Fuente: Wesley (2012).	38
Figura 2-11: localización de algunos suelos residuales tropicales dentro de la carta de plasticidad de Casagrande convencional. Fuente: Wesley (2010).	40
Figura 2-12: curvas de coeficiente de consolidación c_v vs. esfuerzo efectivo vertical, obtenidas a partir de ensayos de consolidación unidimensional usando el método de la raíz cuadrada del tiempo. Fuente: Herrera et al. (2007).	43
Figura 2-13: mediciones de k y $c_{v,v}$ durante ensayos de disipación de presión de poros en celda triaxial en muestras de suelo residual (muestras de Indonesia y muestras de Nueva Zelanda inalteradas y alteradas). Fuente: Wesley (2003).	44
Figura 3-1: descripción geológica. Fuente: Mapa Geológico de Colombia 2015, escala 1:1.000.000 (Latitud 2977785, Longitud -765008886).	49
Figura 3-2: trinchera de muestreo. Fuente: cortesía del profesor Juan Carlos García Leal (imagen capturada en 2008).	50
Figura 3-3: distribución del tamaño de partícula para fracciones gruesas. Fuente: elaboración propia.	52
Figura 3-4: clasificación de suelos residuales. Fuente: Wesley e Irfan (1997).	56
Figura 3-5: límite líquido e índice de plasticidad del suelo, presentados dentro de la Carta de Plasticidad de Casagrande – modificada por Wesley (1988) para suelos residuales (en rojo los resultados de la tabla 3-2).	57
Figura 3-6: ilustración de los posibles tipos de contacto entre granos. Fuente: Pettijohn et al. (1987).	62
Figura 3-7: ordenamiento y selección de sedimentos de acuerdo con Folk (1980).	65
Figura 4-1: consolidómetros del laboratorio de Geotecnia de la Universidad Nacional de Colombia – Sede Bogotá: a), banco de carga; b), anillo de bronce, piedras	

- porosas, pistón de carga, tornillos de fijación, piezómetros y base; y c), montaje final. Fuente: elaboración propia..... 68
- Figura 4-2: Descripción de equipo triaxial GDS. Fuente: elaboración propia..... 72
- Figura 4-3: diagrama de un aparato triaxial Bishop de trayectorias. Fuente: Fonseca (2011).
..... 73
- Figura 4-4: descripción de equipo triaxial de trayectorias. Fuente: elaboración propia. ... 74
- Figura 4-5: a), detalle de la preparación de muestras de suelo natural; b), recipientes para almacenamiento de muestras en el laboratorio. Muestras de 12 cm de diámetro x 15 cm de altura. Fuente: García (2004). 75
- Figura 4-6: variación del valor de B con el grado de saturación para cuatro clases de suelo (modificado por Lade, 2016). 79
- Figura 5-1: relación de vacíos vs. esfuerzo efectivo vertical. Muestras inalteradas y saturadas. Rap corresponde a ensayos con incrementos de carga rápidos y 24 h corresponde a incrementos de carga cada 24 horas. Fuente: elaboración propia. 87
- Figura 5-2: esfuerzo de cedencia, línea de compresión intrínseca y para suelos con diferentes contenidos de agente cementante. Fuente: Rotta et al. (2003).
..... 88
- Figura 5-3: deformación volumétrica vs. esfuerzo efectivo vertical en escalas logarítmica (a) y aritmética (b). Muestras inalteradas y saturadas. “Rap” corresponde a ensayos con incrementos de carga rápidos y “24h” corresponde a incrementos de carga cada 24 horas. Fuente: elaboración propia. 89
- Figura 5-4: relación de vacíos e versus logaritmo natural del esfuerzo efectivo promedio p' al finalizar la consolidación primaria ($U \sim 100\%$) en los ensayos Cons.ISO-M1-EPC, Cons.ISO-M2-EPC, Cons.ISO-M3-EPC y Cons.ISO-M5-SC (a); y al finalizar la consolidación primaria y durante la consolidación secundaria en el ensayo Cons.ISO-M5-SC (b). $\Delta e_{sc} = e_A - e_B$ representa la reducción en la relación de vacíos luego de un tiempo $t = 2.7 \times 10^3$ min durante la consolidación secundaria. Fuente: elaboración propia..... 90
- Figura 5-5: curvas de compresión al finalizar la consolidación primaria en ensayos de compresión isotrópica. a), deformación volumétrica $\Delta V/V_0$ vs. logaritmo natural del esfuerzo efectivo promedio p' ; y b), deformación volumétrica $\Delta V/V_0$ vs. esfuerzo efectivo promedio p' . Fuente: elaboración propia..... 91
- Figura 5-6: relación entre el índice de compresión C_c y la relación de vacíos inicial e_0 (*in situ*). Fuente: elaboración propia..... 93
- Figura 5-7: trabajo por unidad de volumen vs. esfuerzo efectivo vertical en los ensayos Cons.1D-M1-Rap (a), Cons.1D-M2-Rap (b), Cons.1D-M3-24h (c), y Cons.1D-M4-24h (d). Fuente: elaboración propia. 95
- Figura 5-8: respuesta durante compresión isotrópica de muestras de suelo cementadas artificialmente y curadas bajo esfuerzo. Fuente: Rotta et al. (2003). 96
- Figura 5-9: curvas de trabajo por unidad de volumen versus esfuerzo efectivo promedio p' , obtenidas a partir de ensayos de consolidación isotrópica para la estimación del esfuerzo efectivo promedio de cedencia usando el método del trabajo (Becker et al, 1987). Fuente: elaboración propia..... 97

Figura 5-10: curvas de deformación (*creep*) vs. tiempo para diferentes niveles de esfuerzo cortante ($\sigma_1-\sigma_3$). Fuente: Mitchell y Soga (2005). 98

Figura 5-11: variación de la relación de vacíos e en el tiempo en cada incremento de carga realizado en los ensayos de consolidación unidimensional. Fuente: elaboración propia..... 99

Figura 5-12: índice de compresión secundaria C_α versus esfuerzo efectivo vertical normalizado σ'_v / σ'_y . Fuente: elaboración propia. 99

Figura 5-13: variación de la deformación volumétrica en el tiempo bajo esfuerzo vertical constante. Fuente: elaboración propia.....100

Figura 5-14: e versus $\log(t)$ bajo esfuerzo vertical constante. Fuente: elaboración propia.102

Figura 5-15: variación de C_α con respecto al esfuerzo efectivo vertical durante ensayos de consolidación unidimensional. Fuente: elaboración propia.103

Figura 5-16: relación entre la relación de vacíos, el esfuerzo efectivo vertical y el logaritmo del tiempo durante la consolidación secundaria. Fuente: Mesri y Godlewski (1977).....104

Figura 5-17: C_α versus C_c para el suelo en estudio. Fuente: elaboración propia.105

Figura 5-18: relación de vacíos vs. logaritmo natural del esfuerzo efectivo promedio normalizado durante ensayos Cons.ISO-M4-SC (a) y Cons.ISO-M6-SC (b). Fuente: elaboración propia.106

Figura 5-19: a), relación de vacíos vs. esfuerzo efectivo promedio durante último incremento de carga en ensayo de Cons.ISO-M5-SC; y b), curva de compresión. Fuente: Lerouiel et al. (1996; modificada por Mitchell & Soga [2005]).....107

Figura 5-20: variación en el tiempo de la deformación volumétrica y el grado de consolidación U debido a incremento de carga isotrópica de 50 kPa ($p'=54.1$ kPa) (a), 20 kPa ($p'=73.1$ kPa) (b), 40 kPa ($p'=112.8$ kPa) (c) y 80 kPa ($p'=194.6$ kPa) (d), ejecutados durante el ensayo Cons.Iso.M4-SC. Fuente: elaboración propia..... 108

Figura 5-21: variación de la deformación volumétrica y el grado de consolidación U en el tiempo, debido a un incremento de carga isotrópica de 235 kPa ejecutado durante el ensayo Cons.Iso.M5-SC. Fuente: elaboración propia.109

Figura 5-22: variación de la deformación volumétrica y el grado de consolidación U en el tiempo, debido a incremento de carga isotrópica de: 50 kPa, (b) 80kPa y (c) 165 kPa ejecutados durante el ensayo Cons.Iso.M6-SC.110

Figura 5-23: deformación volumétrica (en porcentaje) en la etapa de consolidación secundaria $[\Delta V/V]_{sc}$ durante los incrementos hidrostáticos en los ensayos Cons.ISO-M4-SC (a) y Cons.ISO-M6 (b).....111

Figura 5-24: a), magnitud de la deformación volumétrica por consolidación secundaria $[\Delta V/V]_{sc}$ (después de 10^3 min) vs. esfuerzo efectivo promedio normalizado p'/p'_y ; y b), deformación volumétrica durante consolidación primaria y secundaria (después de 6 h) en función del esfuerzo hidrostático p . Fuentes: elaboración propia (a) y Chang y Zoback (2010) (b).....112

Figura 5-25: velocidad a la que ocurre la deformación secundaria (gradiente de deformación volumétrica durante consolidación secundaria) vs. tiempo durante ensayos de consolidación isotrópica realizados por múltiples incrementos de carga. Fuente: elaboración propia..... 113

Figura 5-26: parámetros de calibración del modelo hiperbólico para describir la deformación volumétrica durante consolidación secundaria en las etapas de carga 2, 3 y 4 del ensayo de consolidación isotrópica Cons.Iso.M4-SC. Fuente: elaboración propia. 115

Figura 5-27: parámetros de calibración del modelo hiperbólico para describir la deformación volumétrica durante la consolidación secundaria en las etapas de carga 1, 2 y 3 del ensayo de consolidación isotrópico Cons.Iso.M6-SC. Fuente: elaboración propia. 115

Figura 5-28: comparación entre las deformaciones volumétricas durante consolidación secundaria medidas y las curva ajustadas al modelo hiperbólico para diferentes niveles de esfuerzo efectivo promedio p' . Fuente: elaboración propia..... 117

Figura 5-29: parámetros de calibración del modelo hiperbólico estimados para el suelo derivado de ceniza volcánica. Fuente: elaboración propia. 118

Figura 5-30: trayectoria de esfuerzos en ensayos de *creep* no drenados realizados a suelo denominado “Bay Mud” de la bahía de San Francisco (California, EE. UU.). Esfuerzo de confinamiento inicial: a), 49 kPa; y b), 392 kPa. Fuente: Arulanandan et al. (1971; modificada por Mitchell & Soga [2005]). 120

Figura 5-31: variación en el tiempo de la deformación volumétrica global, el incremento de presión de poros y el esfuerzo total promedio durante los ensayos Cons-ISO-ND-M2 ($\Delta p=150\text{kPa}$) (a) y Cons-ISO -ND-M4 ($\Delta p=100\text{kPa}$) (b). Fuente: elaboración propia. 122

Figura 5-32: comportamiento del esfuerzo efectivo p' e incremento de presión de poros en el tiempo durante ciclos drenado – no drenado en ensayo Cons-iso-ND-M2 ($\Delta p = 150 \text{ kPa}$). 123

Figura 5-33: comportamiento del esfuerzo efectivo p' e incremento de presión de poros en el tiempo durante ciclos drenado – no drenado en el ensayo Cons-iso-ND-M4 ($\Delta p = 100 \text{ kPa}$). Fuente: elaboración propia. 123

Figura 5-34: comportamiento del incremento de presión de poros no drenada: a), Δu_{sc-u} versus t ; y b), $\Delta u_{sc-u} / \Delta p$ versus t . Fuente: elaboración propia..... 126

Figura 5-35: exceso de presión de poros desarrollado durante *creep* no drenado. Fuente: Holzer et al. (1973). 127

Figura 5-36: incremento de la presión de poros en el tiempo para muestras inalteradas y remoldeadas de suelo “San Francisco Bay Mud” desarrolladas luego de finalizada la consolidación primaria ($p_o = p = 2 \text{ kg/cm}^2$ y $q = 0$ se mantienen constantes en el tiempo) a causa de una condición no drenada en ensayos de *creep* no drenados. 127

Figura 5-37: comparación entre la deformación volumétrica global $\Delta V/V_0$ y la deformación volumétrica local ϵ_v . Fuente: elaboración propia. 129

Figura 5-38: deformaciones locales $\epsilon_a, \epsilon_r, \epsilon_v, \epsilon_s$ durante los ciclos drenado – no drenado en los ensayos Cons-ISO -ND-M2 (a) y Cons-ISO -ND-M4 (b). Fuente: elaboración propia..... 130

Figura 5-39: grado de consolidación U versus el tiempo t durante incrementos de presión de cámara realizados en el ensayo Cons.ISO-M1-EPC. Fuente: elaboración propia..... 132

Figura 5-40: grado de consolidación U versus el tiempo t en el ensayo Cons.ISO-M2-EPC. Fuente: elaboración propia..... 132

Figura 5-41: grado de consolidación U versus tiempo t durante incrementos de presión de cámara realizados en el ensayo Cons.ISO-M3-EPC. Fuente: elaboración propia..... 132

Figura 5-42: grado de consolidación U versus el tiempo t durante incrementos de presión de cámara realizados en el ensayo Cons.ISO-M4-SC. Fuente: elaboración propia..... 133

Figura 5-43: grado de consolidación U versus el tiempo t durante incrementos de presión de cámara realizados en el ensayo Cons.ISO-M6-SC. Fuente: elaboración propia..... 133

Figura 5-44: tiempo requerido para la disipación del incremento de presión de poros versus normalizado por el cuadrado de la altura inicial de la muestra, versus: a), el esfuerzo efectivo promedio p' normalizado por el esfuerzo efectivo de cedencia p'_y ; y b), el incremento total de esfuerzo promedio Δp durante cada incremento de presión de cámara en ensayos de consolidación isotrópica. Fuente: elaboración propia..... 134

Figura 5-45: coeficiente de consolidación c_v y conductividad hidráulica k versus el esfuerzo efectivo promedio p' durante ensayos de consolidación isotrópica. Fuente: elaboración propia..... 136

Figura 5-46: conductividad hidráulica k reportados por Lambe y Whitman (1969) para diferentes tipos de suelo..... 137

Figura 5-47: variación de la conductividad hidráulica k con respecto a la relación de vacíos e . Fuente: elaboración propia..... 138

Figura 5-48: coeficiente de consolidación c_v vs. esfuerzo efectivo vertical normalizado por el esfuerzo de cedencia $\sigma'_v / \sigma'_{y_c}$, determinado mediante ensayos de consolidación unidimensional. Fuente: elaboración propia..... 140

Figura A. 1: variación en el tiempo de la deformación volumétrica global, incremento de presión de poros y esfuerzo total promedio durante el ensayo Cons-iso-ND-M1 ($\Delta p=140\text{kPa}$). Fuente: elaboración propia..... 152

Figura A. 2: variación en el tiempo de la deformación volumétrica global, incremento de presión de poros y esfuerzo total promedio durante el ensayo Cons-iso-ND-M2 ($\Delta p=150\text{kPa}$). Fuente: elaboración propia..... 152

Figura A. 3: variación en el tiempo de la deformación volumétrica global, incremento de presión de poros y esfuerzo total promedio durante ensayo Cons-iso-ND-M3 ($\Delta p=100\text{kPa}$). Fuente: elaboración propia..... 153

- Figura A. 4: variación en el tiempo de la deformación volumétrica global, incremento de presión de poros y esfuerzo total promedio durante el ensayo Cons-iso-ND-M4 ($\Delta p=100\text{kPa}$). Fuente: elaboración propia..... 153
- Figura A. 5: desplazamientos medidos con instrumentación local (LVDT) durante el ensayo Cons-iso-ND-M1 ($\Delta p=140\text{kPa}$). Fuente: elaboración propia..... 154
- Figura A. 6: desplazamientos medidos con instrumentación local (LVDT) durante el ensayo Cons-iso-ND-M2. ($\Delta p=150\text{kPa}$). Fuente: elaboración propia..... 155
- Figura A. 7: desplazamientos medidos con instrumentación local (LVDT) durante el ensayo Cons-iso-ND-M3 ($\Delta p=100\text{kPa}$). Fuente: elaboración propia..... 155
- Figura A. 8: desplazamientos medidos con instrumentación local (LVDT) durante el ensayo Cons-iso-ND-M4 ($\Delta p=100\text{kPa}$). Fuente: elaboración propia..... 156
- Figura A. 9: variación en el tiempo de las deformaciones evaluadas a partir de mediciones locales en ensayo (a) Cons-iso-ND-M1 ($\Delta p=140\text{kPa}$) y (b) Creeo-iso-ND-M1 ($\Delta p=150\text{kPa}$). Fuente: elaboración propia..... 157
- Figura A. 10: variación en el tiempo de las deformaciones evaluadas a partir de mediciones locales en ensayo (a) Cons-iso-ND-M3 ($\Delta p=100\text{kPa}$) y (b) Creeo-iso-ND-M4 ($\Delta p=100\text{kPa}$). Fuente: elaboración propia..... 158
-
- Figura B. 1: deformaciones verticales durante cada incremento de carga realizado en el ensayo Cons1D-M1-Rap. Fuente: elaboración propia..... 159
- Figura B. 2: deformaciones verticales durante cada incremento de carga realizado en el ensayo Cons1D-M2-Rap. Fuente: elaboración propia..... 159
- Figura B. 3: deformaciones verticales durante cada incremento de carga realizado en el ensayo Cons1D-M3-24h. Fuente: elaboración propia. 160
- Figura B. 4: deformaciones verticales durante cada incremento de carga realizado en ensayo Cons1D-M4-24h. Fuente: elaboración propia. 160

Lista de tablas

	Pág.
Tabla 1-1:	Modelo análogo – proceso de consolidación en suelo homogéneo y saturado (tomado Holtz et al., 2011)..... 11
Tabla 1-2:	Representación esquemática de modelos de material elemental:(a) elemento elástico, (b) elemento viscoso y (c) elemento plástico. La deformación elástica es representada por ε^e y la velocidad de deformación viscosa por εv . E es la constante de deformación elástica o módulo de Young y η es el coeficiente de viscosidad. El elemento plástico se activa una vez el esfuerzo σ exceda σ_y , y se generan las deformaciones plásticas (tomada de Liingaard, et al.,2004). 6
Tabla 1-3:	Parámetros de consolidación secundaria (tomada de Mitchell & Soga, 2005)..... 27
Tabla 2-1:	Influencia de las condiciones ambientales en la formación de los minerales dominantes de suelos volcánicos (Tomado de De Vallejo et al., 1981). .. 30
Tabla 2-2:	Propiedades índice de los suelos derivados de ceniza volcánica en Colombia y el mundo (tomado de Herrera et al., 2007). 39
Tabla 2-3:	Esfuerzos de cedencia para varios suelos residuales obtenidos a partir de ensayos de consolidación realizados en equipo de consolidación unidimensional o equipo triaxial con trayectoria K_0 (tomado de Mitchell & Soga, 2005)..... 42
Tabla 3-1:	Porcentajes de fracciones gruesas y finas..... 51
Tabla 3-2:	Límites de consistencia. 53
Tabla 3-3:	Pesos específicos de solidos G_s 54
Tabla 3-4:	Pesos específicos G_s reportados para suelos derivados de cenizas volcánicas en Colombia y otros países (modificado de Herrera et al., 2007)..... 54
Tabla 3-5:	Propiedades volumétricas y gravimétricas..... 55
Tabla 3-6:	Resumen de propiedades índice del suelo estudiado..... 55
Tabla 3-7:	Compuestos identificados mediante técnica de fluorescencia de rayos-X. 58
Tabla 3-8:	Composición mineralógica del armazón mediante análisis petrográfico de sección delgada. 59
Tabla 3-9:	Composición general de la sección delgada de suelo. 61

Tabla 3-10:	Cuantificación del tipo de contactos entre granos.	62
Tabla 3-11:	Análisis de frecuencia para la distribución de tamaños en la sección delgada según estándar.....	64
Tabla 3-12:	Evaluación del parámetro Phi para la definición del tipo de gradación.	64
Tabla 4-1:	Matriz de ensayos de consolidación unidimensional.	70
Tabla 4-2:	-Ensayos de consolidación unidimensional con un único incremento de carga vertical.	71
Tabla 4-3:	Matriz de ensayos de consolidación isotrópica.	80
Tabla 4-4:	Matriz de ensayos con único incremento hidrostático.	81
Tabla 5-1:	Índices de compresión y re-compresión obtenidos a partir de ensayos de consolidación unidimensional.....	88
Tabla 5-2:	Índices κ , λ y C_c obtenidos a partir de ensayos de consolidación isotrópica con incrementos de carga una vez disipado el incremento de presión de poros ($U \sim 100\%$).	91
Tabla 5-3:	Esfuerzos de cedencia σ'_y obtenidos a partir de ensayos de consolidación unidimensional.	96
Tabla 5-4:	Esfuerzos de cedencia p'_y obtenidos a partir de ensayos de consolidación isotrópica.	97
Tabla 5-5:	Variación de $C_{\alpha,avg}$ con respecto al esfuerzo efectivo vertical durante ensayos de consolidación unidimensional de larga duración.	103
Tabla 5-6:	Valores de C_{α}/C_c definidos para algunos suelos reportados por (Mesri, 2001)	105
Tabla 5-7:	Parámetros de calibración del modelo hiperbólico obtenidos a través de un ajuste lineal en el ensayo Cons.Iso.M4-SC.	116
Tabla 5-8:	Incrementos de la presión de poros, bajo condición no drenada, registrados durante un periodo de tiempo $\Delta_t = 1000$ min en el ensayo Cons-ISO-ND-M2	125
Tabla 5-9:	Incrementos de la presión de poros, bajo condición no drenada, registrados durante un periodo de tiempo $\Delta_t = 1000$ min en el ensayo Cons-ISO-ND-M4	125
Tabla 5-10:	Expresiones para la determinación del t_{100} a partir de ensayos triaxiales (modificado por Bishop y Henkel, 1962) para condiciones isotrópicas (tomado de Lade, P. V. 2016) (h representa la altura de la muestra).	135

Lista de fotografías

	Pág.
Fotografía 3-1: Muestra usadas en los ensayos de límites: líquido, plástico y de contracción (Laboratorio de Geotecnia de la Universidad Nacional de Colombia – Sede Bogotá).	53
Fotografía 3-2: Imagen tomada en una locación de la sección delgada de suelo usando microscopio petrográfico LEITZ bajo luz transmitida polarizada. En la figura se observan los fragmentos líticos de Horblenda (Hrn), líticos volcánicos (Rv) y Plagiocasa (Pg), y la presencia de poros.	60
Fotografía 3-3: Matriz donde predomina la ceniza volcánica, líticos volcánicos, horblenda, plagioclasas en tamaño arcilla y arena muy fina.	60
Fotografía 3-4: Estructura matriz soportada: cristales de horblenda (exfoliación 60 – 120 grados) flotando en una matriz (color más oscuro).	63
Fotografía 3-5: El poro es la estructura en forma de zig-zag, se distingue por el color más claro.	63
Fotografía 4-1: Montaje de muestras en el triaxial de trayectoria de esfuerzos.	76

Introducción

El desempeño a largo plazo de estructuras geotécnicas tales como terraplenes, túneles y excavaciones depende, en gran medida, de la evaluación de los efectos del tiempo en el comportamiento esfuerzo – deformación del suelo (Yin & Graham, 1999; Yamamuro & Lade, 1993; Augustesen et al. , 2004; Borja & Kavazanjian, 1985). No obstante, la influencia del tiempo es altamente dependiente de las propiedades intrínsecas del suelo, tales como su composición mineralógica, fábrica y distribución granulométrica (Brandes & Nakayama, 2010; Augustesen, Liingaard & Lade, 2004). Por ejemplo, turbas y otros suelos con alto contenido de materia orgánica exhiben grandes asentamientos bajo esfuerzos efectivos constantes (Bobet et al., 2011). En el caso de suelos arenosos no plásticos, estudios recientes han indicado que, en ciertas condiciones de nivel de esfuerzo, estos suelos también pueden presentar considerable cantidad de deformaciones dependientes del tiempo (Liingaard, et al., 2004; Chang & Zoback, 2010). Los casos históricos reportados en Crawford & Morrison (1997) revelan no solo la importancia de los asentamientos secundarios, sino también la existencia de asentamientos a largo plazo en depósitos de suelo que presentan una composición y fábrica compleja y variada. Esto sugiere la necesidad de estudios experimentales y modelos constitutivos enfocados no solo en los dos extremos del rango de comportamiento de los suelos (*i. e.*, arcillas y arenas), sino en suelos frecuentemente encontrados en la naturaleza, como los suelos residuales.

En Colombia, los depósitos de suelos derivados de ceniza volcánica ocupan cerca del 12 % del territorio (Herrera et al., 2007; Malagón et al., 1995; Malagón et al., 1991) y se encuentran a lo largo de los grandes centros demográficos y de crecimiento económico. Por lo tanto, resulta de gran importancia no solo para su aplicación práctica, sino también para la investigación fundamental sobre el comportamiento de suelos residuales, conocer la dependencia del tiempo en la respuesta esfuerzo – deformación de los suelos derivados de ceniza volcánica.

Los suelos derivados de ceniza volcánica son suelos residuales que se caracterizan por presentar cambios irreversibles en sus propiedades físicas y geomecánicas luego de ser sometidos a proceso de secado o remoldeo (Maeda et al., 1977; Wesley, 1988, 1977, 1973; Rao, 1995; Kitazono et al., 1987; Allbrook, 1985; Narwal, 2002; Rouse et al., 1986). En comparación con suelos sedimentarios de propiedades índice similares, los suelos derivados de ceniza volcánica exhiben una mayor resistencia (*i. e.*, resistencia no drenada y ángulos de fricción), que no se correlaciona bien con sus límites de Atterberg (Brandes & Nakayama, 2010; Wesley, 1990, 2003). Estos suelos también se caracterizan por presentar una alta conductividad hidráulica y elevada relación de vacíos (Herrera et al., 2007), propiedades que influyen directamente en el proceso de disipación de presiones de poros.

El conocimiento del comportamiento esfuerzo-deformación-tiempo de los suelos derivados de ceniza volcánica se ha limitado a la etapa de consolidación primaria, y es poco lo que se conoce acerca de la influencia del tiempo en las deformaciones del suelo bajo esfuerzos efectivos constantes. A partir de ensayos de consolidación unidimensional convencionales, Hürlimann et al. (2001) observaron que el proceso de consolidación primaria en suelos derivados de ceniza volcánica ocurre en periodos de tiempo cortos. Por otro lado, Koizumi e Ito (1963) llevaron a cabo una investigación en campo y en laboratorio para estudiar las deformaciones debidas a la consolidación secundaria en suelos derivados de ceniza volcánica. Esta investigación incluyó el registro, durante más de 8 años, de los asentamientos de una estructura cimentada sobre un depósito de suelo derivado de ceniza volcánica conocido como Kanto Loam, el cual se compone de alófana como mineral arcilloso dominante. Los resultados en campo revelaron la existencia de un aporte importante de asentamientos ocurridos luego de disipado el incremento de presión de poros, es decir, debidos a la compresión secundaria. Las mediciones de campo de Koizumi & Ito (1963) fueron validadas mediante la ejecución de ensayos de laboratorio para el estudio y cuantificación de la compresión secundaria bajo diferentes niveles y condiciones de esfuerzos. Los autores señalados concluyeron que este tipo de suelos exhibe deformaciones durante la consolidación secundaria, las cuales se incrementan directamente con el logaritmo del tiempo.

Se han propuesto diversos mecanismos para explicar las deformaciones desarrolladas en el tiempo después de disipado el incremento de presión de poros. Algunos de estos

mecanismos son la redistribución de fluido de poros contenida en los microporos hacia los macroporos (Holzer et al., 1973 y Arulanandan et al., 1971); la deformación retardada que ocurre a nivel de los microporos contenidos en los agregados de arcilla (Sills, 1995); las interacciones de las fuerzas de atracción y repulsión interparticulares (Sridharan & Rao, 1982); y el reordenamiento entre partículas con el fin de encontrar una condición estable (Bowman & Soga, 2003). No obstante, existe poca evidencia acerca de los posibles mecanismos causantes de la compresión secundaria en los suelos derivados de ceniza volcánica.

El objetivo principal de la presente investigación es, entonces, evaluar la influencia del tiempo en la deformación volumétrica de un suelo saturado derivado de ceniza volcánica del departamento de Quindío (Colombia) bajo diferentes niveles de esfuerzo en condición de carga isotrópica y carga K_0 . Para lograr este propósito se llevó a cabo un programa experimental que incluyó la realización de ensayos de consolidación unidimensional convencionales y ensayos triaxiales de compresión isotrópica.

Los resultados y conclusiones de este estudio amplían el conocimiento del comportamiento de estos suelos, al tiempo que proporcionan resultados experimentales útiles para el desarrollo de modelos más rigurosos, basados en el comportamiento real de los suelos residuales.

Este documento se compone de cinco capítulos, los cuales se describen brevemente a continuación:

- Capítulo 1: presenta los conceptos teóricos fundamentales sobre consolidación y compresibilidad en los cuales se enmarcó la investigación.
- Capítulo 2: describe el origen y el proceso de formación de los suelos derivados de ceniza volcánica, y algunas propiedades características de estos suelos reportadas en la literatura.
- Capítulo 3: muestra los resultados de los ensayos índice empleados para la caracterización del material, así como la descripción mineralógica, química, y de la fábrica del suelo estudiado.
- Capítulo 4: presenta la metodología seguida en los ensayos de consolidación, acompañada de una descripción de los equipos empleados en el desarrollo; e incluye el plan de ensayos ejecutado.

- Capítulo 5: contiene los resultados de los ensayos de consolidación unidimensional e isotrópica. Se discute la dependencia de la compresión con el tiempo y el nivel de esfuerzos. Adicionalmente, se evalúan dos modelos para describir el comportamiento esfuerzo – deformación – tiempo.
- Capítulo 6: sintetiza las conclusiones derivadas de la investigación y presenta recomendaciones para estudios futuros.

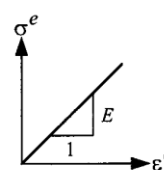
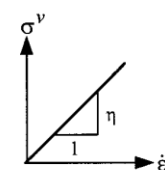
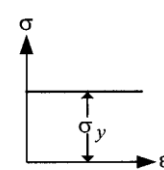
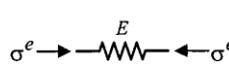
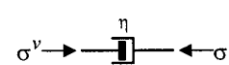
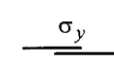
1. Conceptos fundamentales

Un gran número de modelos constitutivos han sido desarrollados con el fin de capturar los efectos del tiempo¹ en el comportamiento del suelo. En general, estos modelos pueden ser clasificados en tres tipos: empíricos (Janbu, 1969; Mesri & Godlewski, 1977; Whittle & Pestana, 1998; Bjerrum, 1967; Yin & Graham, 1999; Singh & Mitchell, 1968; Leroueil et al., 1985); reológicos (Maxwell, Kelvin-Voigt y Bingham); y elasto-viscoplásticos, que incorporan el gradiente de deformación en el comportamiento esfuerzo-deformación-tiempo de los suelos (Lade & Liu, 2000; Borja & Kavazanjian, 1985; di Prisco & Vardoulakis, 2000). En general, los modelos empíricos se obtienen a través de ajuste experimental de resultados de ensayos de laboratorio. A pesar de que las relaciones constitutivas experimentales son derivadas para un problema de frontera específico, estas se caracterizan no solo por proporcionar fundamentos para el desarrollo de modelos constitutivos más rigurosos, sino también por cuanto proporcionan soluciones prácticas a problemas ingenieriles. Con respecto a los modelos reológicos, sus relaciones constitutivas se derivan de la combinación de modelos de comportamiento elementales derivados de la mecánica de sólidos, tales como el elemento elástico (Hooken), el elemento plástico (Saint-Venant) y el elemento viscoso (Newton), como se describen en la Tabla 1-1. Los modelos generales de esfuerzo-deformación-tiempo que incorporan leyes constitutivas, tales como *total strain law*, *time-hardening law* y *strain-hardening law* —que pueden, en principio, simular diferentes trayectorias de esfuerzos y están representados matemáticamente de manera incremental para ser implementados en análisis de elementos finitos—, no son descritos en esta revisión. Una revisión de los modelos generales de esfuerzo-deformación-tiempo se presenta en Liingaard et al. (2004).

¹ El efecto del tiempo en el suelo no solo se relaciona al proceso de consolidación, sino que también se refiere a los efectos viscoso del esqueleto del suelo, tales como el “creep” (definido como deformación en el tiempo bajo un nivel de esfuerzo constante) y la relajación de esfuerzos.

A continuación, se presenta el marco de referencia general del comportamiento esfuerzo – deformación – tiempo del suelo, mediante la descripción de modelos básicos y teorías reportadas ampliamente en la literatura sobre la consolidación y compresibilidad del suelo.

Tabla 1-1: representación esquemática de modelos de material elemental: a), elemento elástico; b), elemento viscoso; y c), elemento plástico. La deformación elástica es representada por ε^e ; y la velocidad de deformación viscosa, por $\dot{\varepsilon}^v$. E es la constante de deformación elástica o módulo de Young, y η es el coeficiente de viscosidad. El elemento plástico se activa una vez el esfuerzo σ exceda σ_y , y se generan las deformaciones plásticas. Fuente: Liingaard et al. (2004).

a. Linear spring	b. Viscous dashpot	c. Plastic slider
		
 $\sigma^e = E\varepsilon^e$	 $\sigma^v = \eta \dot{\varepsilon}^v$	 $\langle \sigma - \sigma_y \rangle = \begin{cases} \sigma - \sigma_y & \text{for } \sigma > \sigma_y \\ 0 & \text{for } \sigma \leq \sigma_y \end{cases}$

1.1 Teoría de la consolidación unidimensional de Terzaghi (1923)

La consolidación puede idealizarse como el proceso en el cual el suelo saturado disminuye su contenido de agua sin que esta sea remplazada por aire (Lambe & Whitman, 1969). Más allá de la conceptualización, Terzaghi dedujo la ecuación de consolidación unidimensional (véase la ecuación 1.1), la cual permite determinar el valor de la presión de poros u y la relación de vacíos e en el suelo a cualquier profundidad z y en cualquier momento en el tiempo t mediante la siguiente ecuación diferencial:

$$\frac{\partial u}{\partial t} = c_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad (1.1)$$

Dónde c_v es el coeficiente de consolidación, el cual está definido como:

$$c_v = \frac{k}{m_v \gamma_w} \quad (1.2)$$

donde:

k	conductividad hidráulica
u	incremento de presión de poros
z	profundidad
γ_w	peso unitario del agua

$$m_v = \frac{1}{(1 + e_0)} \frac{\Delta e}{\Delta \sigma'}$$

módulo de compresibilidad o coeficiente de compresibilidad volumétrico

La ecuación 1.1 puede solucionarse mediante series de Fourier, las cuales dependen de las condiciones de frontera impuestas al suelo (condiciones de drenaje y distribución del incremento del esfuerzo total con la profundidad). Por ejemplo, Craig (2004) presenta la solución para dos condiciones de frontera diferentes, (i) estrato abierto y (ii) estrato cerrado en la base, con incremento inicial de presión de poros u_0 uniforme con la profundidad z (véase la Figura 1-1):

$$u = u_0 \sum_{n=0}^{\infty} \left(\frac{2}{M} \sin(MZ) e^{-M^2 T_v} \right)$$

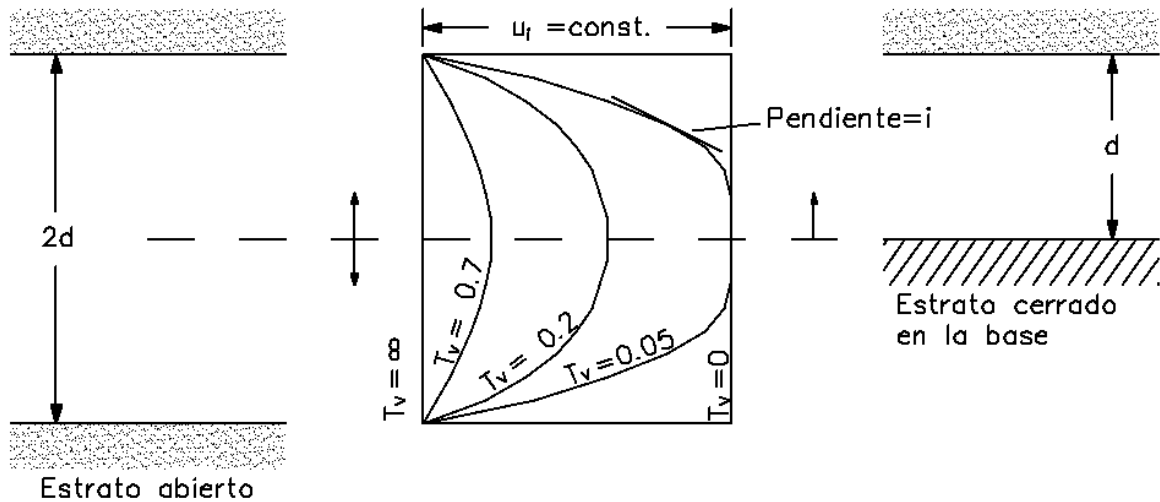
$$M = (2n + 1) \frac{\pi}{2} \quad (1.3)$$

$$Z = \frac{z}{H} \quad \rightarrow \text{factor profundidad}$$

$$T_v = \frac{c_v \cdot t}{H^2} \quad \rightarrow \text{factor tiempo}$$

Donde u es el incremento de presión de poros para un tiempo t y una profundidad z dada, u_0 es el incremento de presión de poros inicial y H es el espesor del estrato de suelo.

Figura 1-1: solución de la ecuación de consolidación unidimensional usando series de Fourier para estratos abierto y cerrado con incremento de presión de poros uniforme con la profundidad – isócronas. Fuente: Craig (2004).



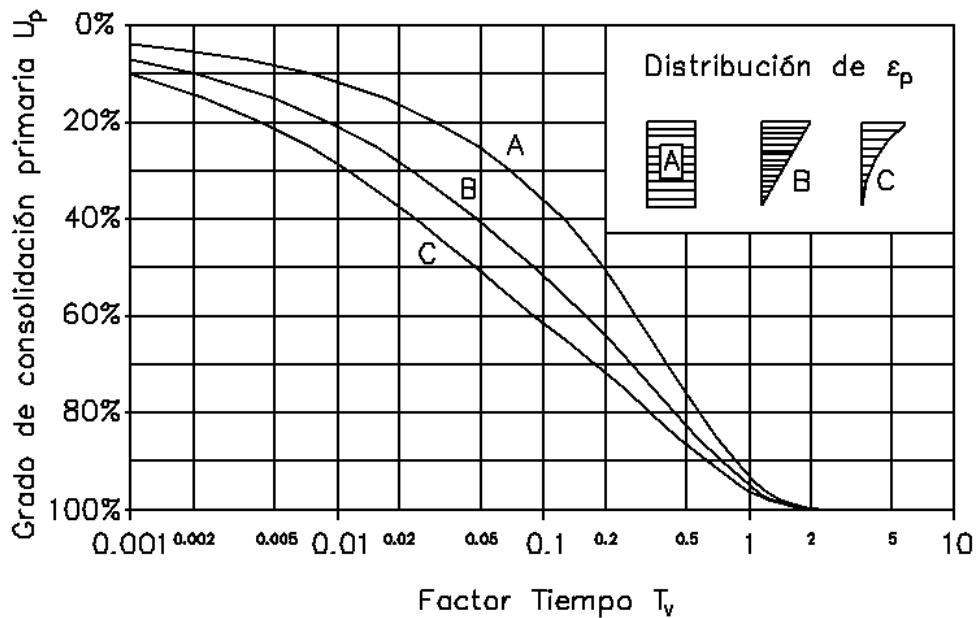
De la teoría de consolidación unidimensional de Terzaghi se desprenden dos conceptos, conocidos como el grado de consolidación U y el grado de consolidación promedio U_p . El segundo se define matemáticamente mediante la ecuación 1.4. Al remplazar la ecuación 1.3 en 1.4 se obtienen las isócronas de grado de consolidación ($0 \leq U \leq 1$) para un tiempo t y profundidad z dado.

$$U = \frac{u_o - u}{u_o} \quad (1.4)$$

El grado de consolidación promedio U_p representa el porcentaje promedio de presión de poros disipado en el estrato completo de suelo. Para un estrato de suelo de espesor H , el grado de consolidación promedio U_p para un tiempo t (véase la Figura 1-2) está dado por la siguiente expresión (ecuación 1.5):

$$U_p = \frac{\int_0^H (u_o - u) dz}{\int_0^H (u_o) dz} \quad (1.5)$$

Figura 1-2: grado de consolidación promedio U_p para diferentes factores de tiempo T_v y diferentes distribuciones de carga con la profundidad del estrato. Fuente: Havel (2004).



La teoría de consolidación unidimensional de Terzaghi se derivó de las siguientes suposiciones y simplificaciones (Das, 1997; Havel, 2004):

- El modelo es aplicable para suelo en condición saturada; y tanto el agua que ocupa los vacíos del esqueleto del suelo como las partículas de suelo (fase sólida) se consideran materiales incompresibles. De acuerdo con lo anterior, las deformaciones ocurren básicamente debido a la disminución en el volumen de los vacíos (ocupados por agua) del esqueleto del suelo.
- La ley de Darcy es válida y tanto el flujo como la deformación del estrato del suelo ocurren en la misma dirección.
- La conductividad hidráulica k y el módulo de compresibilidad m_v son constantes en el tiempo; en otras palabras, estas propiedades del suelo no cambian durante el proceso de consolidación.
- La deformación que se presenta en el suelo ocurre exclusivamente como resultado de la variación en el esfuerzo efectivo.

En la Figura 1-3 se esquematiza el proceso de consolidación unidimensional para un suelo saturado, homogéneo e isotrópico mediante el uso de dos elementos reológicos: un resorte que representa el comportamiento elástico y un amortiguador viscoso. En esta figura se muestra de manera idealizada cómo varían el esfuerzo vertical y el volumen del suelo después de someterse este último a un incremento de esfuerzo total vertical $\Delta\sigma$. De acuerdo con Atkinson (2007), el proceso se puede dividir en cuatro etapas, que comienzan por su estado inicial (etapa I) y finalizan con la disipación total del incremento de presión de poros y cambio de volumen (etapa IV). La Tabla 1-2 presenta en detalle la descripción de cada etapa, haciendo uso de los elementos reológicos antes mencionados dentro del modelo análogo para la consolidación unidimensional. En este modelo (véanse imágenes en la Tabla 1-2), las fases líquida y sólida son representadas por el agua del cilindro y por un elemento elástico de Hook (resorte), respectivamente. La cantidad de flujo depende tanto de la abertura de la válvula (que simula la conductividad hidráulica del suelo), como del módulo de compresibilidad del resorte (que representa la compresibilidad del suelo).

Figura 1-3: proceso idealizado de consolidación unidimensional: variación del esfuerzo vertical y volumen del suelo homogéneo y saturado después de un incremento de esfuerzo total $\Delta\sigma$. Fuente: Atkinson (2007).

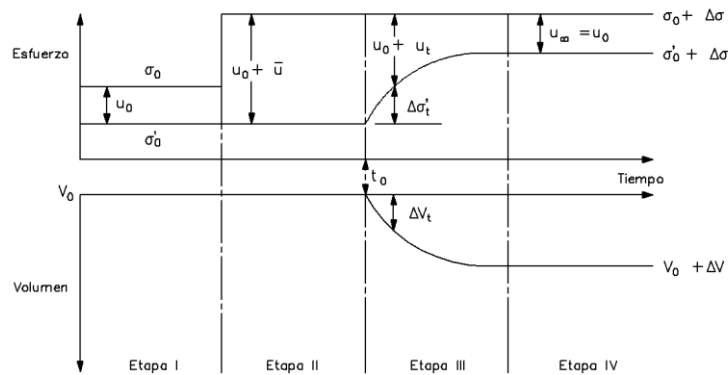
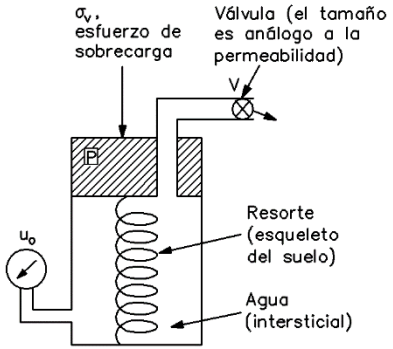
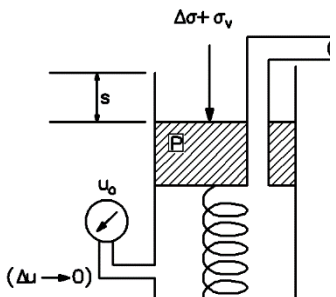


Tabla 1-2: modelo análogo – proceso de consolidación en suelo homogéneo y saturado.
Fuente: Holtz et al. (2011).

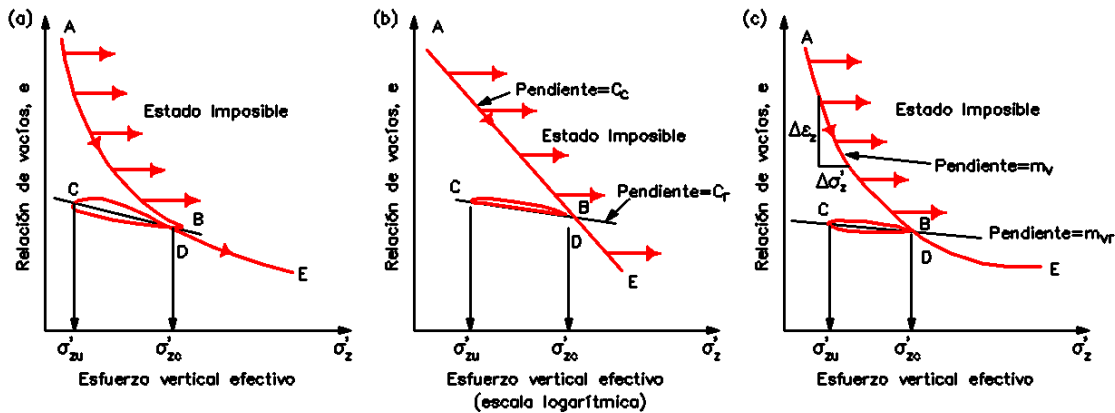
<p>Etapa I</p> 	<p>Estado inicial: condición de equilibrio.</p> <p>Esfuerzo total = σ_0 Presión de poros = u_0 Esfuerzo efectivo = σ'_0 Volumen = V_0</p>
<p>Etapa II</p>	<p><i>Incremento de esfuerzo total</i> La válvula de drenaje se cierra y el esfuerzo total se incrementa en un $\Delta\sigma$; esto corresponde a una carga inmediata del suelo antes de que el agua pueda drenar de los poros.</p> <p>$t = 0 \rightarrow \Delta u = \Delta\sigma$ y $\Delta\sigma' = 0$</p> <p>Esfuerzo total = $\sigma_0 + \Delta\sigma$ Presión de poros = $u_0 + \Delta u$ Esfuerzo efectivo = σ'_0 Volumen = V_0</p>
<p>Etapa III</p>	<p><i>Disipación del incremento de presión de poros en el tiempo</i> En un instante de tiempo t_0, la válvula de drenaje se abre, el agua empieza a fluir desde el cilindro y el pistón se hunde.</p> <p>$t > 0 \rightarrow \Delta u_t < \Delta\sigma$ y $\Delta\sigma' > \Delta\sigma - \Delta u_t > 0$</p> <p>Esfuerzo total = $\sigma_0 + \Delta\sigma$ Presión de poros = $u_0 + u_t$ Esfuerzo efectivo = $\sigma'_0 + (\Delta\sigma - u_t)$ Volumen = $V_0 + \Delta V_t$</p>
<p>Etapa IV</p> 	<p><i>Finalización del proceso de consolidación</i> Después de un largo tiempo t_∞, el gradiente hidráulico y el flujo de agua a través de la válvula se hacen despreciables y el modelo vuelve a estar en equilibrio.</p> <p>$t_\infty \rightarrow \Delta u = 0$ y $\Delta\sigma' = \Delta\sigma$</p> <p>Esfuerzo total = $\sigma_0 + \Delta\sigma$ Presión de poros = u_0 Esfuerzo efectivo = $\sigma'_0 + \Delta\sigma$ Volumen = $V_0 + \Delta V$</p>

De acuerdo con el modelo de consolidación unidimensional de Terzaghi, debido a que no existen más deformaciones en el suelo al finalizar el proceso de consolidación, es posible obtener la curva de compresibilidad independiente del tiempo al graficar los esfuerzos

efectivos verticales y la deformación vertical (o relación de vacíos), obtenidas después de cada incremento de carga total. La Figura 1-4 muestra el comportamiento teórico del esfuerzo-deformación en escalas aritmética y logarítmica de los esfuerzos verticales, deformación vertical y relación de vacíos. De esta figura es importante mencionar que:

- La línea o trayectoria ABE es llamada “línea de compresión virgen” (VCL).
- La trayectoria BC es una línea de descarga; y la trayectoria CD, una de recarga. A pesar de que existe un comportamiento histerético en la trayectoria de descarga – recarga, en la práctica esta trayectoria es asumida como una de igual pendiente, denominada “línea de descarga-recarga” (URL).

Figura 1-4: curva de compresibilidad. Fuente: Budhu (2007).

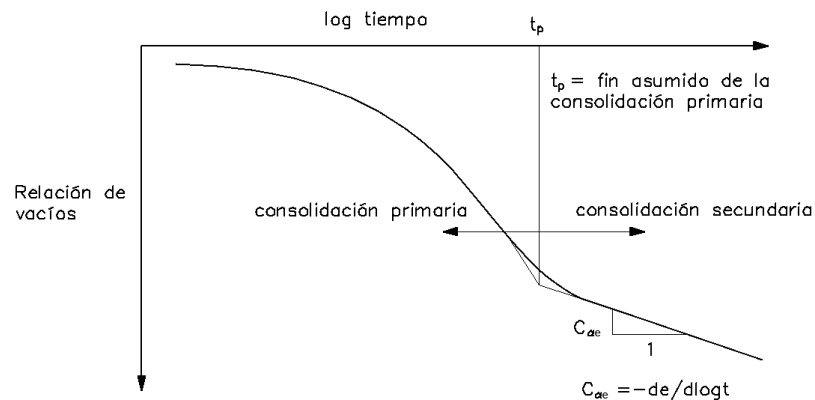


Luego de su formulación, y debido a su amplia difusión en textos, la teoría de la consolidación unidimensional de Terzaghi ha sido utilizada para ayudar a predecir los cambios volumétricos y los asentamientos generados por los incrementos de esfuerzo. Sin embargo, en muchos casos esta teoría no reproduce de manera bien aproximada el comportamiento real del suelo (Mitchell & Soga, 2005). En realidad, la mayoría de los suelos continúa un proceso de compresión aun cuando el incremento de presión de poros se haya disipado. La anterior hipótesis ha sido discutida por muchos autores, quienes señalan que la expulsión de agua durante la compresión secundaria (disminución en la relación de vacíos) se debe al flujo de agua contenida en la microfábrica; y solo puede ser generada por la presencia de una pequeña diferencia en la presión hidrostática, aun

cuando comúnmente se asuma que no existe exceso de presión de poros hidrostática durante esta etapa (Leroueil & Hight, 2003).

Teniendo en cuenta que el modelo de consolidación unidimensional de Terzaghi (1923) no sustentaba las deformaciones generadas en el suelo después de disipado el incremento de presión de poros, el proceso de consolidación fue dividido entre una consolidación primaria, descrita por el modelo de Terzaghi (1923), y la compresión secundaria, en donde aparentemente la relación entre el logaritmo del tiempo y la relación de vacíos es lineal para la mayoría de suelos, como lo indica la Figura 1-5. Por lo tanto, en términos conceptuales, cuando un suelo saturado es sometido a un incremento de carga, este presenta una tendencia al cambio de volumen, el cual, a su vez, puede encadenar principalmente dos procesos que definen la consolidación de un suelo desde el punto de vista de la mecánica clásica: a), compresión primaria, en donde la disminución volumétrica (o disminución en la relación de vacíos) ocurre durante un incremento de esfuerzo efectivo y disminución del incremento de presión de poros; y b), compresión secundaria, en donde se presenta una disminución de volumen (o disminución en la relación de vacíos) bajo esfuerzo efectivo constante (Leroueil & Hight, 2003; Mitchell & Soga, 2005).

Figura 1-5: modelo idealizado – consolidación primaria y consolidación secundaria. Relación de vacíos vs. logaritmo del tiempo. Fuente: Mesri & Godlewski (1977)



Las primeras teorías tendientes a describir el comportamiento esfuerzo – deformación – tiempo que involucraban los efectos de la compresión secundaria, entendido este como la disminución de volumen en el suelo bajo esfuerzo efectivo constante, fueron propuestas

por Donald Taylor & Wilfred Merchant (1940), quienes hicieron uso de modelos reológicos. No obstante, aun cuando Terzaghi (1941) y Taylor (1942) concluyeron que dichos procesos son parte de un proceso continuo, no fue posible manejar matemáticamente la no linealidad de la compresibilidad primaria junto con la aparente linealidad de la compresibilidad secundaria, lo cual llevó definir, desde el punto de vista matemático, los procesos primario y secundario como independientes.

Leonards (1972) pone en discusión el proceso de consolidación que ocurre en campo con las observaciones del proceso de consolidación en el laboratorio. Durante un incremento de esfuerzo total, el exceso de presión de poros de las muestras de suelo se disipa en un tiempo muy corto (minutos u horas); mientras que, en campo, la disipación del incremento de presión de poros ocurre en tiempos mucho mayores (años o décadas). Años más tarde, Ladd et al. (1977) realizaron una pregunta similar, relacionada con el proceso de compresión: ¿la compresión secundaria ocurre únicamente después de finalizado el proceso de consolidación primaria o una vez se disipa el exceso de presión de poros? De esta discusión surgieron dos hipótesis extremas, las cuales fueron denominadas como “Hipótesis A” e “Hipótesis B” por Ladd et al. (1977) y Jamiolkowski et al. (1985).

La Hipótesis A se basa en la existencia de una única curva de relación de vacíos vs. esfuerzo efectivo al finalizar el proceso de compresión primaria (EPC). Esta unicidad implica que, para cualquier suelo natural, la curva de relación de vacíos vs. esfuerzo efectivo obtenida a partir de una muestra de suelo ensayada en laboratorio es extrapolable al comportamiento del estrato de suelo natural, válida e independiente de la duración del periodo de consolidación primario *in situ*. Dentro de las investigaciones que soportan esta hipótesis se encuentran Choi (1982); Mesri (2001); Mesri & Choi (1985); Mesri & Godlewski (1977); y Mesri & Vardhanabhuti (2005).

Por otro lado, en la Hipótesis B —la cual ha sido soportada por Leroueil et al. (1985), Leroueil (1996) y Leroueil & Hight (2003), y que se basa en algunos modelos reológicos históricos como el propuesto por Taylor (1942), Šuklje (1957), Bjerrum (1967) y Janbu (1969)— se asume que algún tipo de “viscosidad estructural” es responsable de las deformaciones durante la consolidación secundaria, y que este fenómeno ocurre durante la disipación del incremento de presión de poros (Leroueil, 1996). Por lo tanto, este proceso de deformación viscosa es visto como uno de carácter continuo que ocurre durante y después del proceso de disipación de presión de poros. Esto lleva a que en la Hipótesis B

se espere un incremento en las deformaciones al finalizar el proceso de consolidación primaria, con el cual se incrementa el periodo de consolidación; ello contradice la existencia de la unicidad en la curva de relación de vacíos vs. esfuerzo efectivo al finalizar la compresión primaria. En otras palabras, existe una dependencia de las condiciones de drenaje (o un efecto del espesor del suelo) en el comportamiento de compresibilidad de los suelos naturales.

Estas son algunas de las preguntas y discusiones fundamentales que surgieron a partir de estas observaciones, que han sido tema de amplio debate y gran controversia desde la década de 1980, y aún son tema clave en la investigación sobre la compresibilidad del suelo.

1.2 Modelos históricos para el estudio de la compresibilidad

Como se señaló anteriormente, las primeras revisiones de la teoría de la consolidación propuesta por Karl Terzaghi (1923) fueron llevadas a cabo por Taylor & Merchant (1940), y Taylor (1942), quienes incorporaron por primera vez el concepto de la deformación bajo esfuerzos efectivos constantes. Dos motivaciones inspiraron a Taylor & Merchant (1940) a la modificación de la teoría de consolidación de Karl Terzaghi (1923), las cuales se citan a continuación:

- “La diferencia más evidente entre la teoría de Terzaghi y los resultados de ensayos de consolidación en el laboratorio es la ocurrencia de la compresión secundaria”.
- “De mayor importancia, pero no muy evidente a partir de resultados de ensayos convencionales, es la diferencia que ocurre durante la compresión primaria”.

Taylor (1942), así como Taylor & Merchant (1940), concluyeron por lo tanto que, durante el proceso de consolidación, la relación de vacíos de un elemento de suelo no solo es función del esfuerzo efectivo vertical, sino que también depende del tiempo (véase la ecuación 1.6).

$$e = f(\sigma_v', t) \quad (1.6)$$

Sin embargo, hoy en día, la ley de compresibilidad de Mesri (Mesri & Choi, 1985; Mesri & Ajlouni, 1997; Mesri, 2001; Mesri & Vardhanabhuti, 2005), introducida por primera vez en

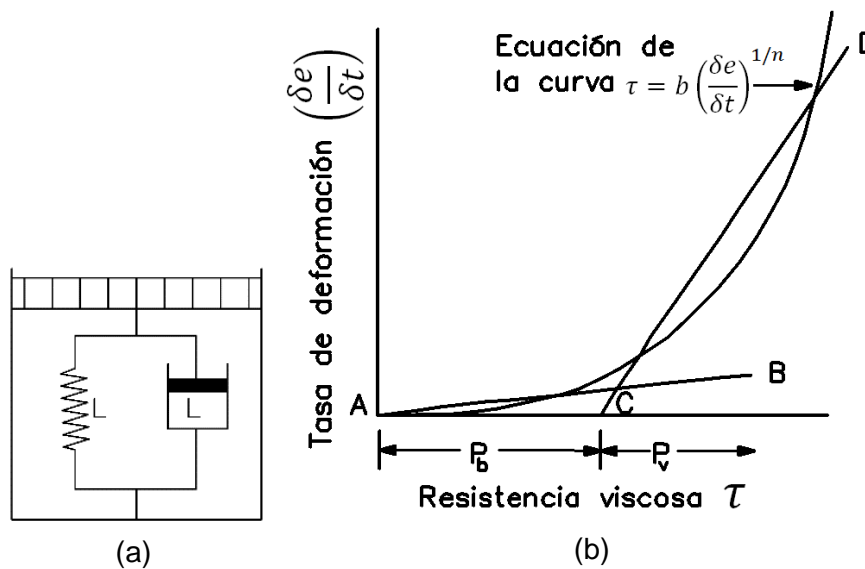
1985, ha sido la teoría más utilizada para describir y cuantificar los efectos de la compresión secundaria, en virtud de su facilidad matemática y del gran volumen de información experimental.

En los siguientes numerales se presentan algunos de los modelos históricos fundamentales, tanto numéricos como experimentales, que se caracterizan por su parcialidad hacia alguna de las dos hipótesis.

1.2.1 Taylor (1942)

Taylor (1942) asume que la consolidación secundaria es causada por el remoldeo, o alteración de la estructura del suelo inducida por la compresión primaria. Se introdujo el término “resistencia viscosa” denotada por τ (véase la Figura 1-6), la cual exhibía un comportamiento no lineal y envolvía los efectos de la compresión secundaria observados en los suelos arcillosos. A este respecto, en la Figura 1-6 se presentan en la abscisa la resistencia viscosa; y en la ordenada, la velocidad de deformación. De acuerdo con Barden (1969), este fue probablemente el primer modelo de viscosidad no-lineal aplicado a suelos. Sin embargo, este modelo no toma en consideración la existencia de un esfuerzo de cedencia o pre-consolidación.

Figura 1-6: a), modelo reológico; b), resistencia viscosa. Fuente: Barden (1969).



$$\tau = b \left(\frac{\delta e}{\delta t} \right)^{1/n} \quad (1.7)$$

Donde $n > 1$, b es un coeficiente de viscosidad y depende de n , y tanto b como a son constantes de calibración.

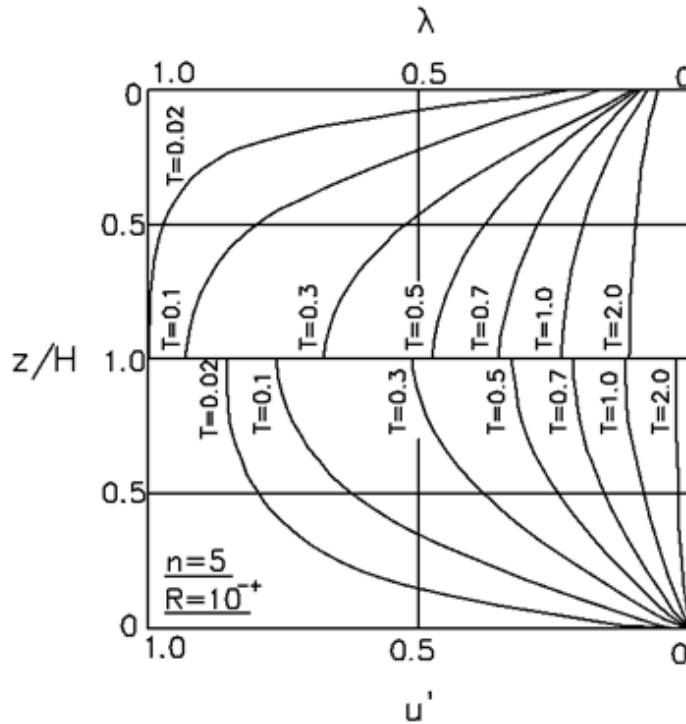
La solución del modelo de Taylor (1942) se fundamenta en una modificación de la ecuación de Terzaghi (ecuación 1.2). La resistencia viscosa señalada en la ecuación 1.7 es introducida en el modelo, reemplazando la suposición de Terzaghi donde $\delta e = C \delta u$ por la siguiente expresión:

$$\delta e = e - e_1 = C [u + \tau] = C \left[u + b \left(\frac{\delta e}{\delta t} \right)^{1/n} \right] \quad (1.8)$$

Donde C es la compresibilidad del suelo asumida como lineal; τ , la resistencia viscosa del esqueleto del suelo; y u , el incremento de la presión de poros, y tanto la ecuación (1.2) como la ecuación 1.8 requieren condiciones de frontera para ser solucionadas. Como resultado, Taylor (1942) obtuvo las nuevas isócronas y curvas de grado en donde se involucraban los efectos de la compresión secundaria. Se pueden encontrar más detalles del desarrollo matemático en Barden (1969).

En la parte superior de la figura 1-7 se presentan las isócronas del modelo de Taylor (1942); y en la inferior, las isócronas del modelo de Terzaghi (1923). Puede observarse que, para el modelo de Taylor (1942), la presión de poros decae más lentamente.

Figura 1-7: isócronas de λ y u' . Fuente: Barden (1969) (adaptación).

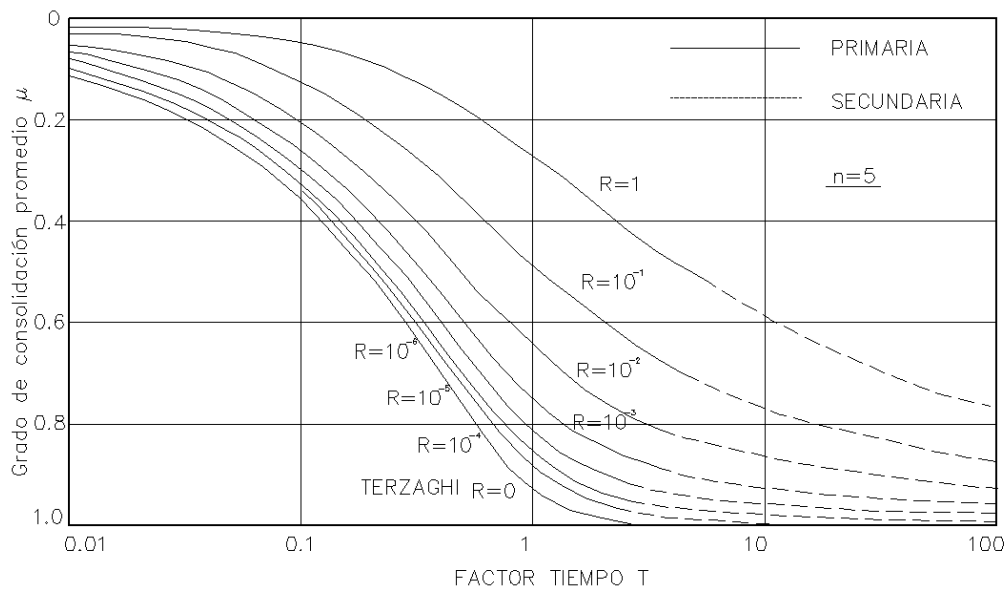


Donde:

- $\lambda = 1 - \mu$, siendo μ el grado de consolidación para el modelo de Taylor (1942).
- $u' = 1 - U$, siendo U el grado de consolidación para la teoría de consolidación unidimensional de Terzaghi (1925).
- $R = \frac{T_v}{T_s}$, donde T_v es el factor tiempo de Terzaghi y $T_s = f(a, b, t, n, \Delta\sigma)$ es el factor tiempo asociado con la viscosidad estructural.

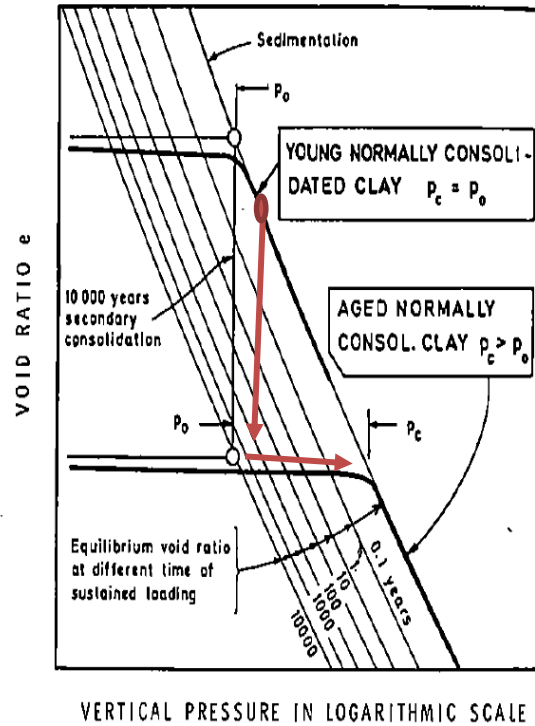
En la Figura 1-8 se presentan las curvas de grado de consolidación promedio para diferentes valores del parámetro R . Para $R=0$, la curva corresponde a la solución de Terzaghi, para la cual no existe compresión secundaria (línea discontinua). Por el contrario, cuando R incrementa, los efectos de la compresión secundaria en las curvas de grado de consolidación promedio crecen.

Figura 1-8: curvas de grado de consolidación promedio hipótesis B. Fuente: Barden (1965).



El modelo de Taylor (1942) fue seguido por Šuklje (1957) y Bjerrum (1967). El primero construyó las isotaches (curvas de igual valor de gradiente de deformación o velocidad de consolidación) y señaló que la relación esfuerzo efectivo – relación de vacíos cambiaba constantemente con la velocidad de deformación (Larsson, 1986). Šuklje (1957) fue el primer investigador que sugirió la existencia de una única relación entre el esfuerzo efectivo vertical, la relación de vacíos y el gradiente de deformación bajo condición unidimensional de deformación. Bjerrum (1967), por su parte, presenta un modelo conceptual que se ilustra mediante una serie de “líneas de tiempo” paralelas. Cada línea representa la relación de vacíos en equilibrio para diferentes valores de esfuerzo efectivo vertical en un tiempo específico de carga constante (isócronas), como se muestran en la Figura 1-9. Las líneas rojas de dicha figura representan un escenario teórico, en el que una arcilla NC reduce su relación de vacíos luego de 10.000 años (envejecida) bajo un esfuerzo efectivo constante.

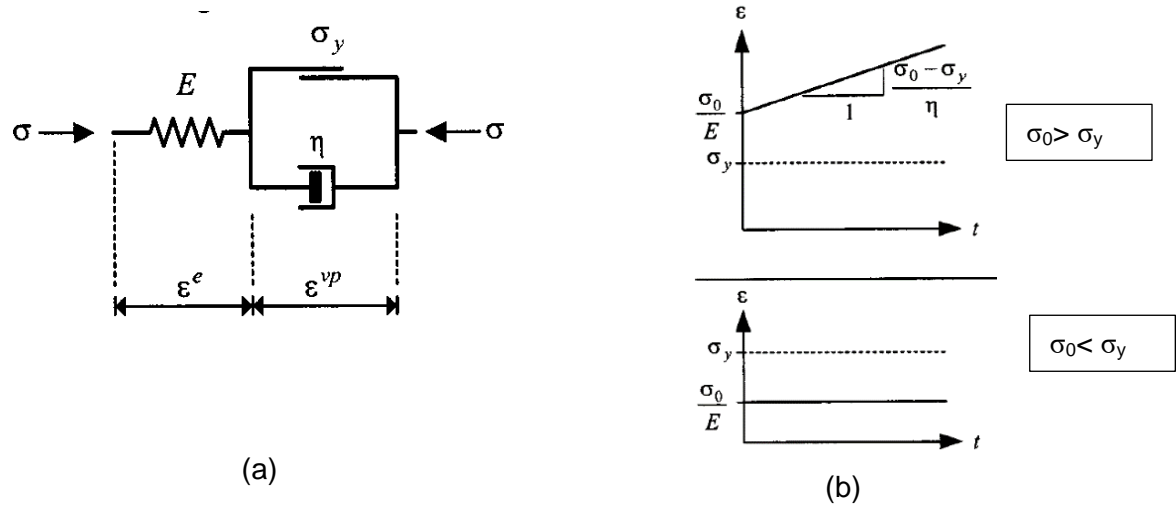
Figura 1-9: diagrama que describe el modelo de Bjerrum (1967): “líneas de tiempo” para describir la compresibilidad de una arcilla normalmente consolidada en el tiempo. Fuente: Crawford (1986; después de Bjerrum, 1973).



1.2.2 Modelo de Bingham

En la sección “a” de la Figura 1-10 se presenta el modelo de Bingham, el cual consta de una unidad en paralelo compuesta de un elemento plástico y uno viscoso, junto con un elemento elástico conectado en serie. El modelo indica un comportamiento puramente elástico a esfuerzos inferiores al esfuerzo de cedencia σ_y . Para esfuerzos mayores a σ_y , el modelo exhibe un flujo viscoso de tipo Maxwell (el modelo que lleva este nombre consiste en un elemento elástico y uno viscoso en series).

Figura 1-10: a), estructura conceptual del modelo de Bingham. La deformación elástica se representa por ε^e y la deformación viscoplástica por ε^{vp} ; y b), respuesta del suelo bajo un estado de esfuerzo efectivo constante superior al esfuerzo de cedencia derivada del modelo de Bingham. Fuente: Liingaard (2004).



La ecuación 1.9 presenta las relaciones constitutivas de un modelo típico de Bingham en donde el material no endurece por deformación. El comportamiento del modelo puede ser caracterizado por una componente independiente del tiempo, la cual está controlada por el módulo de elasticidad E , y una componente dependiente del tiempo, controlada por coeficiente de viscosidad η y el esfuerzo de cedencia σ_y .

$$\dot{\varepsilon} = \begin{cases} \dot{\varepsilon}^e + \dot{\varepsilon}^{vp} = \frac{\dot{\sigma}}{E} + \frac{\sigma - \sigma_y}{\eta} & \text{for } \sigma > \sigma_y \\ \dot{\varepsilon}^e = \frac{\dot{\sigma}}{E} & \text{for } \sigma < \sigma_y \end{cases} \quad (1.9)$$

donde $\dot{\varepsilon}$ es la velocidad de deformación total, y $\dot{\varepsilon}^e$ y $\dot{\varepsilon}^{vp}$ son las velocidades de deformación elástica y plástica, respectivamente. En la sección “b” de la Figura 1-10 se presenta la respuesta del suelo bajo un estado de esfuerzo efectivo constante superior al esfuerzo de cedencia derivada del modelo de Bingham. Este modelo está formulado para una condición de compresión uniaxial. Aun cuando es posible la generalización de la formulación a tres dimensiones, Singh y Mitchell (1968) y Liingaard et al. (2004) advierten las dificultades en el momento de la calibración y aplicabilidad práctica.

1.2.3 Janbu (1969) – concepto de resistencia del tiempo

El concepto de resistencia ha sido ampliamente utilizado en casi todas las disciplinas de la ingeniería (la ley de Ohm, la resistencia térmica, etc. son ejemplos de ello). Nilmar Janbu trasladó el concepto a la mecánica de suelos y lo aplicó tanto en la modelación del comportamiento esfuerzo – deformación como en la modelación del comportamiento deformación – tiempo del suelo. De acuerdo con Janbu (1969), el valor del “módulo de resistencia” M (definido como $d\sigma'/d\varepsilon$) representa la resistencia ejercida por el suelo en contra de la deformación (respuesta) como resultado de un incremento de esfuerzos (acción). El módulo M puede asociarse al módulo de compresibilidad en la mecánica de suelos clásica. De este modelo surge la expresión (véase la ecuación 1.9) para la curva esfuerzo – deformación:

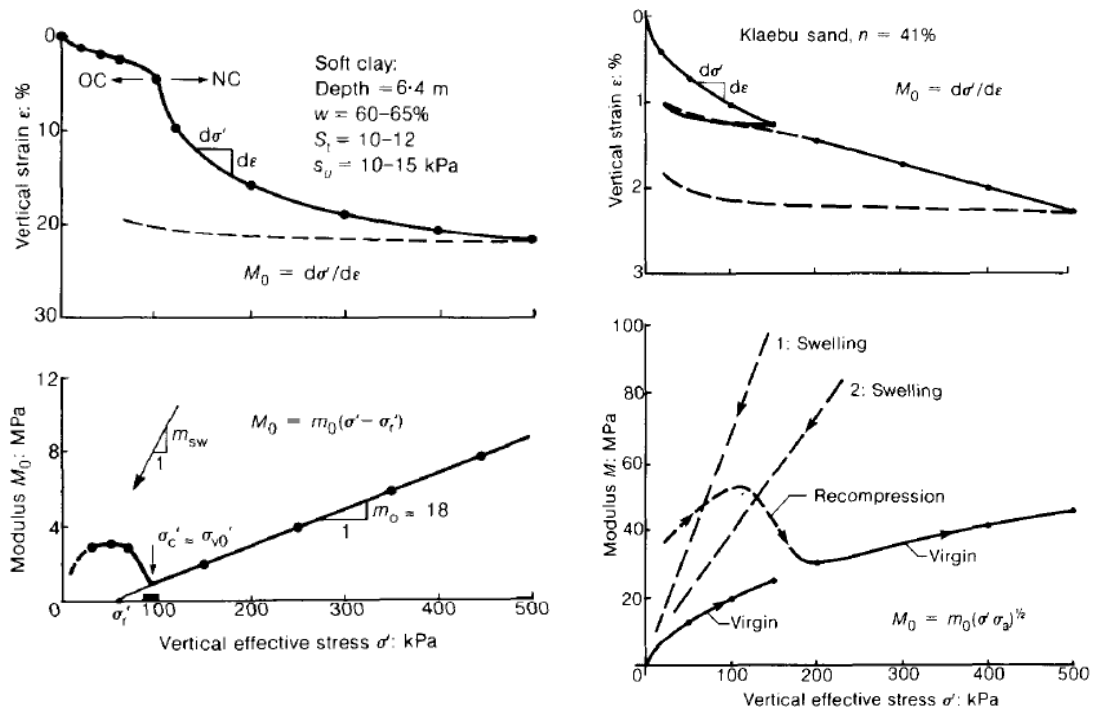
$$\varepsilon = \int_{\sigma'_c}^{\sigma'_c+q'} \frac{1}{M} d\sigma'$$

donde (1.10)

$$M = m\sigma_a \left(\frac{\sigma'}{\sigma_a} \right)^{1-\alpha}$$

donde σ'_c es el valor de esfuerzo inicial que corresponde al esfuerzo de pre-consolidación, q es el incremento de esfuerzo desviador; a , el esfuerzo de referencia (100 kPa); σ' , el esfuerzo efectivo (kPa); m , módulo adimensional; y α , un exponente adimensional que se obtiene de la calibración del modelo. La Figura 1-11 muestra algunos diagramas del comportamiento esfuerzo – deformación de cuatro depósitos diferentes a partir de resultados de ensayos de consolidación unidimensional, usados con el objeto de definir la forma característica de la curva M - σ' para estos suelos.

Figura 1-11: curvas típicas $\sigma' - \varepsilon$ y $M - \sigma'$ obtenidas mediante ensayos de consolidación. Fuente: Janbu (1985).



A partir de la ecuación 1.10, Janbu (1969) aplicó también el concepto de resistencia al comportamiento deformación – tiempo e introdujo el concepto de resistencia del tiempo R , definido como la tangente de la curva el $\varepsilon-t$:

$$R = \frac{dt}{d\varepsilon} = \frac{1}{\dot{\varepsilon}} \tag{1.11}$$

donde t es el tiempo; ε , la deformación; y $\dot{\varepsilon}$, el incremento de deformación en el tiempo (gradiente de deformación).

En la Figura 1-12 se presenta la relación $\sigma-t$, $\varepsilon-t$ teórica debido a un incremento de carga vertical en condiciones unidimensionales de deformación y el comportamiento de $R-t$. De acuerdo con el modelo, el valor de R se incrementa con el tiempo. Como se muestra en la Figura 1-12, la curva $R-t$ es casi parabólica durante la consolidación primaria para $t < t_c$, donde t_c es el tiempo de enlace entre las consolidaciones primaria y secundaria. Durante esta fase, el exceso de presión de poros disminuye de manera gradual. Para $t > t_c$ la curva $R-t$ se aproxima a una línea recta, la cual se define matemáticamente por la ecuación 1.11.

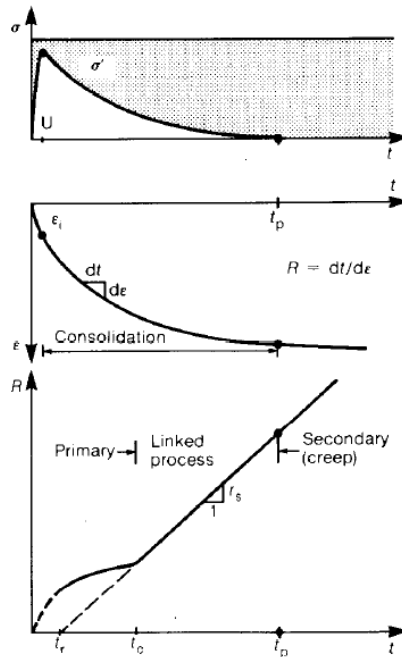
$$R_s = r_s(t - t_r) \quad (1.12)$$

donde R_s es la resistencia del tiempo durante consolidación secundaria; t_r , el tiempo requerido para incrementarse la presión de poros luego de aplicado el esfuerzo total; y r_s , el conocido como *creep number*. La ecuación 1.12 puede ser simplificada haciendo $t_r = 0$, como se muestra en la misma.

$$R_s = r_s t \quad (1.13)$$

De acuerdo con Janbu (1985), el comportamiento $\varepsilon-t$ de la Figura 1-12 es únicamente un proceso reológico, en términos tanto del esfuerzo total como del esfuerzo efectivo, cuando $t > t_p$, donde t_p es el tiempo requerido para completarse la disipación del exceso de presión de poros y t_c es solo una fracción del valor teórico t_p .

Figura 1-12: definición de la resistencia del tiempo R para un incremento de carga en consolidómetro. Fuente: Janbu (1985).



Reemplazando la ecuación 1.13 en la 1.11, e integrando entre t_c y t , se obtiene la deformación por consolidación secundaria del modelo de Janbu:

$$\varepsilon_s = \frac{1}{r_s} \ln \left(\frac{t}{t_c} \right) \quad (1.14)$$

donde t es el tiempo; t_c , el tiempo de enlace entre la compresión primaria y secundaria, el cual se define de manera empírica (Janbu, 1985); y r_s , el número *creep*, el cual se obtiene a partir de ensayos de consolidación unidimensional.

Finalmente, el modelo de Janbu define la deformación total como se muestra a continuación:

$$\varepsilon = \varepsilon_p + \varepsilon_s = \frac{1}{m_0} \ln \left(\frac{\sigma'}{\sigma'_0} \right) + \frac{1}{r_s} \ln \left(\frac{t}{t_c} \right) \quad (1.15)$$

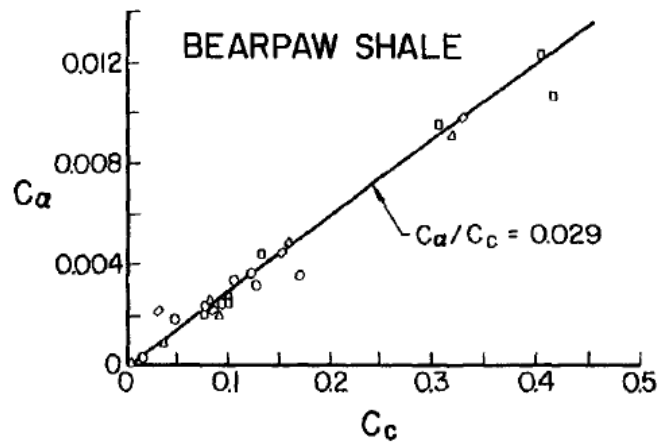
donde ε_p es la deformación generada durante la consolidación primaria; y ε_s , la deformación por consolidación secundaria para $t > t_c$.

1.2.4 Ley de la compresibilidad C_α / C_c propuesta por Mesri & Godlewski (1977)

Algunos autores como Raymond et al. (1976), Mesri et al. (1977) caracterizan la variación en la relación de vacíos y el logaritmo del tiempo durante la compresión secundaria como una relación lineal en la mayoría de los suelos (véase la figura 1-12). Esta función lineal es definida a partir del índice de compresión secundario C_α , el cual se expresa como:

$$C_\alpha = \Delta e / \Delta \log t \quad (1.16)$$

Mesri & Godlewski (1977), y Mesri et al. (1995) encontraron que C_α / C_c es una constante para un suelo dado. En la Tabla 1-3 se presentan algunos resultados típicos. Un aspecto interesante es que C_α / C_c permanece dentro de un rango muy delgado para cada tipo de suelo, variando entre 0.01-0.03 para suelos granulares y 0.05-0.07 en turbas (Mesri, 1987; Mesri et al., 1995).

Figura 1-13: C_α versus C_c para Bearpaw Shale. Fuente: Mesri & Castro (1987).

La ley de compresibilidad, ilustrada en la figura 1-13 (Mesri, 2001), señala que la magnitud de C_α se encuentra directamente relacionada con la magnitud y comportamiento de C_c bajo el mismo nivel de esfuerzo σ'_v . En general, para un rango de esfuerzo dado, si C_α permanece constante, disminuye o se incrementa con tiempo, el valor de C_c se comporta de la misma manera, es decir, permanecerá constante, disminuirá o se incrementará de acuerdo con el comportamiento de C_α en el tiempo. En la figura 1-14 se presenta un ejemplo de la construcción del modelo de comportamiento esfuerzo – deformación – tiempo propuesto por Mesri & Godlewski (1977) en donde se asume que C_α permanece constante en el tiempo.

Figura 1-14: comportamiento de C_{α} con el tiempo en donde se refleja el comportamiento de C_c con el esfuerzo efectivo vertical. Fuente: Mesri y Castro (1987).

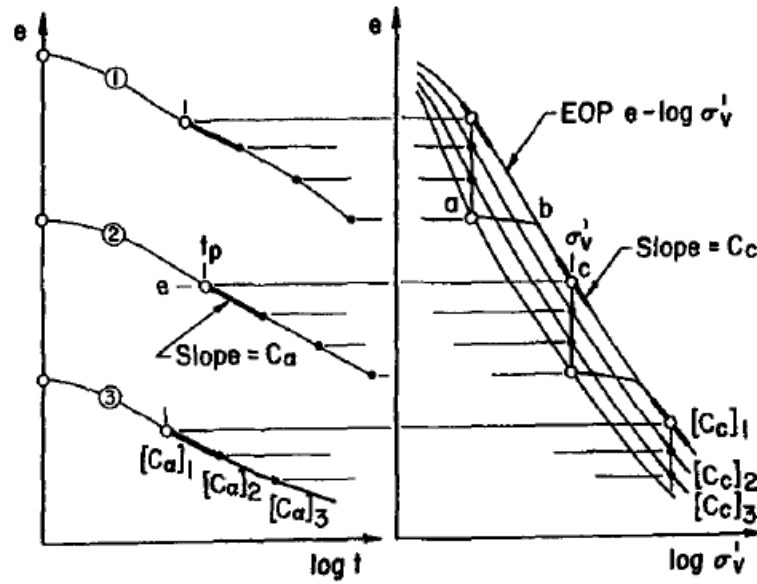


Tabla 1-3: parámetros de consolidación secundaria. Fuente: Mitchell y Soga (2005).

Material	$C_{\alpha e}/C_c$	m'	$\frac{\Delta\sigma'}{\sigma'}/\Delta\log \dot{\epsilon}$ (%)
Granular soils, including rockfill	0.02 ± 0.01	100-33	2.3-7.2
Shale and mudstone	0.03 ± 0.01	50-25	4.7-9.6
Inorganic clays and silts	0.04 ± 0.01	33-20	7.2-12.2
Organic clays and silts	0.05 ± 0.01	25-17	9.6-14.8
Peat and muskeg	0.06 ± 0.01	20-14	12.2-17.5

Note: Types of material and $C_{\alpha e}/C_c$ values are from Mesri et al. (1995).

2. Características de los suelos volcánicos

Los suelos derivados de ceniza volcánica son residuales, formados a partir de la meteorización de los materiales, principalmente partículas finas de roca, primaria o meteorizada hidrotermalmente, expulsados durante erupciones volcánicas (Herrera et al., 2007; Palencia Ortiza, 1969). En un alto grado de meteorización, estos suelos se caracterizan por la presencia de minerales arcillosos únicos de suelos residuales como la alófana e imogolita (Wesley & Irfan, 1997). Propiedades tales como un alto contenido de agua y una susceptibilidad irreversible a ciclos de humedecimiento y secado han sido ampliamente reportadas (García, 2004; Herrera, et al., 2007; Wesley, 2010; Rao, 1995; Jacquet, 1990), y están asociadas no solo a la estructura particular de los minerales arcillosos que componen este tipo de suelo —las cuales se alejan de las características estructurales comunes dichos minerales (Wada & Wada, 2014; Kawachi et al., 2013; Iyoda et al., 2012)—, sino también a las características propias de su fábrica y estructura (Wallace, 1973; Van Der Gaast et al., 1985; Wesley, 1990). El conocimiento de aspectos como el proceso de formación, composición y estructura de estos suelos ayuda a elucidar su comportamiento mecánico. A continuación, se reportan algunas propiedades físicas y geomecánicas de los suelos derivados de ceniza volcánica.

2.1 Origen y meteorización

Adicionalmente al material parental, los suelos volcánicos requieren, para su formación, de un ambiente de depósito que se caracteriza por: i), abundante precipitación; ii) buen drenaje con una filtración en la dirección de la deposición (vertical); iii), medio con pH superior a 5 (Mizota & Van Reeuwijk, 1989); y iv), temperaturas que varían de altas a moderadas (Wesley, 2003; Gonzalez de Vallejo et al., 1981). Estas condiciones se encuentran con regularidad en los países tropicales. Básicamente, se puede decir que la temperatura acelera la formación de los minerales arcillosos y también el desarrollo de una secuencia de meteorización. La precipitación, drenaje y filtración vertical permiten la

lixiviación de la sílice requerida para la formación del mineral arcilloso y los sesquióxidos (Wesley, 1990). La Figura 2-1 muestra una comparación entre dos zonas: una bien drenada, característica de los suelos volcánicos; y otra pobremente drenada, donde se producen minerales como la montmorillonita. Adicionalmente, la Tabla 2-1 muestra que, para el mismo material parental, pero depositados en lugares con condiciones de drenaje diferente, los minerales arcillosos generados corresponden a dos grupos diferentes. La haloisita y la alófana son algunos de los minerales arcillosos formados en la etapa temprana dentro de la secuencia de meteorización de los suelos volcánicos (Gonzalez de Vallejo et al., 1981).

Figura 2-1: ambiente *deposicional*. Fuente: Wesley (2002).

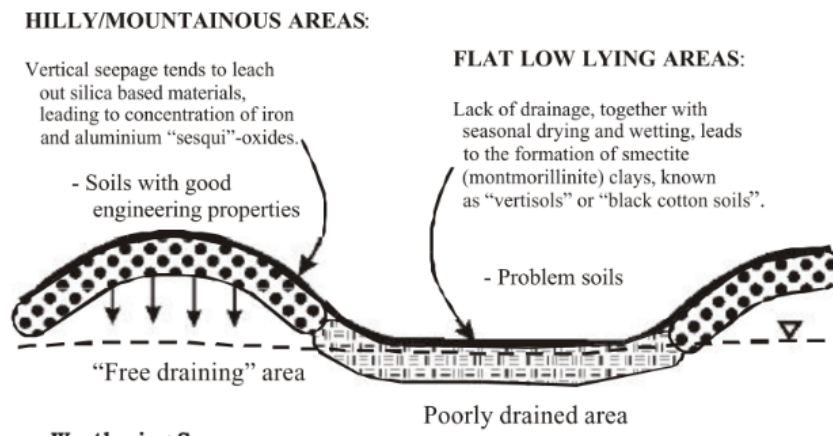


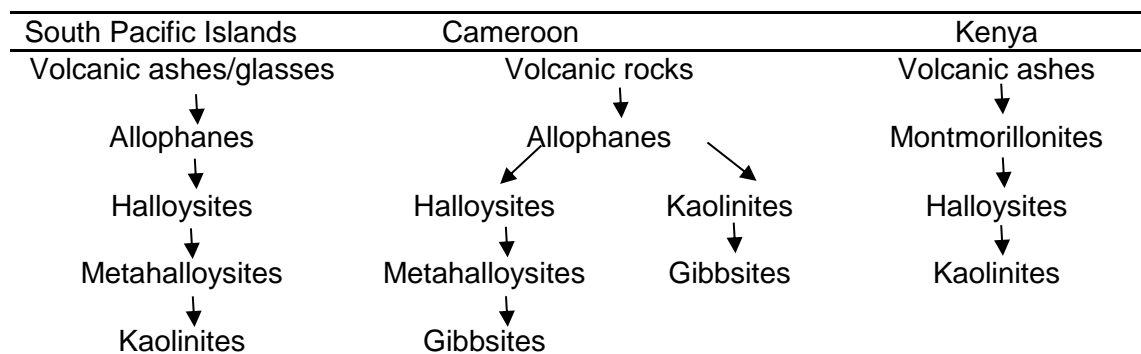
Tabla 2-1: influencia de las condiciones ambientales en la formación de los minerales dominantes de suelos volcánicos. Fuente: Gonzalez de Vallejo et al. (1981).

Ambiente	Principal mineral arcilloso
Buen drenaje, lluvias elevadas a moderadas en condiciones tropicales con material volcánico parental	Haloisita y alófana
Malas condiciones de drenaje en condiciones tropicales con material volcánico parental	Montmorillonita

El proceso de meteorización durante la posdeposición se produce, principalmente, por la lixiviación de la sílice por medio de la filtración, disolución y precipitación de compuestos, y en menor medida, por la meteorización física de su material parental (Maeda et al., 1977).

Este proceso permite la generación y deposición de los sesquióxidos de hierro y aluminio (FeO_3 y Al_2O_3) que actúan como agente cementante. En otras palabras, los contenidos de sílice disminuyen a medida que los contenidos de sesquióxidos se incrementan. La secuencia de meteorización comienza con la formación de uno o más de los siguientes minerales arcillosos: alófana, halloysita y montmorillonita. Se reconocen estos minerales como los más frecuentes, y por lo tanto, característicos de los suelos volcánicos (Wesley 1973). Se han propuesto diversas secuencias de meteorización para explicar la evolución de los minerales formados a partir de material volcánico, y aun cuando muchos coinciden en que el mineral primario es la alófana y el secundario la halloysita, este orden no es universalmente aceptado (Gonzalez de Vallejo et al., 1981). La Figura 2-2 muestra la secuencia de meteorización para diferentes materiales volcánicos presentada por De Vallejo et al. (1981).

Figura 2-2: secuencia de meteorización relevante en la formación de la alófana y los suelos asociados. Fuente: Gonzalez de Vallejo et al. (1981).



Gonzalez de Vallejo et al. (1981) señalan que, si bien la composición mineralógica no es el principal factor que controla en las propiedades ingenieriles, es un factor contribuyente y está ligado a las propiedades como el tamaño de las partículas y el tipo de fábrica, propiedades que sí controlan el comportamiento de los suelos residuales. Wesley (1990), propone clasificar los suelos volcánicos en dos grupos, según del mineral arcilloso predominante: suelos derivados de ceniza volcánica (o suelos alofánicos) y arcillas rojas tropicales (suelos haloisíticos).

En los suelos derivados de ceniza volcánica, el mineral arcilloso que predomina es la alófana, el cual siempre está acompañado de imogolita (Maeda et al., 1977; Mizota & Van Reeuwijk, 1989). Estos suelos se distinguen básicamente por exhibir un color marrón - amarillento y se localizan de modo típico en regiones tropicales por encima de 100 m s. n. m. (Wesley, 1990, 2002). Se caracterizan por presentar una relación $\text{SiO}_2/\text{Al}_2\text{O}_3$ superior a 1.3 pero inferior a 2.0. Para el caso de los suelos denominados como arcillas rojas tropicales, el mineral arcilloso dominante es la halloysita. Estos suelos exhiben un color rojizo característico debido a la gran cantidad de sesquióxidos. Se localizan en regiones tropicales por debajo de los 100 m s. n. m. (Wesley, 1990, 2002) y presentan un pH de alrededor de 4 (Mizota & Van Reeuwijk, 1989).

2.2 Composición y estructura de los principales minerales arcillosos

La alófana es un aluminosilicato hidratado, de tamaño arcilla, con ordenamiento cristalino de corto rango² (Dahlgren, Shoji & Nanzyo, 1993). La unidad básica de este mineral es similar a la de un silicato de dos capas o 1:1 formado por una capa de gibbsita y una de sílice, pero invertido, con los grupos OH localizados en la superficie como se muestra en la Figura 2-3. Este mineral está siempre asociado con otra arcilla que típicamente es la imogolita, la cual tiene las mismas propiedades químicas, pero difiere en su forma y tamaño.

²Minerales con ordenamiento cristalino de bajo rango son aquellos en donde la distancia basal o distancia entre los patrones internos, que se repiten en los cristales, son demasiadas cortas para difractar los rayos X. En el pasado, estos minerales se denominaban 'amorfos'; actualmente, en cambio, se prefiere usar el término 'mineral no cristalino'.

Figura 2-3: esquema de la composición y capas del mineral arcilloso denominado alófano. Fuente: Calabi-Floody et al. (2011).

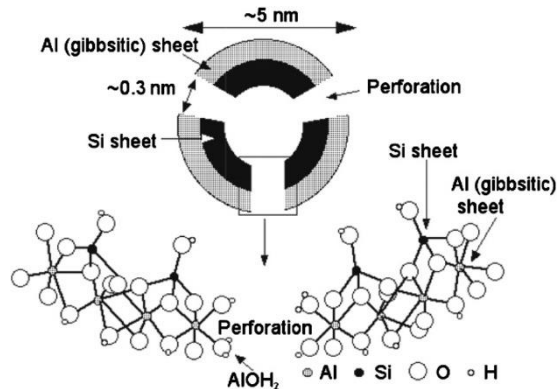
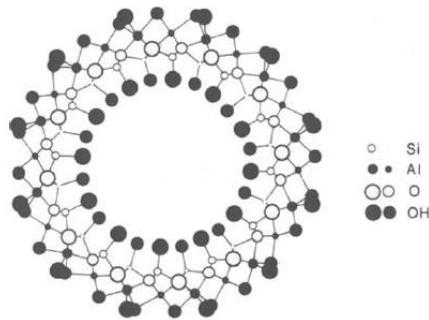


Figura 2-4: representación cristalográfica de una corte de imogolita. Fuente: Cradwick et al. (1972).

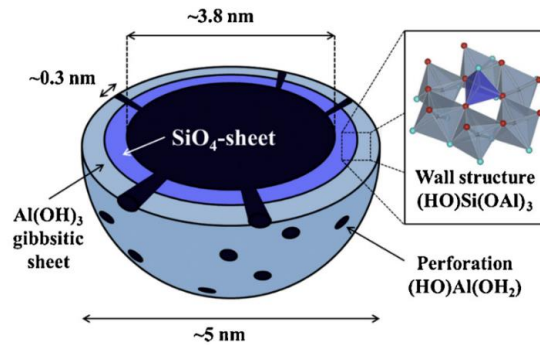


La Figura 2-3 muestra un diagrama de la estructura, composición y tamaño de un alófano “nano-Bal” (Calabi-Floody et al. 2011). Esta arcilla tiene en su exterior una lámina gibbsítica (lámina dioctaeral); y en su interior, una lámina tetraédrica de sílice. La imogolita presenta la misma composición de unidad básica (Figura 2-4).

En la actualidad se reconoce ampliamente la alófano como una unidad particular que tiene una forma esférica, cuyo interior ha sido identificado como hueco (Wada & Wada, 2014; Kawachi et al., 2013; Iyoda et al., 2012). Esta estructura fue propuesta por primera vez por Kitagawa (1971), con base en observaciones en microscopio electrónico, y ha sido ampliamente soportada mediante la utilización de otras técnicas (Wada & Wada, 1977; Van Der Gaast et al., 1985; Hall et al., 1985). El diámetro exterior de esta unidad particular o estructura básica oscila entre 3.5 y 5.5 nm, (Calabi-Floody et al., 2011; Wada & Wada, 1977) y tiene una pared cuyo espesor oscila entre de 0.6 y 1.0 nm. Su superficie específica es de 1000 m²/gr, aproximadamente, y en comparación con la caolinita, es entre uno y dos

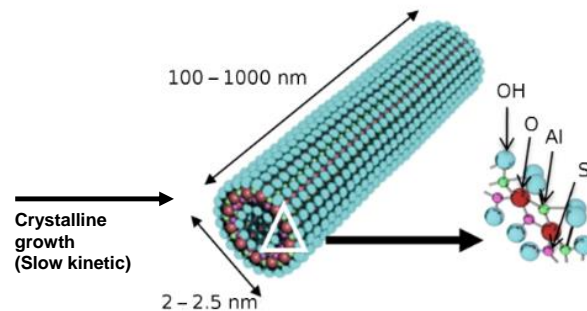
órdenes de magnitud menor (Kawachi et al., 2013; Van Der Gaast et al., 1985). (véase la Figura 2-5).

Figura 2-5: esquema de la forma del mineral arcilloso alófana. Fuente: Kawachi et al. (2013; Iyoda et al., 2012)



Por otro lado, Levard et al. (2012) y Wesley (2010) describen la imogolita como hilos que forman unidades tubulares, cuyo diámetro exterior es de aproximadamente 2 nm, su diámetro interno es de aproximadamente 1 nm y su longitud puede extenderse hasta varios milímetros. La Figura 2-6 muestra el esquema de su forma.

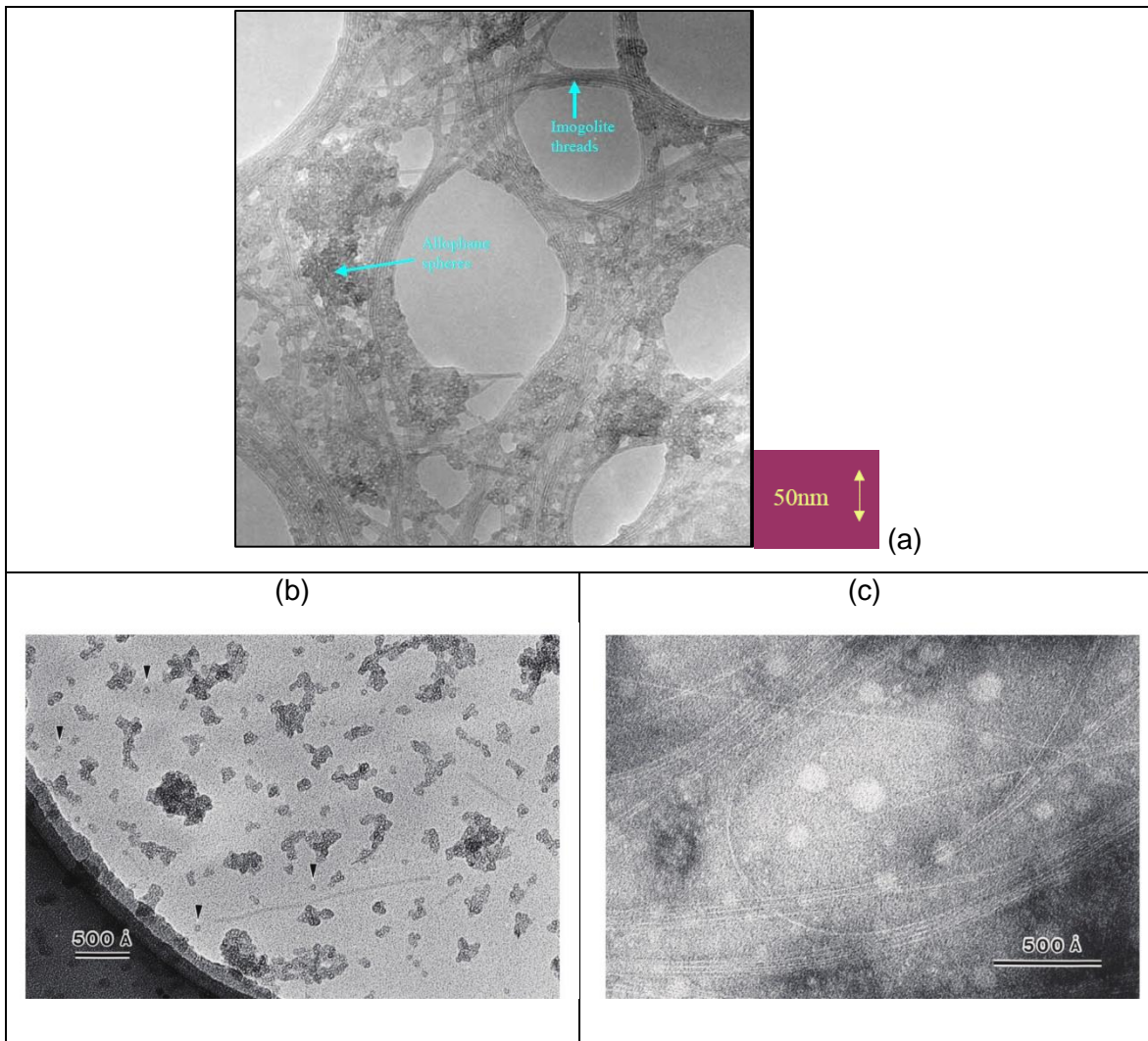
Figura 2-6: esquema de la forma del mineral arcilloso Imogolia. Fuente: Levard et al. (2012).



En la Figura 2-7 es posible observar las estructuras básica de la alófana (esferas huecas) y la imogolita (hilos o tubos) mediante fotografías tomadas de microscopio electrónico de transmisión (Wada, 1989; Wada & Wada, 2014). Wada y Wada (2014) logran separar unidades de alófana e imogolita, y mediante el uso del microscopio electrónico corroboran

la estructura básica de estos minerales como se observa en la sección “b” de la Figura 2-7, cuyas flechas indican las esferas huecas de alófana; y en la sección “c” de la misma se ven las fibras o unidades tubulares (imogolita).

Figura 2-7: fotografías de microscopio electrónico de trasmisión: a), alófana e imogolita (Wada, 1989); b), alófana montada sobre película de carbón hidrofílico —las flechas indican unidades aisladas (Wada & Wada, 2014)—; y c), imogolita que fue manchada negativamente con LaCl_3 (Wada & Wada, 2014).

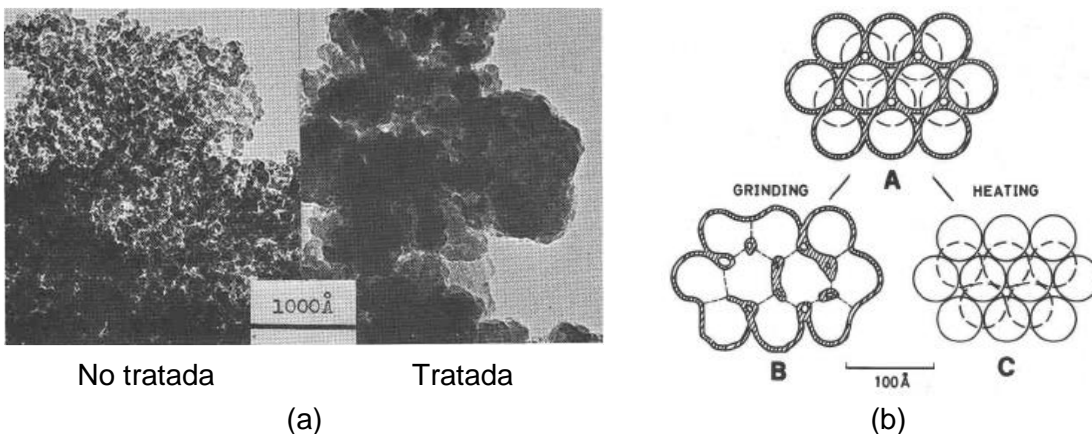


Kitagawa (1971) identificó por primera vez la existencia de cambios irreversibles de los suelos volcánicos en estado natural una vez son remoldeados o secados. Esta es una de las propiedades más importantes de estos suelos, que se debe principalmente a la presencia del mineral arcilloso, alófana. Con base en observaciones de microscopio

electrónico, Kitagawa (1971), encontró que: i), las unidades de alófana, las cuales conforman microagregados, colapsan y se unen unas a otras mediante remoldeo; y ii), durante el secado, estas unidades también se unen mutuamente a medida que el agua adsorbida se libera. Como resultado, las muestras de alófana que fueron tratadas, ya fuere por remoldeo (molienda) o secado (al horno durante 24 horas a 100 °C), exhibieron cambios físicos (menores áreas superficiales que las no tratadas) y no químicos. De acuerdo con Kitagawa (1971), esto sugiere que los cambios en su estructura se deben a procesos físicos entre las unidades básicas de alófana y no a procesos químicos. Las muestras de alófana que se utilizaron fueron separadas del suelo natural mediante los procesos químicos (detalles de la separación de este mineral se describen en Kitagawa, 1971).

Las fotografías que se muestran en la sección “a” de la Figura 2-8 fueron tomadas a través de microscopio electrónico y corresponden a una de las muestras de alófana antes y después de ser tratada. En esta figura se observa que, en la muestra no tratada, las unidades de alófana forman agregados de partículas finas, mientras que, en la muestra tratada, estas unidades colapsan y forman una masa relativamente amorfa. Con base en los resultados obtenidos por Kitagawa (1971), se propone un modelo micromorfológico de la alófana que se resume en la sección “b” de la figura nombrada. En este modelo se asume a la unidad particular de la alófana como una esfera hueca, la cual en condición natural forma microagregados. Similares observaciones y conclusiones obtuvieron más tarde Karube et al. (1996).

Figura 2-8: a), muestras de alófana no tratada y tratada; y b), modelo micromorfológico de microagregados de alófana. A: no tratado; B: remoldeada; C: secada (las líneas oblicuas representan la capa de agua). Fuente: Kitagawa (1971).



2.3 Estructura y fábrica

Mitchell y Soga (2005) definen la fábrica como el arreglo de partículas, grupos de partículas o poros en el suelo; y a la estructura como la combinación tanto de los efectos de la fábrica como de la composición y las fuerzas interparticulares. De acuerdo con Mitchell y Soga (2005), de acuerdo con el nivel de la escala de observación, la fábrica puede ser definida en términos de: i), la microfábrica, en donde el tamaño de las unidades puede ser de algunas decenas de micrómetros y se encuentran conformadas por agregaciones de partículas y pequeños poros; ii), la minifábrica, en donde el tamaño de las unidades puede ser de algunos cientos de micrómetros, y cuya unidad básica puede estar conformada por agregaciones de unidades de microfábrica y poros que conectan las microunidades; y iii), la macrofábrica, que puede estar conformada por fisuras, fallas o laminaciones, entre otras. Tanto las propiedades mecánicas del suelo como las características de flujo dependen de estos tres niveles de fábrica. Por ejemplo, Mitchell y Soga (2005) señalan que la deformación dependiente del tiempo, como es el caso de la compresión secundaria, se encuentra controlada fuertemente por la minifábrica y la microfábrica; mientras que la conductividad hidráulica de un suelo fino es dominada en su mayoría por la macrofábrica y la minifábrica.

En la Figura 2-9 se presenta uno de los primeros modelos de estructura de un suelo residual, derivado de ceniza volcánica, el cual fue el propuesto por Wallace (1973). En este modelo, el suelo consiste en un esqueleto abierto conformado por partículas gruesas (minerales de las rocas formadoras —hornblenda, plagioclasas y cuarzo—) y agregados de partículas de arcilla que se encuentran unidas por medio de enlaces cementados, lo anterior rodeado por un “gel” de minerales arcillosos altamente hidratados (alófana y halloysita). En esta idealización de la estructura, las partículas de mineral de arcilla o agregados de mineral alófana son vistas como material amorfo. No obstante, a una menor escala (cerca de 10 a 100 Å) y en estado natural, este gel presenta una forma de esfera hueca. Por lo tanto, Wesley (2010) replantea la descripción indicando que la masa que rodea las partículas gruesas en su defecto corresponde a agregaciones de alófana (partículas esféricas) e imogolita (hilos) que se entrelazan o forman bloques entre ellas, como se muestra en la Figura 2-10.

Figura 2-9: modelo idealizado de la estructura de un suelo residual – suelo volcánico (nivel de escala de la microfábrica). Fuente: Wallace (1973).

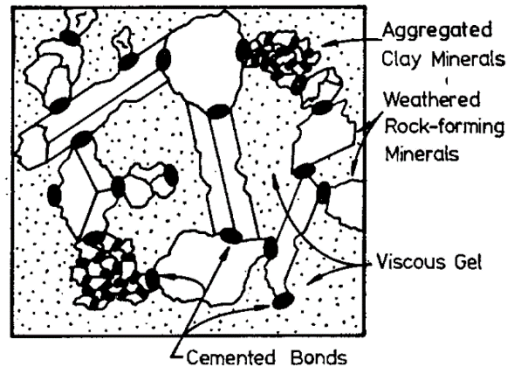
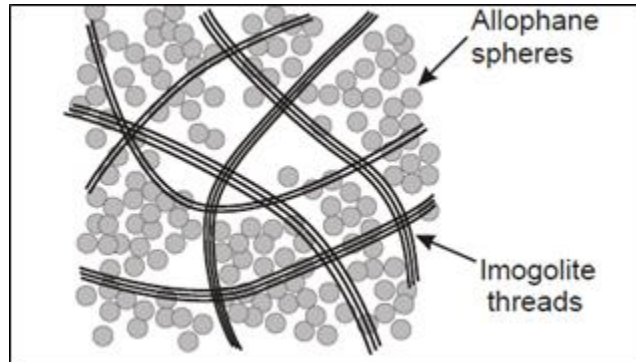


Figura 2-10: modelo conceptual de la estructura de un suelo derivado de ceniza volcánica (nivel de escala de la minifábrica). Fuente: Wesley (2012).



2.4 Propiedades índice

En función de la estructura típica de los suelos derivados de ceniza volcánica, que contienen muchos vacíos, los suelos volcánicos tienen las siguientes características:

- Valores elevados en la relación de vacíos
- Valores elevados de contenido de agua
- Valores elevados de los límites líquido y plástico, y se localizan por debajo de la línea-A de la carta de plasticidad de Casagrande.
- Alta cementación
- Cambios irreversibles luego de secado (al aire o en el horno) – comportamiento varía de plástico a no plástico.

La Tabla 2-2 sintetiza las propiedades índice de algunos suelos derivados de ceniza volcánica estudiados en Colombia y el mundo, las cuales fueron recolectadas y reportadas por Herrera et al. (2007).

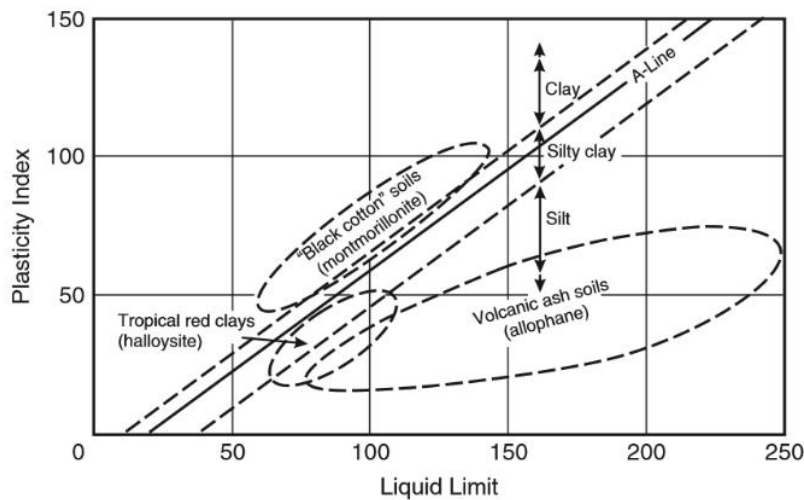
Tabla 2-2: propiedades índice de los suelos derivados de ceniza volcánica en Colombia y el mundo. Fuente: Herrera et al. (2007).

Properties	Colombia	Other countries	
pH	4.5 – 6.2 [2]	6 India [19]	
	6.1 – 6.3 [3]	4.6 – 5.2 USA [5]	
	5.1 – 5.8 [4]	3.6 – 8 Japan [18]	
		4.8 – 7.2 New Zealand [14]	
		5.7 – 6.2 Java [22]	
		5.8 – 6.7 Hawaii [23]	
G _s	2.47 – 2.65 [4]	2.58 – 2.59 Ecuador [13]	
	1.92 – 2.67 [1]	2.67 – 2.74 Japan [11]	
	2.50 – 2.67 [28]	2.28 – 2.65 Fiji [7]	
S _a [m ² g ⁻¹]	170 – 340 [28]	50 – 250 Japan [18]	
		581 Allophane (N ₂ adsorption) – [17]	
e	2.0 – 7.0 [3]	2.4 – 5.3, 1.5 – 8 Indonesia [25, 27]	
	1.1 – 1.9 [21]	1.9 – 4.1 allophane predominant India [20]	
	2.0 – 2.7 [4]	3.0 – 5.7, 1.0 – 6.1 Japan [6, 9]	
	0.88 – 3.62 [1]	1.8 – 6.6 Java [22]	
	1.3 – 3.8 [28]		
w _o	80 – 200% [3]	50 – 300% Indonesia [27]	
	16 – 90% [1]	50 – 100% India [19]	
	29 – 119% [28]	102 – 205%, 40 – 50%, 27 – 184% Japan [6, 11, 9]	
w _L	52 – 64% [4]	70 – 110% halloysite predominant Indonesia [25]	
	60 – 70% [12]	85 – 190% allophane predominant Indonesia [25]	
	120 – 250 % [15]	95 – 107% halloysite predominant New Guinea [10]	
	37 – 117% [28]	156 – 165% allophane predominant New Guinea [10]	
		179 – 187% Indonesia [26]	
		80 – 213% India [19]	
		72 – 159%, 31 – 40% Japan [18, 11]	
	105 – 107% Ecuador [8]		
w _P	27 – 33% [4]	55 – 75% halloysite predominant Indonesia [25]	
	45 – 50% [12]	65 – 150% allophane predominant Indonesia [25]	
	70 – 150% [15]	65 – 73% halloysite predominant New Guinea [10]	
	25 – 90% [28]	119 – 129% allophane predominant New Guinea [10]	
		139 – 149% Indonesia [26]	
		40 – 100%, 17 – 20% Japan [18, 11]	
	~ 60% Ecuador [8]		
S _r	65 – 88% [28]	50 – 80% India [16]	
		> 95% Japan [6]	
γ _{dry} [kN/m ³]	8.70 (sandy silt) [21]	4.0 – 7.2, 3.8 – 12.7 Japan [6, 9]	
	10.7 (silty sand) [21]	7.9 – 9.8 Fiji [7]	
	7.0 – 8.4 [4]	4.3 – 7.6 Java [22]	
	4.5 – 13.8 [1]		
	5.7 – 13.8 [28]		
γ _{sat} [kN/m ³]	15.1 (sandy silt) [21]	13.3 – 14.9 India [19]	
	16.1 (silty sand) [21]	11 – 14 Ecuador [13]	
	12.8 – 13.1 [28]	21.8 – 25.7 Japan [9]	
Fraction	Sand 5 – 40%	0 – 30%* 25 – 59%**	* New Zealand [20]
	Silt 55 – 70%	52 – 76%* 23 – 51%**	
	Clay 5 – 25%	21 – 42%* 17 – 19%**	

References: [1] Arango, 1993, [2] Benavides, 1982, [3] Forero et al., 1999, [4] IGAC, 1996, [5] Johnson-Maynard et al., 1997, [6] Kitazono et al., 1987, [7] Knight, 1986, [8] Mendoza, 1985, [9] Miura, 2003, [10] Moore and Styles, 1988, [11] Moroto, 1991, [12] Olarte, [13] O'Rourke and Crespo, 1988, [14] Parfitt and Kimble, 1989, [15] Rivera J.D., 2003, [16] Rouse et al 1986, [17] Shoji, 1993, [18] So, 1998, [19] Rao, 1995, [20] Rao, 1996, [21] Terlien, 1997, [22] Van Ranst et al., 2002, [23] Wada, 1990, [24] Warkentin and Maeda, 1974, [25] Wesley, 1977, [26] Wesley, 2001, [27] Wesley, 2003, [28] This study.

La cantidad de vacíos en la estructura hace que los suelos volcánicos tengan una alta relación de vacíos. Por ejemplo, Wesley (2002) reporta relaciones de vacíos iniciales de 3 a 4, y Herrera et al. (2007) reportan valores de hasta 7. En general, los suelos derivados de ceniza volcánica poseen una distribución muy amplia de tamaños de poro (Moldrup et al., 2003). Los macroporos hacen que el suelo tenga excelentes propiedades de drenaje, a diferencia de los microporos, que mantienen el agua debido a grandes fuerzas capilares y favorecen la alta capacidad de retención de agua (Maeda et al, 1997). Los suelos volcánicos suelen tener un alto contenido de agua, lo cual conlleva que tengan una baja densidad seca. Los suelos volcánicos tienen límites líquido y plástico muy altos, situados muy por debajo de la línea A en la gráfica de plasticidad (véase la Figura 2-11).

Figura 2-11: localización de algunos suelos residuales tropicales dentro de la carta de plasticidad de Casagrande convencional. Fuente: Wesley (2010).



Las tres últimas características de los suelos volcánicos son aquellas que se relacionan principalmente con problemas. Los suelos volcánicos tienen alta cementación, por lo que en condiciones *in situ* suelen mostrar una alta resistencia. Sin embargo, tienden a mostrar falla súbita o comportamientos frágiles. Los suelos volcánicos tienen sensibilidades bajas

a moderadas³. Las propiedades físicas de los suelos volcánicos se modifican fácilmente después del secado, por lo que es difícil establecer relaciones entre sus propiedades índice y geomecánicas (Brandes & Nakayama, 2010; Wesley, 1990, 2003).

2.5 Compresibilidad

En los suelos sedimentarios, el comportamiento volumétrico se relaciona con el historial de esfuerzos, mientras que en los residuales la estructura y la fábrica también determinan su comportamiento (Wesley, 1973; Mitchell & Soga, 2005). Asimismo, el comportamiento de compresibilidad de los suelos residuales se puede caracterizar por el esfuerzo de cedencia, el cual se define como el esfuerzo para el cual el suelo pierde o degrada su estructura. Esta pérdida o degradación de la estructura se debe, por ejemplo, a la fractura de algunas partículas (denominado *crushing* en inglés) y la pérdida de enlaces cementados entre agregados o partículas. La Tabla 2-3 presenta los valores de los esfuerzos de cedencia obtenidos a partir de ensayos de consolidación en el odómetro o en el equipo triaxial (trayectoria K_0) para diferentes suelos residuales. Para los suelos volcánicos, el esfuerzo de cedencia promedio alcanza un valor de hasta 500 kPa, como se muestra en la tabla nombrada.

³ La sensibilidad es definida como el cambio en consistencia de una arcilla producto de un remoldeo. El grado de sensibilidad de una arcilla se define como la relación entre la resistencia de una muestra inalterada sobre la resistencia del mismo suelo después de remodelada (sin cambios en el contenido de agua). La resistencia suele medirse a través del equipo de compresión inconfiada.

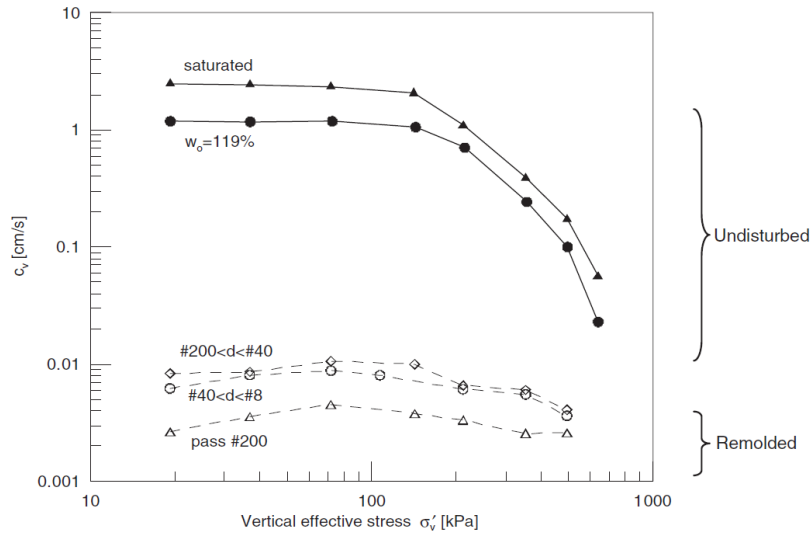
Tabla 2-3: esfuerzos de cedencia para varios suelos residuales obtenidos a partir de ensayos de consolidación realizados en equipo de consolidación unidimensional o equipo triaxial con trayectoria K_0 . Fuente: Mitchell y Soga (2005).

Soil Type and Location	Yield Stress (kPa)
Halloysite and allophane, Papua New Guinea	100-350
Volcanic clay	110-270
Gneiss, basalt, and sandstone, Brazil	60-450
Granite, basalt, and sandstone, Brazil	50-200
Halloysite and allophane, Japan	200-500
Granite, gneiss, and schist, USA	50-150
Gneiss, Venezuela	50-300
Volcanic ash, Indonesia and New Zealand	200-500

En la literatura se ha reportado la existencia de una relación lineal entre el índice de compresibilidad C_c y la relación de vacíos inicial o *in situ* (Leroueil & Vaughan, 1990). Por ejemplo, para los suelos con mineral arcilloso, como alófana y halloysita, encontrados en Nueva Guinea, el índice de compresión C_c aumenta de 0.5 a 1.5 cuando la relación de vacíos inicial se incrementa de 2 a 4.

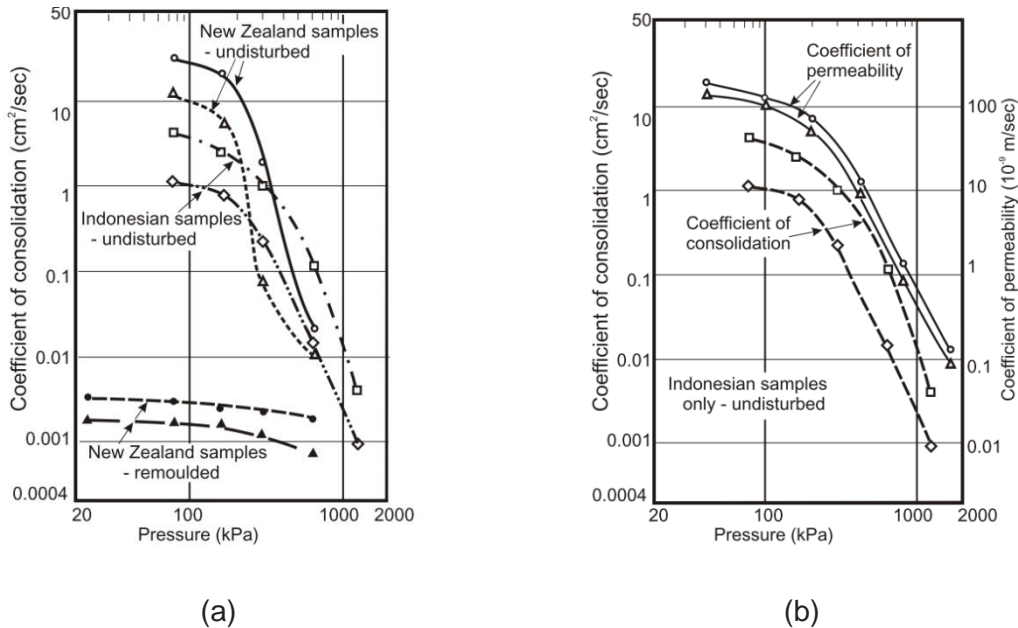
La Figura 2-12 (Herrera et al., 2007), muestra el efecto de la presión de confinamiento en el coeficiente de consolidación c_v . Para la muestra no alterada, el valor de c_v presenta pequeños cambios a esfuerzos bajos (c_v varía poco, entre 2.0 y 2.4 cm^2/s). Después de que el esfuerzo de cedencia se sobrepasa, el esqueleto del suelo se deteriora y el valor de c_v disminuye ($c_v = 0.022$ a $0.056 \text{ cm}^2/\text{s}$, valores que se asimilan a los reportados para arcillas sedimentarias). El efecto del remoldeo es la disminución en los valores de c_v (véase la Figura 2-12).

Figura 2-12: curvas de coeficiente de consolidación c_v vs. esfuerzo efectivo vertical, obtenidas a partir de ensayos de consolidación unidimensional usando el método de la raíz cuadrada del tiempo. Fuente: Herrera et al. (2007).



Resultados similares a los anteriores fueron obtenidos por Wesley (2003). En la Figura 2-13 se muestra la variación del coeficiente de consolidación c_v con el esfuerzo de confinamiento, a partir de ensayos de consolidación isotrópica en equipo triaxial. Los resultados indicaron que, en muestras inalteradas, el valor de c_v disminuye de forma drástica (en aproximadamente tres órdenes de magnitud) conforme el esfuerzo de confinamiento aumenta. En el caso de muestras remoldeadas, el valor de c_v permanece relativamente constante al aumentar el nivel de esfuerzo y exhibe valores de c_v similares a los obtenidos para muestras inalteradas a un nivel de esfuerzo cercano a los 1000kPa. De acuerdo con Wesley (2003), el efecto del remoldeo es la destrucción irreversible de la estructura abierta del suelo. Así como el coeficiente de consolidación, el coeficiente de permeabilidad muestra la misma tendencia a diferentes esfuerzos de confinamiento. El alto grado de permeabilidad de estos suelos demuestra la existencia de una estructura abierta de estos suelos en condiciones naturales.

Figura 2-13: mediciones de k y c_v durante ensayos de disipación de presión de poros en celda triaxial en muestras de suelo residual (muestras de Indonesia y muestras de Nueva Zelanda inalteradas y alteradas). Fuente: Wesley (2003).



2.6 Resistencia

Existen algunas correlaciones empíricas ampliamente estudiadas y aceptadas que permiten estimar la resistencia al corte a partir de parámetros índice en suelos sedimentarios (*i.e.* Wroth, 1984; Ladd et al., 1977). No obstante, estas no pueden usarse en suelos derivados de ceniza volcánica. Wesley (2010) indica que, en el caso de suelos derivados de cenizas volcánicas inalteradas, la resistencia al corte no drenado S_u determinada a partir de ensayos de compresión confinada es relativamente constante para cualquier valor de índice de liquidez superior al requerido para lograr su condición remoldeada; mientras que en los suelos residuales completamente remoldeados, la resistencia no drenada S_u tiene una tendencia similar a la exhibida por los suelos sedimentarios (*i.e.* disminuye al incrementarse el valor del índice de liquidez). En condiciones inalteradas, estos suelos exhiben grandes ángulos de fricción pico, entre 29° y 41°, a pesar de los contenidos altos de agua en condiciones naturales y límite líquido, y no se ven influenciados por la variación de estos parámetros (Wesley, 1977; Rouse et al., 1986; Rao, 1995). En general, para los suelos derivados de ceniza volcánica, los ángulos de fricción pico y residual son mayores que los presentados en los suelos sedimentarios con un índice de plasticidad similar (Wesley, 1997; Wallace, 1973; Bishop et al., 1971;

Bjerrum & Simons, 1950). Esto puede explicar las pendientes naturales escarpadas que pueden alcanzar los suelos alofánicos, las cuales no son encontradas en depósitos sedimentarios. Rao (1995) atribuye los altos valores de ángulos de fricción a la composición y estructura de estos suelos, y en especial a dos propiedades de las partículas de alófana: 1), la tendencia de este mineral arcilloso a formar agregaciones, lo que lo lleva a comportarse como limo; y 2), la fuerte atracción generada por las fuerzas de Coulomb. De acuerdo con Wells & Theng (1985), la agregación de alófanas está definida por una fuerte atracción de Coulomb, enlace de cementación por óxidos de hierro hidratado y enlaces de hidrógeno, y fuerzas de atracción de Van der Waals. Estas fuerzas tienden a formar una agregación que puede comportarse como una unidad (como limos) a pesar de los límites de Atterberg que presenta. En otras palabras, estos suelos pueden presentar un “comportamiento pseudogranular” que puede explicar los grandes valores de resistencia residual, a diferencia de arcillas sedimentarias. Además, los suelos alofánicos tienen valores de pH cercanos al punto de carga cero (PZC); por lo tanto, la cantidad de carga positiva que existe en la superficie es igual a la cantidad de carga negativa. Esto da una tendencia de floculación generalmente fuerte de las partículas de alófana (Rao, 1995), que resulta, en muchos casos, en una subestimación del tamaño del grano en la curva granulométrica.

3. Caracterización del suelo estudiado

En Colombia, los suelos derivados de ceniza volcánica ocupan cerca del 12 % del territorio (Herrera et al., 2007; Malagón et al., 1995; Malagón et al., 1991) y se encuentran a lo largo de los grandes centros demográficos y de crecimiento económico, por lo que resulta de gran importancia conocer y entender su comportamiento geomecánico. En la actualidad, se acepta que el comportamiento de los suelos derivados de ceniza volcánica está controlado fuertemente por la mineralogía y la fábrica (Wesley & Irfan, 1997), por lo cual, el uso de las propiedades índice como límites de Atterberg para su clasificación es cuestionable. Sin embargo, dichas propiedades son la herramienta práctica, junto con la caracterización geológica, para la identificación y, en consecuencia, el correcto tratamiento de estos suelos.

Para la presente investigación se seleccionó un suelo proveniente de una capa de ceniza volcánica localizada en el Departamento del Quindío (Colombia) y producida por el Volcán-Cerro Machín (Rueda, 2000). De manera general, el suelo se describe como un limo arenoso, muy plástico, con un alto contenido de agua (aproximadamente 85 %), gran cantidad de finos (más del 60 %), elevado límite líquido (≈ 131 %) y bajo peso unitario seco (≈ 6.0 kN/m³), las cuales son propiedades índice típicas de suelos derivados de ceniza volcánica. Este material ha sido investigado previamente por García-Leal & Colmenares (2011) y García (2004), quienes concluyeron que los procesos de secado y humedecimiento afectan el comportamiento durante la falla y el valor de la resistencia.

En este capítulo se presentan los resultados de los ensayos de caracterización sobre el material en estudio, los cuales incluyen propiedades índice, composición química y mineralógica, y descripción general de la fábrica del suelo.

3.1 Localización geográfica y geología

Las muestras de suelo estudiadas fueron obtenidas mediante el labrado a mano de bloques de suelo extraídos de trincheras localizadas dentro del campus de la Universidad del Quindío, en la ciudad de Armenia, Departamento del Quindío (Colombia). Este sector se ubica en la vertiente occidental de la Cordillera Central de Colombia, entre los 4°04' y 4°44' de latitud Norte y los 75°26' y 75°22' de longitud Oeste del meridiano de Greenwich (Sandoval, 2001), a una altitud de 1483 m s. n. m., y presenta una temperatura media de 23 °C y una precipitación promedio anual de 3000 mm. De acuerdo con el Mapa Geológico de Colombia 2015 (fuente: <http://www.sgc.gov.co>) del Servicio Geológico Colombiano, la unidad estratigráfica que aflora en el área de interés corresponde a la denominada Q-vc, “flujos volcanoclásticos constituidos por piroclastos y epiclastos de composición andesítica” (véase la Figura 3-1). La zona de muestreo se encuentra sobre un gran depósito vulcano-sedimentario conocido como “Glacis del Quindío” el cual cubre cerca de un 35 % del área del departamento en cuestión (González & Núñez, 1991). En su gran mayoría, dichos depósitos han sido producto de la actividad de los volcanes nevados del Quindío, Santa Isabel, Santa Rosa y Ruiz, cuyas erupciones aportaron gran cantidad de material piroclástico de tamaño ceniza y *lapilli*. La secuencia de caída de cenizas volcánicas tiene un espesor de 15 a 20 metros y se encuentra depositada en posición subhorizontal, o moldeando la topografía subyacente, sobre el basamento cuaternario constituido por los flujos de lodo.

Figura 3-1: descripción geológica. Fuente: Mapa Geológico de Colombia 2015, escala 1:1.000.000 (Latitud 2977785, Longitud -765008886).



3.2 Descripción visual del material

Para la presente investigación, se utilizaron muestras inalteradas recuperadas durante una exploración manual ejecutada dentro del campus de la Universidad del Quindío. La Figura 3-2 muestra en detalle la trinchera donde se obtuvieron algunas muestras. Una vez el bloque de suelo fue recuperado, se tallaron especímenes cilíndricos de 12 cm de diámetro por 15 cm de alto. Las muestras fueron envueltas cuidadosamente en papel de vinipel industrial, cubiertas por capas de parafina y transportadas hasta las instalaciones de la Universidad Nacional de Colombia (Sede Bogotá) en neveras de icopor. Las muestras fueron conservadas y almacenadas en el cuarto húmedo del Laboratorio de Geotecnia de la Universidad Nacional de Colombia (Sede Bogotá). Una descripción detallada del procedimiento de muestreo y almacenamiento se presenta en García (2004).

Figura 3-2: trinchera de muestreo. Fuente: cortesía del profesor Juan Carlos García Leal (imagen capturada en 2008).



3.3 Propiedades índice

Las características físicas típicas de los suelos derivados de ceniza volcánica (e. g. bajos pesos unitarios secos, alta capacidad de retención de agua, límites líquidos y plásticos altos), están controladas en gran medida por las características de la alófana como mineral arcilloso dominante (Wesley 1973; Wesley 1990; Rao 1995; Wallace 1973). A continuación, se presentan los resultados de ensayos geotécnicos para la caracterización básica ingenieril del suelo en estudio, en donde se adoptaron algunas de las modificaciones recomendadas para suelos residuales. Estos resultados complementan los reportados para el mismo material por García (2004).

3.3.1 Distribución granulométrica

La distribución granulométrica se evaluó de acuerdo con la norma ASTM D6913 (ASTM, 2017), método B. La diferencia entre los métodos A y B radica en la manera en que se ejecuta el tamizaje: en el A, se realiza en seco; mientras que en el B, se lleva a cabo por lavado del material en condición natural (sin previo secado) sobre el tamiz n.º 200 (75 μm). Este método permite no solo la disgregación de las partículas aglomeradas (por agentes cementantes) que podría sobrestimar las mediciones de los tamaños, sino que también evita el secado del material natural previo al tamizado. Lo anterior se aclara teniendo en cuenta las observaciones de Frost (1967), Wesley (1973) y Wallace (1973), quienes reportaron un incremento aparente en el tamaño de las partículas finas en los suelos derivados de ceniza volcánica luego de someter el suelo a procesos de secado al aire o en horno. Luego de finalizar el proceso de lavado, el material retenido (grueso) y el material pasa tamiz n.º 200 (fino) es secado al horno a 110 °C durante 24 horas. Transcurrido este tiempo, se pesa la porción fina y el material grueso es tamizado y pesado.

La Figura 3-3 muestra la distribución granulométrica obtenida de cuatro muestras ensayadas. La Tabla 3-1, a su turno, presenta los resultados en términos de porcentajes de fracción fina, arena y gruesa. Los resultados indican que entre 58 y 69 % del material es suelo fino (arcilla o limo).

Tabla 3-1: porcentajes de fracciones gruesas y finas. Fuente: elaboración propia.

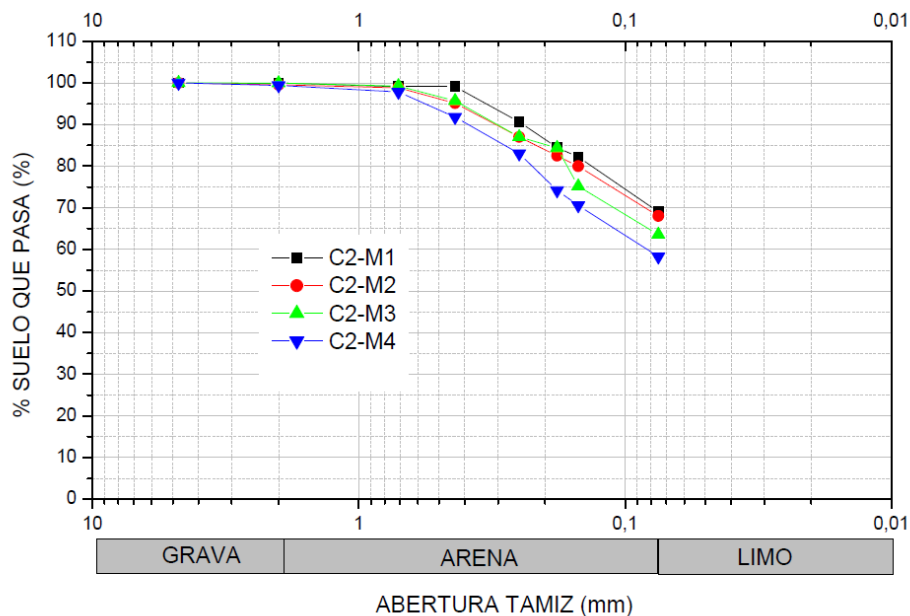
Tabla 3-1	% de fracción fina – limo y arcilla (<0.075mm)	% de fracción arena (0.075 – 2) mm	% de fracción gruesa – grava (>2mm)
C2-M1	69.0	31.0	0.0
C2-M2	68.0	31.5	0.5
C2-M3	63.0	36.9	0.1
C2-M4	58.0	41.6	0.4

Nota: se adoptó la nomenclatura C2 para describir el suelo como horizonte C del perfil de suelos residuales típico, de acuerdo con Wesley e Irfan (1997).

En suelos volcánicos, la medición de las partículas finas, mediante métodos convencionales de sedimentación (e. g. hidrometría) genera errores. Aun cuando los

métodos convencionales involucran el uso de un agente dispersante, la fuerte tendencia que tienen las partículas de alófana a flocular (Wells & Theng, 1985; Wesley, 2002; Rouse, Reading & Walsh, 1986) persiste (Jacquet, 1990) y, en consecuencia, la cantidad de material tamaño arcilla puede ser subestimada. Teniendo en cuenta esto, no se realizaron ensayos de hidrometría para el suelo en estudio. No obstante, se realizó una estimación de la distribución de tamaños menores a 0.075 mm mediante el conteo en sección delgada de suelo por método petrográfico, cuyos resultados se discutirán más adelante.

Figura 3-3: distribución del tamaño de partícula para fracciones gruesas. Fuente: elaboración propia.



3.3.2 Límites de consistencia – fracción fina

La fracción fina fue caracterizada en términos de sus límites: líquido, plástico y de contracción. La determinación de los dos primeros se realizó de acuerdo con el estándar ASTM D4318-10 (ASTM, 2010), usando las muestras en condición natural sin secado previo (Fotografía 3-1). Con respecto a los ensayos de límite de contracción, estos fueron ejecutados según la norma ASTM D4943-08 (ASTM, 2008).

Fotografía 3-1: muestras usadas en los ensayos de límites: líquido, plástico y de contracción (Laboratorio de Geotecnia de la Universidad Nacional de Colombia – Sede Bogotá)



La Tabla 3-2 presenta los resultados de los ensayos de límites plástico, líquido y de contracción, así como el índice de plasticidad. Los resultados indican un índice de plasticidad (IP) de aproximadamente 56 %.

Tabla 3-2: Límites de consistencia. Fuente: elaboración propia.

ID de la muestra	Límite plástico (%)	Límite líquido (%)	Límite de contracción (%)	Índice de plasticidad (%)
C2-M1	79	134	52	55
C2-M2	73	130	47	57
C2-M3	73	130	-	57
Promedio	75	131	50	56

Nota: La nomenclatura C2 fue adoptada para describir el suelo como horizonte C del perfil de suelos residuales típico, de acuerdo con Wesley e Irfan (1997).

3.3.3 Relaciones volumétricas y gravimétricas

Para la determinación del peso específico se siguió el procedimiento descrito en la ASTM D854-10 (ASTM, 2010) – método A; no obstante, y con el fin de mejorar la disgregación del suelo y la expulsión de las burbujas de aire atrapadas en el suelo, la ejecución del ensayo se realizó 24 horas después de la preparación de la muestra de suelo en el picnómetro (Frokes, 1997). A fin de evaluar repetibilidad y consistencia en los resultados,

se realizaron cuatro ensayos de gravedad específica para cuatro muestras diferentes y representativas del suelo. Los resultados se presentan en la Tabla 3-3.

Tabla 3-3: pesos específicos de sólidos G_s . Fuente: elaboración propia.

ID de la Muestra	G_s
C2-M1	2.67
C2-M2	2.64
C2-M3	2.60
C2-M4	2.64
Promedio	2.64

En la Tabla 3-4 se presentan los valores de peso específico reportados en la literatura para diferentes suelos volcánicos de Colombia y el mundo. Los resultados indican que el valor del peso específico de los suelos derivados de ceniza volcánica en Colombia oscila entre 2.47 y 2.66.

Tabla 3-4: pesos específicos G_s reportados para suelos derivados de cenizas volcánicas en Colombia y otros países. Fuente: Herrera et al. (2007) (adaptación).

País	G_s	Referencia
Colombia	2.47 a 2.65	IGAC (1996)
Colombia	2.50 a 2.67	Herrera et al. (2007)
Colombia	2.58 a 2.66	Garcia (2004)
Ecuador	2.58 a 2.59	O'Rourke & Crespo (1988)
Japón	2.67 a 2.74	Moroto (1991)

El contenido de agua ω , definido como la relación en porcentaje de masa de agua libre o de poros de un material sobre la masa de los sólidos (ASTM D2216 - 10, 2010), se obtiene mediante el secado en horno a $110^{\circ}\pm 5^{\circ}\text{C}$ del espécimen por un periodo comprendido entre 12 y 16 h, o hasta que la masa del espécimen no varíe. La masa de los sólidos de las muestras de suelo en estudio fue tomada después de transcurridas 24 h, tiempo que se consideró suficiente para remover el agua libre de las muestras puesto que las mediciones de masa no presentaron variaciones significativas (<0.1%). Es importante mencionar que, aun cuando se reporten en la literatura cambios en el comportamiento del suelo después de procesos de secado, las pruebas de laboratorio fueron realizadas sobre suelo natural.

Por lo tanto, se considera que la medida del contenido de agua aquí reportado (véase la tabla 2-5) permite la caracterización de la consistencia del suelo y la determinación de las restantes relaciones de fase.

El peso unitario total γ_t fue obtenido a través de parafinado de las muestras de suelo natural. Para el suelo en estudio, el valor de γ_t fue de 11.8 kN/m³ en estado natural. Haciendo uso de las relaciones de fase, el peso unitario seco γ_d obtenido fue de 6.0 kN/m³ (véase la tabla 2-5). Herrera et al. (2007) también reportaron pesos unitarios secos bajos de hasta 5.7 kN/m³.

Para la determinación de la relación de vacíos *in situ* e_0 , la porosidad n y el grado de saturación en estado natural s del suelo en estudio se hizo uso, nuevamente, de las relaciones de fase y los valores de los pesos unitarios total γ_t y el contenido de agua natural ω antes obtenidos. Los resultados de las propiedades volumétricas y gravimétricas del suelo se resumen en la tabla 3-5.

Tabla 3-5: propiedades volumétricas y gravimétricas. Fuente: elaboración propia.

Peso unitario total γ_t (kN/m ³)	Peso unitario seco γ_d (kN/m ³)	Contenido de agua ω (%)	Grado de saturación en estado natural s (%)	Relación de vacíos e_0	Porosidad n (%)
11.8- 12.6	6.0- 7.0	83- 87	80	2.7-3.2	73- 76

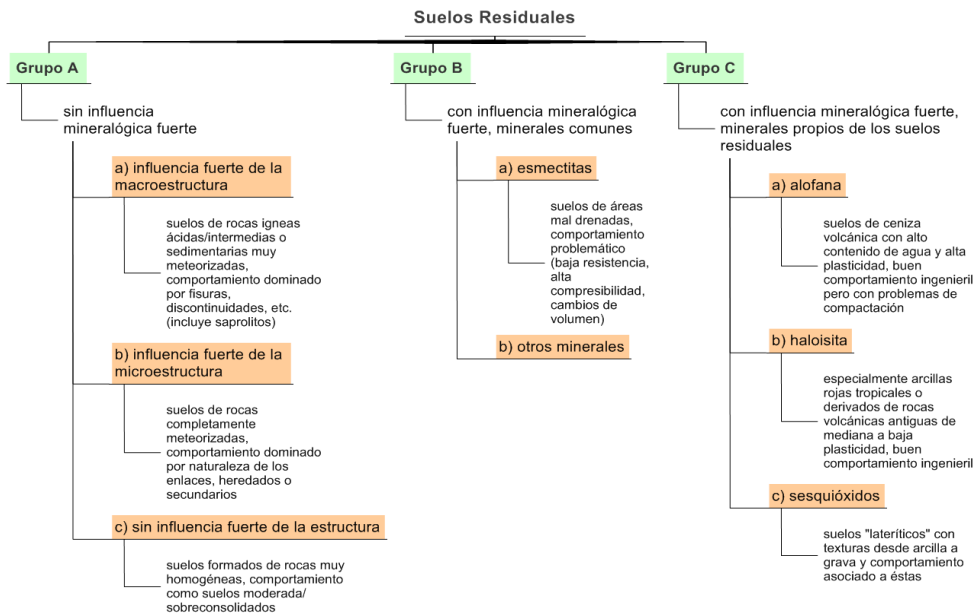
Tabla 3-6: resumen de propiedades índice del suelo estudiado. Fuente: elaboración propia.

Identificación visual	Limo arenoso, muy plástico. Color café amarillento oscuro
% 0.075mm a 2mm	31-42
% < 0.075 mm	58-69
Peso unitario total (kN/m ³)	11.8-12.9
Peso unitario seco (kN/m ³)	6.0 –7.0
Peso específico	2.64
Contenido de agua (%)	83-87
Límite Líquido (%)	130-134
Límite Plástico (%)	73-79
Límite de Contracción (%)	55-57
Relación de vacíos	2.7-3.2
Porosidad	0.73 -0.76

3.3.4 Clasificación de suelos

De acuerdo con la clasificación de suelos Unified Soil Classification System (USCS), el suelo se clasifica como MH: “limos inorgánicos, arenas finas o limos con micro o diatomeas, limos elásticos”. Sin embargo, este sistema de clasificación no tiene en cuenta propiedades importantes de los suelos residuales, ni las características típicas de los suelos derivados de ceniza volcánica descritas anteriormente. No obstante, Wesley (1988) y Wesley e Irfan (1997) proponen un sistema de clasificación que tiene en cuenta la composición mineralógica y la micro y macroestructura de los suelos residuales. Este sistema sugiere la existencia de tres grupos principales: A), suelos sin una influencia mineralógica fuerte; B), suelos con una influencia mineralógica fuerte derivada del mineral arcilloso, también comúnmente encontrado en suelos transportados; y C), suelos con una influencia mineralógica fuerte, pero de minerales que solo se encuentran en suelos residuales. En este último grupo, los minerales más importantes son la alófana, la halloysita y los sesquióxidos. Una descripción más detallada de las características de estos grupos se presenta en la Figura 3-4.

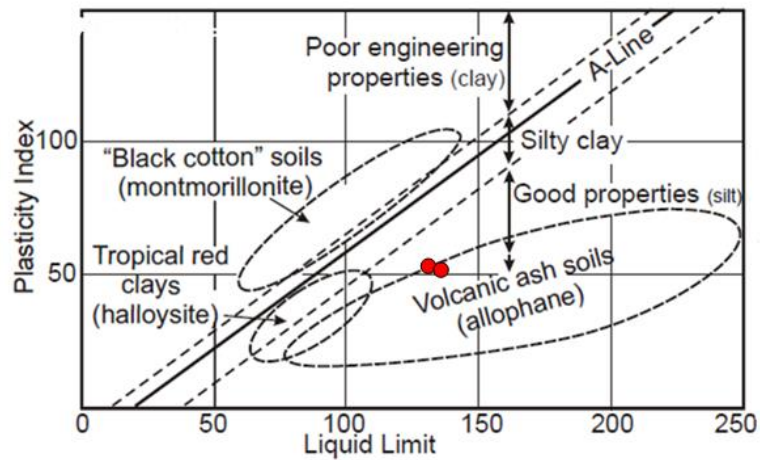
Figura 3-4: clasificación de suelos residuales. Fuente: Wesley & Irfan (1997).



En la Figura 3-5 se presenta la carta de plasticidad de Casagrande modificada por Wesley (1988), en donde se introducen nuevas fronteras para suelos residuales; se incluyen en la misma el límite líquido y el índice de plasticidad del suelo (Tabla 3-6) (puntos rojos). El

suelo de estudio, el cual presenta valores de límite líquido altos (130 % aprox.) y bajos valores del índice de plasticidad (50 % aprox.) en condición natural, se ubica debajo de la línea "A" de la carta de plasticidad de Casagrande y se ajusta a los resultados típicos obtenidos por Rouse et al. (1986), Wallace (1973), Wesley (1977), Jacquet (1990), García (2004), Herrera et al. (2007), Wesley (2010) y Viveros-Rosero (2014) para suelos derivados de ceniza volcánica cuyo mineral predominante era la alófana.

Figura 3-5: límite líquido e índice de plasticidad del suelo, presentados dentro de la Carta de Plasticidad de Casagrande – modificada por Wesley (1988) para suelos residuales (en rojo los resultados de la Tabla 3-2).



3.4 Caracterización química y mineralógica

3.4.1 Composición química por fluorescencia de rayos X

El ensayo de fluorescencia de rayos X (*X-Ray Fluorescence*, XRF) es una técnica no destructiva utilizada comúnmente para determinar la composición química de una muestra de material desconocido. En un análisis de XRF, la composición química de una muestra se cuantifica mediante la medición de la longitud, así como de la intensidad de los rayos X fluorescentes (secundarios) emitidos por esta muestra al ser excitada por una fuente de rayos X primaria. La identificación y cuantificación de la composición del material es posible gracias a que cada elemento químico produce un conjunto de rayos X fluorescentes ("huella") característico o propio del elemento (Müller, 1972).

Para el suelo en estudio, se realizó un análisis cuantitativo de la composición química mediante la técnica de XRF mediante el equipo Magix Pro Philips del Laboratorio de Fluorescencia de Rayos X de la Universidad Nacional de Colombia (Sede Bogotá). En la Tabla 3-7 se presenta la lista de compuestos encontrados en la muestra, así como sus porcentajes representativos. Se observa que predominan la sílice (SiO_2), el óxido de aluminio (Al_2O_3) y el óxido de hierro (Fe_2O_3). Habida cuenta de que la relación $\text{SiO}_2/\text{Al}_2\text{O}_3$ es de 2.0, es posible inferir la presencia de aluminosilicatos característicos de la alófana. También se confirma la presencia, en una menor relación (6.06 %), de sesquióxidos (óxido de hierro), típica en suelos residuales.

Tabla 3-7: compuestos identificados mediante técnica de fluorescencia de rayos X. Fuente: elaboración propia.

Compuesto	% o ppm
SiO_2	50.17 %
Al_2O_3	23.15 %
Fe_2O_3	6.06 %
CaO	2.99 %
Na_2O	1.49 %
MgO	2.53 %
K_2O	0.62 %
TiO_2	0.78 %
P_2O_3	0.15 %
MnO	0.11 %

3.4.2 Composición mineralógica basada en análisis petrográfico de sección delgada

La elaboración de una sección delgada de suelo fue necesaria para la descripción mineralógica del suelo mediante análisis petrográfico. El procedimiento para la elaboración de la muestra delgada de suelo se resume a continuación. Primero, el espécimen es secado al aire y sobre una placa caliente ($40\text{ }^\circ\text{C}$) durante 48 horas. Luego, la muestra de suelo es impregnada de una resina de tipo *epoxy* al vacío, con el fin de disminuir la alteración de la muestra. Una vez la muestra con resina se solidifica, se procede a la realización de los cortes en láminas de 1 mm. Posteriormente, la muestra es rectificadas y reducida a una lámina de espesor de $300\text{ }\mu\text{m}$. Finalmente, la lámina se somete a una abrasión, reduciéndose con ello su espesor a $30\text{ }\mu\text{m}$.

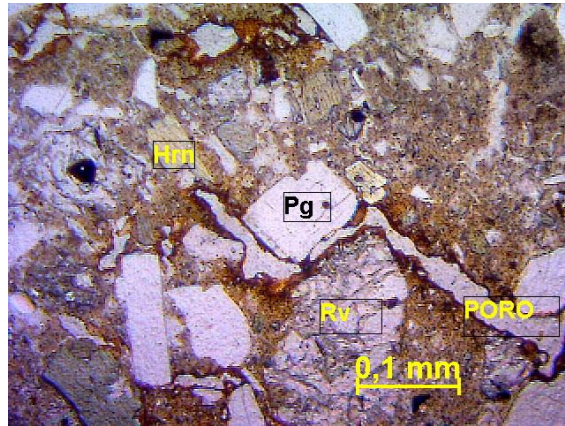
El análisis mineralógico, y de modo específico, la composición del armazón (fragmentos clásticos) y la matriz de la sección delgada de suelo, se realizó usando la técnica petrográfica bajo luz transmitida polarizada en un microscopio petrográfico Leitz. Para este análisis se realizaron 178 conteos, en aras de determinar el tamaño de grano y la composición general de la muestra.

El armazón se compone principalmente de líticos de rocas volcánicas (33.6 % sin normalizar), cristales euhedrales a subeudrales de hornblendas (25.7 % sin normalizar) y plagioclasas intermedias (21.7 % sin normalizar) (véase la Fotografía 3-2). A su vez, el armazón es de naturaleza clástica y, además, se identificaron otros minerales accesorios como biotita, clorita, óxidos de hierro y otros minerales opacos en menor porcentaje. Los fragmentos líticos pueden presentar biotita, vidrio volcánico, plagioclasa, hornblenda y piroxenos debido a planos de exfoliación encontrados de 90° y su alto relieve. La ausencia de cuarzo y el enriquecimiento de minerales ferromagnesianos (Mg, Fe, y Ca) indican que la composición original del material volcánico parental es de tipo andesítico. La composición mineralógica del armazón se resume en la Tabla 3-8.

Tabla 3-8: composición mineralógica del armazón mediante análisis petrográfico de sección delgada. Fuente: elaboración propia.

Mineral	Conteo n.º 1	Conteo n.º 2	Conteo n.º 3	% parcial	%
Plagioclasa	13	5	4	22	21.78
Volcánicos	10	13	11	34	33.66
Biotita	1	2	3	6	5.94
Opacos	3	1	2	6	5.94
Hornblenda	15	8	3	26	25.74
Clorita	2	1	1	4	3.96
Óxidos de hierro	1	0	2	3	2.97
Total	45	30	26	101	100

Fotografía 3-2: imagen tomada en una locación de la sección delgada de suelo usando microscopio petrográfico Leitz bajo luz transmitida polarizada. En la figura se observan los fragmentos líticos de hornblenda (Hrn), líticos volcánicos (Rv) y plagiocasa (Pg), y la presencia de poros. Fuente: elaboración propia.



La composición principal de la matriz es similar a la del armazón, con la diferencia de que los tamaños de grano son más finos (partículas tamaño arena muy fina, arena fina y arcilla). De igual manera, presenta fragmentos líticos y cristales euhedrales de hornblenda y plagioclasa (Fotografía 3-3).

Fotografía 3-3: matriz donde predomina la ceniza volcánica, líticos volcánicos, hornblenda, plagioclasas en tamaño arcilla y arena muy fina.



Tabla 3-9: composición general de la sección delgada de suelo. Fuente: elaboración propia.

Composición general	% parcial	% normalizados
Armazón	56.42	42.56
Matriz	43.58	32.87
Poros	32.58	24.57
Total	132.58	100

Como se observa en las fotografías Fotografía 3-2 y Fotografía 3-3, en su gran mayoría se identifican granos angulares a subangulares con cristales euhedrales a subhedrales. Además, de acuerdo con los análisis de distribución de tamaños, el material es pobremente gradado (véase la sección 2.3.1). Esto se debe, principalmente, a la proximidad de la fuente del material y a su proceso de madurez.

Por las características descritas, se observa que el tipo de muestra se asocia a un depósito de caída piroclástica de tipo ceniza, proveniente de un volcanismo de composición básica. Estos resultados son congruentes con la descripción geológica del sector, en la cual se señala que la fuente del material volcánico extrusivo proviene de la ceniza volcánica producida por el Volcán-Cerro Machín, con edades cercanas a 4800 años (Rueda, 2000).

3.5 Caracterización general de fábrica

Actualmente se reconoce que la fábrica, entendida como el arreglo de partículas, grupos de partículas y poros en el suelo (Mitchell & Soga, 2005), juega un papel muy importante en la respuesta geomecánica del suelo (Oda, 1972; Yimsiri & Soga, 2011; Gao & Zhao, 2017; Woo & Salgado, 2015; Santamarina & Cho, 2004). Los avances en el entendimiento de la micromecánica y su relación con el comportamiento macro del suelo se han dado gracias a la implementación de técnicas como la microscopía electrónica (microscopio óptico de luz polarizada, microscopio ambiental electrónico de barrido [ESEM], microscopio de transmisión electrónica [TEM]) (Kaufhold et al., 2009), la tomografía de rayos X (Oda et al., 2004; Andò et al., 2012), y la difracción de rayos X (Gillott, 1970), entre otras. Aun cuando la descripción y el entendimiento de la fábrica de materiales naturales representa grandes retos, en esta investigación fue posible el estudio, en términos cualitativos, de la minifábrica, cuyas características principales se describen a continuación.

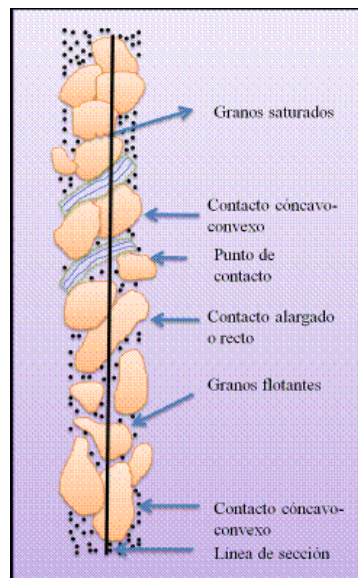
3.5.1 Descripción de la minifábrica mediante microscopio óptico (luz polarizada)

Del estudio de la sección delgada de suelo a través de microscopio óptico se resaltan los siguientes aspectos: i), los tamaños de los cristales son substancialmente diferentes; ii), cerca del 32 % del área se encuentra ocupada por la matriz, mientras que el 42 % lo compone el armazón y 26 % son vacíos, lo cual da un indicio de una fábrica de tipo matriz soportada; y iii), predominan los contactos de tipo “granos flotantes”. En la Tabla 3-10 se presenta el conteo de los diferentes contactos identificados y en la Figura 3-6 se ilustra cada tipo de contacto.

Tabla 3-10: cuantificación del tipo de contactos entre granos. Fuente: elaboración propia.

Tipos de contacto entre los granos	Conteo n.º 1	Conteo n.º 2	Conteo n.º 3	% parcial	%
Granos flotantes	10	15	23	48	16.00
Puntual	3	3	3	9	3.00
Contacto largo	1	0	1	2	0.67
Cóncavo convexo	0	0	0	0	0.00
Total	14	18	27	59	100

Figura 3-6: ilustración de los posibles tipos de contacto entre granos. Fuente: Pettijohn et al. (1987).



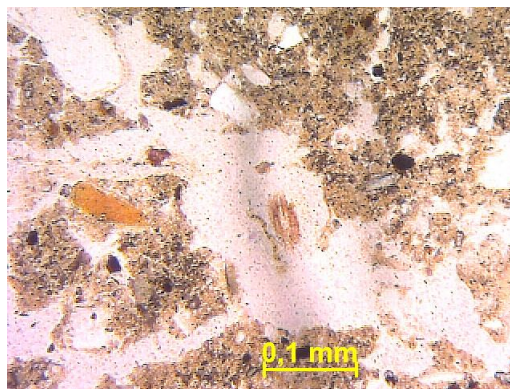
El 26 % restante del área de la sección delgada comprende un sistema de poros que se identifican en la sección por su anisotropía y ausencia de relieve, y presentan pátinas de

alteración de óxidos de hierro (véase la Fotografía 3-5) posiblemente debidos a la presencia de fluidos como el agua correspondiente al nivel freático.

Fotografía 3-4: estructura matriz soportada: cristales de hornblenda (exfoliación 60 – 120 grados) flotando en una matriz (color más oscuro).



Fotografía 3-5: el poro es la estructura en forma de zigzag y se distingue por el color más claro.



Mediante los conteos realizados a la sección delgada fue posible también estimar de manera aproximada la distribución de los tamaños de las partículas menores que $<0.075\text{mm}$, las cuales no fueron determinadas a partir de la curva de distribución granulométrica por tamizado [ASTM D6913-17 (ASTM, 2017)]. Los resultados del análisis de frecuencia se muestran en la Tabla 3-11, e indican que las partículas de tamaño arcilla y limo fino predominan en la muestra (43.68 %). Se observa también que cerca del 60 % de la muestra es ocupada por partículas con diámetros entre 0.002 mm a 0.0094mm (véase la Tabla 3-11). Este resultado concuerda con los resultados de gradación (análisis basado en masas presentado en la Figura 3-3), donde cerca del 65 % (en términos de masa) del material, en promedio, presenta un diámetro de partícula inferior a 0.075 mm.

Tabla 3-11: análisis de frecuencia para la distribución de tamaños en la sección delgada según estándar. Fuente: elaboración propia.

Denominación de tamaño	Tamaño medio de partículas (μm)	Conteo	Frecuencia (%)
Arcilla	2	49	21.68
Limo fino	12	47	20.80
Limo medio	23	12	5.31
Limo grueso	47	31	13.72
Arena muy fina	94	18	7.96
Arena fina	188	9	3.98
Arena media	375	12	5.31
Arena gruesa	750	0	0.00

Mediante el conteo de partículas también fue posible estimar el tipo de gradación de los sedimentos con base en la clasificación de Folk (1980). Esta clasificación se basa en el valor de la desviación estándar del parámetro Phi, el cual se calcula como el logaritmo en base 2 del número de partículas de un determinado tamaño que se repiten durante el proceso de conteo. La Tabla 3-12 presenta los valores del parámetro Phi para cada tamaño analizado e incluye el valor de desviación estándar. De acuerdo con Folk (1980) (véase la Figura 3-7), para desviación estándar del parámetro Phi igual a 1.80, el material se clasifica como pobremente gradado. Esto se evidencia en la distribución de frecuencias presentada en la Tabla 3-11, donde se observa desproporción del arcillón con respecto a la matriz.

Tabla 3-12: evaluación del parámetro Phi para la definición del tipo de gradación. Fuente: elaboración propia.

Numero de conteos	Partículas (μm)	Tamaño de grano	Tamaño de partículas phi
49	2	Arcilla	-5.6
47	12	Limo fino	-5.6
12	23	Limo medio	-3.6
31	47	Limo grueso	-5.0
18	94	Arena muy fina	-4.2
9	188	Arena fina	-3.2
12	375	Arena media	-3.6
0	750	Arena gruesa	0.0
Desviación estándar de Phi =			1.8

Figura 3-7: ordenamiento y selección de sedimentos de acuerdo con Folk (1980).

16%/84% Diameter ratio, millimeters	Phi Standard Deviation	Verbal Scale	
1.0	.00	Very Well Sorted	MATURE
1.6	.35	Well Sorted	
2.0	.50	Moderately Sorted	
4.0	1.00	Poorly Sorted	SUBMATURE
8.0	1.50	Very Poorly Sorted	
16.0	2.0		

3.6 Resumen de la caracterización

El suelo de estudio corresponde a un suelo residual derivado de ceniza volcánica de tipo limo-arcilloso, plástico, originado de la descomposición de cenizas volcánicas y flujos de lodo de la región del Quindío (Colombia). En este capítulo se realizó su caracterización desde un punto de vista de su composición, fábrica y propiedades físicas. Las características claves de este suelo, desde la perspectiva del estudio esfuerzo – deformación – tiempo, son la relación de vacíos, que varían entre 2.7 y 3.2, el peso unitario seco (6.0-7.0 kN/m³) y su contenido de agua (83-87 %). De acuerdo con la curva de distribución granulométrica, aproximadamente el 65 % del suelo está compuesto por partículas finas (diámetro < 0.075 mm) y el 34.5 % de partículas con diámetro comprendido entre 2 a 0.075 mm. Menos del 0.5 % de partículas gruesas (diámetro > 2 mm) fueron encontradas en el suelo. El método de hidrometría no se utilizó, debido a la fuerte tendencia a flocular de la alófana. No obstante, el análisis petrográfico (conteo de partículas) realizado en una muestra delgada de suelo indica la presencia de una cantidad importante de partículas de tamaño arcilla (diámetro < 0.002 mm). El suelo presenta un límite líquido de 132 % y un índice de plasticidad de 56 %, en promedio.

De acuerdo con la clasificación de suelos residuales propuesta por Wesley e Irfan (1997), la composición mineralógica del suelo en estudio influencia fuertemente su comportamiento geomecánico (suelo residual del grupo C). La solución de problemas geotécnicos se fundamenta en una correcta identificación del tipo de suelo; por lo tanto, resulta de gran ayuda en la práctica ingenieril el uso de propiedades índice para su identificación, cuando estudios más específicos (e. g. determinación mineralogía y fábrica) son limitados.

Aun cuando no se realizó la identificación y cuantificación de la alófana por métodos directos, la fuerte presencia de sílice (SiO_2) (50.17 %) y óxido de aluminio (Al_2O_3) (23.15 %), medida mediante la técnica XRF, sugieren la presencia de aluminosilicatos característicos de la alófana. El suelo también presenta, en una menor proporción (6.06 %), óxido de hierro (Fe_2O_3), compuesto típico de suelos residuales. El análisis mineralógico realizado a través de la técnica petrográfica de sección delgada revela un armazón compuesto principalmente de material volcánico, cristales de hornblendas y plagioclasas, y una matriz con composición similar al armazón, pero con tamaños de grano inferiores.

Sumado a lo anterior, fue posible describir la fábrica del suelo, a escala de la minifábrica, gracias al análisis de la sección delgada de suelo. Los resultados indican que el suelo es de tipo matriz soportado con una estructura muy abierta como lo demuestra la presencia importante de vacíos (26%) y un amplia variada del tamaño del grano.

4. Procedimiento experimental

El proceso de consolidación del suelo es complejo y depende de factores tales como mineralogía, composición, granulometría, contenido de agua, densidad, conductividad hidráulica, magnitud, modo y duración de la carga, procesos químicos y tiempo, entre otros (Mitchell & Soga, 2005; Leroueil, 1996; Leroueil & Hight, 2003). Dependiendo del espesor del estrato de suelo y la geometría de la cimentación superficial, la consolidación puede presentarse como un proceso unidimensional de deformación, en donde la compresión del suelo ocurre únicamente en la dirección del esfuerzo principal mayor. También se pueden presentar condiciones más complejas, en las cuales la consolidación ocurre en dos o tres direcciones o bajo diferentes tipos de carga —como, por ejemplo, en condición de carga isotrópica o hidrostática—.

Ya que la carga y el tiempo son factores relevantes en el proceso de consolidación de los suelos, se desarrolló un trabajo experimental para el estudio del comportamiento esfuerzo – deformación – tiempo del suelo derivado de ceniza volcánica, el cual incluyó ensayos de consolidación unidimensional y de consolidación isotrópicos. En estos se llevaron a cabo incrementos de carga que se mantuvieron por largos periodos de tiempo, con el fin de evaluar las deformaciones dependientes de este último durante la consolidación. Se realizaron también ensayos de carga hidrostática constante con condiciones no drenadas que ayudaron a elucidar el posible mecanismo causante de la deformación volumétrica bajo esfuerzo efectivo constante. El detalle de este trabajo experimental se detalla en el presente capítulo. En la sección 4.1 se describen el equipo de consolidación unidimensional, el procedimiento de tallado y montaje de las muestras inalteradas, y una descripción de la metodología y el programa de ensayos ejecutado; y en la 4.2 se presentan las descripciones de la preparación y montaje de muestras inalteradas en los equipos triaxiales utilizados, así como de la metodología y el programa de ensayos realizado.

4.1 Ensayos de consolidación unidimensional

4.1.1 Descripción del equipo y configuración general

Los ensayos de consolidación unidimensional se realizaron en los consolidómetros localizados en el Laboratorio de Geotecnia de la Universidad Nacional de Colombia (Sede Bogotá). La Figura 4-1 muestra los elementos que componen el equipo de consolidación unidimensional. Se usaron anillos de bronce y acero cuya rigidez es significativamente superior a la del suelo, por lo que restringe la deformación lateral del mismo. Sus dimensiones se encuentran de acuerdo con la recomendación de la norma D2435-11 (ASTM, 2011) (relación entre diámetro y altura superior a 2.0). Se utilizaron deformímetros análogos cuya precisión es de 1×10^{-4} pulgadas ($2.54 \mu\text{m}$). Todos los ensayos ejecutados fueron doblemente drenados.

Figura 4-1: consolidómetros del laboratorio de Geotecnia de la Universidad Nacional de Colombia – Sede Bogotá: a), banco de carga; b), anillo de bronce, piedras porosas, pistón de carga, tornillos de fijación, piezómetros y base; y c), montaje final. Fuente: elaboración propia.



4.1.2 Preparación de muestra y montaje en el consolidómetro

Para la preparación y montaje, primero se talla cuidadosamente una muestra de suelo con un diámetro y altura iguales a los del anillo. Con el fin de disminuir los efectos de fricción entre la pared interna del anillo y la muestra natural, el anillo es recubierto por una capa fina de vaselina. A continuación, la muestra se pesa e inserta dentro del anillo en el menor tiempo posible, en aras de evitar la ocurrencia de expansión lateral y pérdida de contenido de agua. Luego, el anillo con la muestra es localizado y centrado dentro de la base, y esta se fija mediante los tornillos. El proceso finaliza con la instalación de piezómetros, la colocación del deformímetro y la nivelación del brazo de carga. La etapa de saturación de la muestra natural se lleva a cabo inundando la muestra 24 horas antes del ensayo. La muestra se mantiene saturada durante todo el periodo del ensayo, cuya duración total, en algunos casos, supera los 12 días.

4.1.3 Metodología y programa de ensayos

Los ensayos de consolidación unidimensional se realizaron con el objetivo de determinar los parámetros de compresibilidad característicos del suelo de estudio bajo condiciones de deformación unidimensional, también conocida como condición de carga K_0 . Estos parámetros corresponden al esfuerzo de cedencia, índice de compresión C_c , índice de recompresión C_r , índice de compresión secundario C_α y coeficientes de consolidación c_v y conductividad hidráulica k para cada incremento de carga.

En un ensayo de consolidación unidimensional, la muestra de suelo se somete a una serie de incrementos de carga axial, con lo cual se le permite la deformación vertical y se le restringen los desplazamientos laterales. Los desplazamientos verticales de la muestra son registrados en el tiempo y durante cada incremento de carga. Finalmente, estos datos se emplean para determinar la relación entre el esfuerzo efectivo y la relación de vacíos o la deformación volumétrica.

Existen avances significativos en la implementación de instrumentación para la medición y control de deformaciones y presiones de poros en el equipo de consolidación unidimensional (Rowe & Barden, 1966; Smith & Wahls, 1969; Gorman et al., 1978), los cuales permiten un estudio directo del proceso de disipación de excesos de presión de

poros. En esta investigación, y habida cuenta de las limitaciones de los equipos usados, las curvas de compresibilidad para el suelo en estudio en condición unidimensional se obtuvieron siguiendo las dos metodologías propuestas por la ASTM D2435-11 (ASTM, 2011), las cuales son descritas para el equipo clásico.

Como parte del programa experimental, se llevaron a cabo cuatro ensayos de consolidación unidimensional, cuyas características e identificación asignada se presentan en la Tabla 4-1. Los ensayos realizados según las metodologías B y A se denominan -Rap y -24h, respectivamente. El contenido de agua inicial ω_0 y la relación de vacíos inicial e_0 de cada espécimen se reportan en la tabla.

Tabla 4-1: matriz de ensayos de consolidación unidimensional. Fuente: elaboración propia.

Ensayo	Relación de vacíos inicial e_0	Peso unitario total γ_t (kN/m ³)	Contenido de agua ω_0 (%)	Metodología (ASTM D2435)
Cons1D-M1- Rap	3.3	11.3	86	B
Cons1D -M2- Rap	3.1	11.3	81	B
Cons1D -M3 – 24h	3.3	11.2	87	A
Cons1D -M4 – 24h	3.2	11.4	87	A

Junto a los ensayos de consolidación unidimensional presentados en la tabla 4-1, se realizaron tres ensayos de consolidación 1D (denominados aquí como Cons-1D-L-M1, Cons-1D-L-M2 y Cons-1D-L-M3), caracterizados por tener un único incremento de carga vertical, el cual se mantuvo por un periodo de tiempo suficientemente largo (mínimo de 9 días). Estos ensayos se ejecutaron con el fin de: i), identificar la existencia o no de un proceso de compresión secundario en el suelo de estudio; ii), caracterizar la deformación volumétrica durante consolidación secundaria en el tiempo bajo diferentes niveles de esfuerzo; y iii), evaluar un posible modelo que permita describir, de manera general, la respuesta esfuerzo – deformación – tiempo del suelo derivado de ceniza volcánica.

Debido a que en estos ensayos no es posible efectuar la medición de la presión de poros, se considera que el esfuerzo efectivo se mantiene constante, siempre y cuando la muestra permanezca saturada durante el tiempo del ensayo. Para llevar a cabo esto, de forma continua se inunda la muestra y se monitorean los piezómetros. En lo que respecta a la preparación y montaje de las muestras, se sigue el mismo procedimiento descrito para ensayos de consolidación unidimensional.

Los tres ensayos —Cons-1D-L-M1, Cons-1D-L-M2 y Cons-1D-L-M3— tuvieron una duración de 9, 22 y 20 días, respectivamente. Las tres muestras de suelo fueron sometidas a un único incremento de esfuerzos vertical con valores de 99.0, 120.0 y 74.6 kPa, respectivamente. En la Tabla 4-2 se resumen las condiciones iniciales e identificación de estos ensayos.

Tabla 4-2: ensayos de consolidación unidimensional con un único incremento de carga vertical. Fuente: elaboración propia.

Ensayo	Relación de vacíos inicial e_0	Peso unitario total γ_t (kN/m ³)	Contenido de agua inicial ω_0 (%)	Incremento de esfuerzo vertical (kPa)	Tiempo (días)
Cons-1D-L-M1	3.2	11.7	88.5	99.0	20
Cons-1D-L-M2	3.1	11.9	85.4	120.0	22
Cons-1D-L-M3	3.2	11.5	87.3	74.6	9

4.2 Ensayos usando equipo triaxial

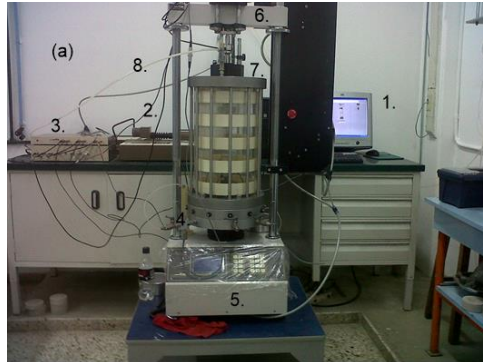
4.2.1 Descripción de cámaras triaxiales

En el presente estudio se usaron dos cámaras triaxiales del Laboratorio de Geotecnia de la Universidad Nacional de Colombia (Sede Bogotá). Estos equipos son: el triaxial GDS (GDS Instruments), que cuenta con un módulo dinámico y estático, y el triaxial de trayectorias de esfuerzos, que dispone de instrumentación local. A continuación, se presenta una breve descripción de estos dos equipos.

Equipo Triaxial GDS: cuenta con un actuador dinámico de 10 kN de capacidad que funciona mediante un sistema neumático y un marco de carga de 50 kN para la aplicación de cargas estáticas. El equipo dispone, además, de un sistema de adquisición de datos y diferentes módulos de *software* GDSLAB. El anillo y la prensa de carga, el deformímetro axial y el actuador dinámico axial no se utilizaron, puesto que los ensayos realizados fueron de carga isotrópica. La aplicación de la contrapresión y la medición de los cambios volumétricos fueron controladas por una única bomba hidráulica de presión máxima 2 MPa y una capacidad de almacenamiento de fluido de poros (agua) de 1000 cc. La contrapresión y la medición de los cambios volumétricos se realizaron en la parte superior

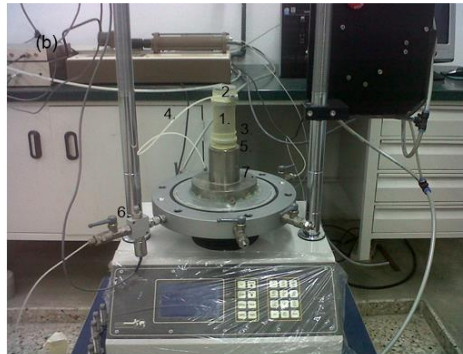
de la muestra; y la presión de cámara fue administrada por un compresor de capacidad máxima de 1 MPa. Para la medición de presiones de poros se empleó un transductor de presión de poros con rango de trabajo de 3 MPa, conectado a la frontera inferior de la muestra. La Figura 4-2 muestra las partes básicas del triaxial GDS antes descritas.

Figura 4-2: Descripción de equipo triaxial GDS. Fuente: elaboración propia.



1. Computador - software GDSLAB (control de presiones de cámara y contrapresión registro de cambios volumétricos y presiones de poros)
2. Controlador de contrapresión y cambio volumétrico
3. Sistema de adquisición de datos
4. Transductor de presión de poros
5. Prensa de Carga
6. Actuador Dinámico
7. Cámara
8. Ingreso presión de cámara

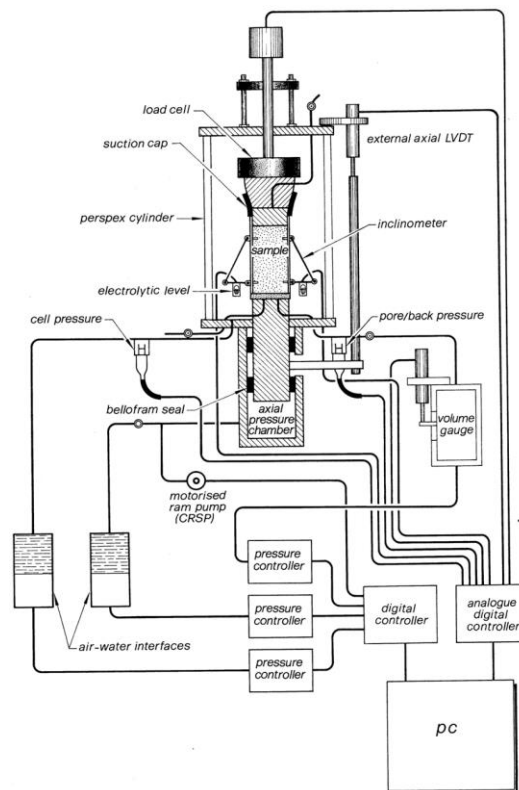
1. Muestra
2. Top cap
3. Membrana impermeable
4. Drenaje (cambios volumetricos) y línea de contrapresión
5. O-ring
6. Transductor de presión de poros
7. Pedestal



Equipo triaxial de trayectorias de esfuerzos (Bishop & Wesley, 1975): se trata de un triaxial automatizado que, a diferencia del GDS, permite la realización de ensayos con diferentes trayectorias de esfuerzos. El equipo fue diseñado para permitir la realización de ensayos asimétricos en muestras de suelo con un diámetro de 38 mm y una relación de altura sobre diámetro de 2:1 (un esquema del triaxial se presenta en la Figura 4-3). El equipo triaxial está equipado con tres controladores de presión para la presión de cámara, la contrapresión y el pistón de presión (carga) axial, respectivamente. Estos controladores son alimentados por un compresor principal y utilizan una interface de agua – aire para la transferencia de presiones de aire al agua a través de un Bellofram de goma.

La medición de la carga axial se realiza mediante una celda de carga sumergible cuya capacidad máxima es de 4.5 kN. Esta celda de carga se conecta a la muestra mediante el uso de un *top cap*. La medición de la presión de cámara se realiza gracias a un transductor conectado a la línea de presión de cámara. El desplazamiento axial externo es medido a través de un Linear Variable Differential Transformer (LVDT). El equipo está dotado de pequeños LVDT usados para la medición de la deformación local (axial y radial), los cuales se encuentran montados directamente en la muestra. La medición de presión de poros se realiza mediante un transductor miniatura, ubicado directamente en la muestra del suelo.

Figura 4-3: diagrama de un aparato triaxial Bishop de trayectorias. Fuente: Fonseca (2011).



El *software* empleado fue TRIAX – versión 5.1.7, escrito por el Dr. David Toll (Universidad de Durham). Dicha aplicación hace posible monitorear las presiones y desplazamiento, y controlar deformaciones y esfuerzos, al tiempo que permite al usuario definir de manera automatizada la trayectoria de esfuerzos o las etapas de deformación controladas. Los componentes principales del equipo triaxial de trayectorias de esfuerzos usado en la investigación se muestran en la Figura 4-4.

Figura 4-4: descripción de equipo triaxial de trayectorias. Fuente: elaboración propia.



4.2.2 Preparación de muestras para ensayos triaxiales

El material en estudio se caracterizó por ser muy friable y las muestras tendieron a desintegrarse al intentar reducir su tamaño a las dimensiones típicas de las muestras de suelo ensayadas. Las muestras naturales tenían contenidos de agua asociados a presiones de poros negativas (succión), de acuerdo con la curva de retención de humedad en ciclo de secado (García, 2004). La succión existente era suficiente para prevenir que las muestras se desintegraran (≈ 0.001 MPa). El tiempo usado para la preparación de las muestras fue minimizado con el fin de limitar el proceso de secado del suelo. Las muestras cilíndricas usadas en los ensayos triaxiales se obtuvieron tallando las muestras extraídas de los cilindros recuperados en campo (véase la Figura 4-5). El contenido de agua del suelo fue medido para todas las muestras antes de cada ensayo. La variación en el contenido de agua entre las diferentes muestras fue de ± 1 %.

Con respecto al tallado de las muestras, esta actividad comenzó con el montaje de la muestra rectangular en el torno de mano manteniendo la misma orientación de los planos obtenidos en campo. Las dimensiones iniciales fueron reducidas inicialmente usando un cortador afilado. Luego, se usó una pequeña sierra con alambre muy delgado para evitar la disgregación de las partículas de arena. El proceso se repitió alrededor del perímetro de la muestra hasta obtener el diámetro requerido. Después, la muestra fue retirada del torno y colocada en una pequeña cuna para realizar el corte de la superficie de las caras superior e inferior. Una vez la muestra fue tallada a la dimensión deseada, esta fue pesada y se tomaron sus medidas. Por último, se colocó la membrana alrededor de la muestra y esta se montó en el pedestal de la celda triaxial.

Figura 4-5: a), detalle de la preparación de muestras de suelo natural; b), recipientes para almacenamiento de muestras en el laboratorio. Muestras de 12 cm de diámetro x 15 cm de altura. Fuente: García (2004).



(a)



(b)

4.2.3 Montaje de muestra en pedestal de celda triaxial

Las muestras ensayadas fueron cilíndricas, con relaciones D_0/H_0 igual a 1.0 en el caso del equipo triaxial GDS, e igual a 2.0 en el caso del equipo triaxial de trayectorias de esfuerzos. Para el montaje, la muestra previamente tallada es localizada en el pedestal del triaxial sobre una piedra porosa. La membrana se instala junto con los *o-rings* o empaques inferiores, evitando cualquier alteración a la muestra. Para el caso del triaxial GDS, se dispone una segunda piedra porosa en la parte superior de la muestra y sobre ella el *top cap*, el cual contiene una línea de drenaje en donde la contrapresión es aplicada y la salida y entrada de agua de poros es restringida o permitida, según sea el caso (drenado o no drenado). Finalmente se instalan los *o-rings* en la parte superior de la muestra, con lo cual

se genera el aislamiento del espécimen requerido para el ensayo triaxial. Para el caso del triaxial Bishop de trayectorias de esfuerzos, solo se requiere una piedra porosa localizada en la base de la muestra ya que, en este caso, la medición de presión de poros se realiza a la mitad de la altura media de la muestra, como se observa en la Fotografía 4-1 (c).

La Fotografía 4-1 muestra en detalle el procedimiento de montaje e instalación de transductores internos LVDT en las muestras ensayadas en el triaxial de trayectorias de esfuerzos. Para colocar el minitransductor de presión de poros, se requieren accesorios especiales adaptados. En la Fotografía 4-1 (a) se muestra el espécimen en el pedestal junto con los moldes que permiten la aplicación de succión a la membrada, facilitando la colocación de esta en la muestra. En la Fotografía 4-1 (b) se observan los soportes superiores de los LVDT verticales y el transductor de presión de poros instalado a una altura media de la muestra. En la Fotografía 4-1 (c) se observa el montaje final de los deformímetros verticales y en la Fotografía 4-1 (d) se ve el montaje final de los tres LVDT, junto con el transductor de presión de poros.

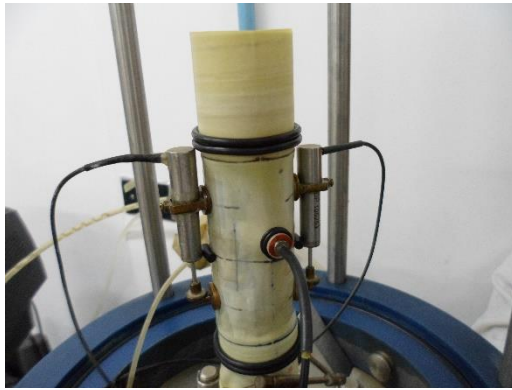
Fotografía 4-1: montaje de muestras en el triaxial de trayectoria de esfuerzos. Fuente: elaboración propia.



(a)



(b)



(c)



(d)

4.2.4 Procedimiento general para la ejecución de ensayos de consolidación isotrópicos

La realización de los ensayos de consolidación isotrópicos permitió: i), estudiar el proceso de disipación del exceso de presión de poros y su dependencia con el esfuerzo efectivo promedio; ii), determinar los parámetros de compresibilidad isotrópica característicos del suelo; iii), describir, bajo diferentes niveles de esfuerzo, el proceso de deformación volumétrica en el tiempo; y iv), evaluar y validar la aplicación de un modelo hiperbólico mediante la determinación de los parámetros de calibración, que permita simular las deformaciones volumétricas dependientes del tiempo en función de su nivel de esfuerzos.

La rutina para la ejecución de consolidaciones isotrópicas con incrementos no drenados se compone de las siguientes etapas: i), revisión de sistemas; ii), montaje de la muestra e instalación de cámara triaxial y dispositivos; iii), saturación; y iv), consolidación.

La saturación de un espécimen de suelo es necesaria para obtener mediciones confiables de presión de agua de poros y cambio de volumen. En un ensayo triaxial drenado, el cambio de volumen de un espécimen se determina normalmente por medio de la medición de la cantidad de agua que entre o sale la muestra de suelo saturada. En un ensayo triaxial no drenado, la condición de no cambio de volumen puede simularse siempre y cuando la muestra de suelo esté completamente saturada (Lade, 2016). Otras implicaciones incluyen la determinación correcta de las propiedades del suelo, como lo demuestran Allam y Sridharan (1980); ellos observaron que el comportamiento de la relación

esfuerzo – deformación, la trayectoria de esfuerzo efectiva y la resistencia no drenada están influenciados por el grado de saturación de la muestra de suelo.

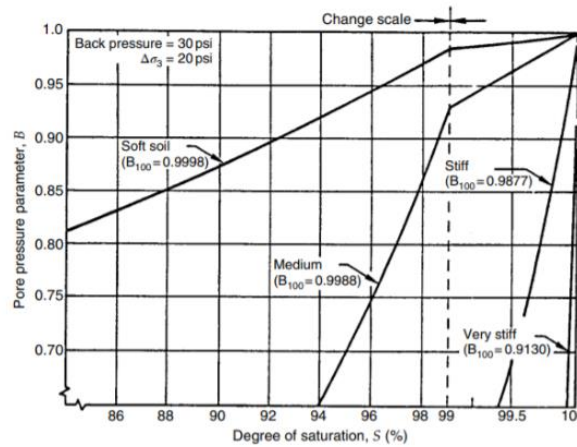
La medición del grado de saturación se obtiene mediante el valor del coeficiente de presión de poros B , también conocido como parámetro B de Skempton (1954), el cual está definido por siguiente ecuación:

$$B = \frac{\Delta u}{\Delta \sigma_3} \quad (1.17)$$

donde $\Delta \sigma_3$ representa el cambio impuesto en la presión de cámara y Δu es el cambio en la presión de poros medido como resultado del incremento isotrópico $\Delta \sigma_3$, lo anterior bajo una condición de compresión isotrópica no drenada. Existen varios factores que afectan el valor de B ; no obstante, este depende fuertemente del grado de saturación. Un suelo se encuentra saturado cuando el valor de B es cercano a 1.0. Valores de B inferiores a 1.0 pueden indicar una saturación incompleta, pero otros factores también pueden causar que el valor de B sea menor que 1.0 (Lade, 2016).

El principal factor que afecta el valor de B se relaciona con el tipo de suelo. La Figura 4-6 muestra la variación del valor del parámetro B con el grado de saturación de cuatro clases de suelos con diferente grado de compresibilidad volumétrica. De acuerdo con esta figura, para un grado de saturación del 99.5 %, el valor de B tiende a disminuir a medida que la rigidez del suelo se incrementa.

Figura 4-6: variación del valor de B con el grado de saturación para cuatro clases de suelo (modificado por Lade, 2016).



Existen diversos métodos para incrementar el grado de saturación y saturar completamente con agua una muestra de suelo usando un equipo triaxial. Los principales son: a), la percolación con agua; b), el uso de CO_2 ; c), el uso de vacío; y d), la aplicación de contrapresión o *back-pressure*. El concepto básico de la saturación a través del método de contrapresión es aplicar una presión suficientemente grande al fluido de poros para causar la compresión del aire contenido en los poros, de acuerdo con la ley de Boyle, y que, a su vez, el aire comprimido sea disuelto en el agua de acuerdo con la ley de solubilidad de Henry (Lade, 2016).

Se adoptó el método convencional de contrapresión para la saturación de las muestras de suelo derivadas de ceniza volcánica; tal procedimiento consiste en la aplicación de la contrapresión al agua de poros mediante el uso de la bomba de cambio volumétrico. El agua contenida en la botella medidora de cambio volumétrico fluye hacia la muestra para remplazar el aire que está disolviéndose. En este método, el esqueleto del suelo conserva su volumen inicial, de tal manera que la relación de vacíos y la densidad permanecen constantes (Lade, 2016). El incremento de la contrapresión y del esfuerzo de confinamiento se realizó a una velocidad de 5kPa por hora, siempre conservando un valor de esfuerzo efectivo de confinamiento de 5kPa. El tiempo de saturación varió entre las 40 h y 48 h, tiempo requerido para alcanzar un valor del parámetro B de Skempton mínimo de 0.96. Head (1998) recomienda un valor mínimo de contrapresión de 150 kPa; sin embargo, los

valores de contrapresión al inicio de la etapa de consolidación se mantuvieron entre 190 y 240 kPa.

Una vez alcanzado un valor del parámetro B de Skempton mínimo de 0.96, se procede a dar inicio a la etapa de consolidación isotrópica con incrementos de carga (presión de confinamiento hidrostática) no drenados. En general, los ensayos de consolidación isotrópica se clasificaron en dos tipos, según la frecuencia en la cual se realizó el incremento de carga:

- Ensayos de tipo *Secondary Consolidation* (SC): en estos, los incrementos de esfuerzo total promedio p se realizaron en intervalos de tiempo de entre 10^3 y 10^4 min. Estos tiempos fueron mucho mayores que los requeridos para lograr la disipación de los incrementos en presión de poros, y suficientes para estudiar las deformaciones volumétricas en el tiempo bajo esfuerzo efectivo constante.
- Ensayos de tipo *End of Primary Consolidation* (EPC): en estos, los incrementos de esfuerzo total promedio p se realizaron en intervalos de tiempo cortos (menores que 10 min en la mayoría de los casos).

4.2.5 Programa de ensayos de consolidación isotrópica en cámara triaxial

En la Tabla 4-3 se resumen los ensayos realizados para el estudio de la consolidación; se incluyen los parámetros iniciales de las muestras ensayadas, tales como dimensiones, peso unitario, relación de vacíos y contenido de agua inicial.

Tabla 4-3: matriz de ensayos de consolidación isotrópica. Fuente: elaboración propia.

ID	Relación de vacíos inicial e_0	Peso unitario total γ_t (kN/m ³)	Contenido de agua inicial ω_0 (%)	Altura de la muestra inicial H_0 (mm)	Diámetro de la muestra inicial D_0 (mm)	H_0/D_0
Cons.ISO-M1-EPC	2.95	12.3	86.0	56.17	50.80	1.11
Cons.ISO-M2-EPC	2.77	12.9	85.0	54.81	50.51	1.08
Cons.ISO-M3-EPC	2.88	12.9	85.0	53.10	50.67	1.05
Cons.ISO-M4-SC	3.35	11.09	86.6	77.35	38.54	2.01
*Cons.ISO-M5-SC	2.53	13.5	85.0	52.80	52.20	1.01
Cons.ISO-M6-SC	2.80	12.4	81.5	74.60	38.2	1.95

*En el último incremento de carga el esfuerzo efectivo promedio se mantuvo constante por alrededor 3×10^3 min

4.2.6 Programa de ensayos con único incremento de carga hidrostática

Estos ensayos se realizaron con el fin de investigar las posibles deformaciones e incrementos de presión de poros local durante condiciones no drenadas impuestas a diferentes tiempos en la etapa de consolidación secundaria. La realización de estos ensayos permitió elucidar el posible mecanismo observado en el suelo que controla la deformación volumétrica durante la consolidación secundaria. En cada uno de estos ensayos de compresión unidimensional se realizó solo un incremento de carga hidrostática.

Estos experimentos, realizados en el equipo triaxial de trayectorias, incluyeron las mediciones de deformación local y variaciones de la presión de poros local en el tiempo. Las condiciones no drenadas impuestas en el suelo se lograron mediante el cierre de la línea de drenaje. Estos cierres siempre se realizaron luego de finalizada la disipación del incremento de presión de poros generado por la carga hidrostática. En este tipo de experimento, la preparación y montaje de la muestra, así como la saturación y la aplicación de la contrapresión fueron similares a los usados en el ensayo de consolidación isotrópica que se explicitó en la sección 4.2.5. La Tabla 4-4 presenta la identificación usada, así como las propiedades iniciales y el incremento de esfuerzo efectivo.

Tabla 4-4: matriz de ensayos con único incremento hidrostático.

ID	Relación de vacíos inicial e_0	Peso unitario total γ_t (kN/m ³)	Contenido de agua inicial ω_0 (%)	Incremento hidrostático de presión de cámara (kPa)
Cons.ISO-ND-M1	2.97	12.0	85	150
Cons.ISO-ND-M2	3.10	11.5	84	150
Cons.ISO-ND-M3	2.77	12.6	84	100
Cons.ISO-ND-M4	2.77	12.8	86	100

4.3 Resumen del procedimiento experimental

En este capítulo se describieron los procedimientos y métodos para la realización de los ensayos de consolidación en condiciones de carga isotrópica y carga K_0 . Los ensayos de

consolidación en condición isotrópica se ejecutaron en equipo triaxial, mientras que aquellos en condición de carga K_0 se realizaron en consolidómetro convencional; y todos se clasificaron en función del número de incrementos de carga (ensayo con múltiples incrementos y ensayos con un único incremento), la magnitud del incremento de carga y la duración de la sobrecarga. Estos ensayos se realizaron con el fin de investigar la influencia del tiempo; el nivel de esfuerzo y la condición de carga en las deformaciones volumétricas durante la consolidación; y el posible mecanismo que controla la deformación volumétrica durante la consolidación secundaria en el suelo derivado de ceniza volcánica.

5. Resultados y análisis

Existe poca evidencia acerca de la influencia del tiempo en el proceso de consolidación en los suelos derivados de ceniza volcánica y los posibles mecanismos causantes de la compresión secundaria. En respuesta a lo anterior, se presentan y analizan a continuación los resultados de los ensayos descritos en el capítulo anterior, y se discute su incidencia en el conocimiento del comportamiento del suelo derivado de ceniza volcánica. Esta información sirve para mostrar que, en suelos derivados de ceniza volcánica, se presenta el fenómeno de la compresión secundaria y su magnitud aumenta con el nivel de esfuerzos; el mecanismo principal durante la consolidación secundaria corresponde a la redistribución del agua contenida en la microestructura del suelo hacia la macroestructura. Estos resultados aportan información experimental importante para describir el comportamiento esfuerzo – deformación – tiempo, y permiten evaluar y calibrar dos modelos para simular el comportamiento de la deformación volumétrica en el tiempo bajo diferentes niveles de esfuerzos.

La primera sección del capítulo (5.1) se dedica al análisis del proceso de consolidación primaria mediante la estimación de parámetros característicos, tales como la pendiente de la curva de compresibilidad y el esfuerzo de cedencia. En los dos apartados siguientes (5.2 y 5.3) se discute el proceso de consolidación secundaria a partir de los resultados de ensayos de consolidación unidimensional e isotrópicos, y se evalúan dos modelos matemáticos para la simulación de las deformaciones durante consolidación secundaria. En el numeral 5.4, se presentan y analizan las variaciones en las deformaciones e incrementos de presión de poros bajo una condición no drenada impuesta en el suelo luego de finalizada la consolidación primaria; asimismo, se discute y sugiere un posible mecanismo para explicar la compresión secundaria observada en los suelos derivados de ceniza volcánica. La última sección (5.5), a su turno, expone el análisis del proceso de disipación de la presión de poros en el suelo derivado de ceniza volcánica mediante la

estimación de parámetros como el tiempo de disipación de la presión de poros, la conductividad hidráulica y el coeficiente de consolidación, y se discute la influencia del nivel de esfuerzos y el estado de esfuerzos sobre estos últimos. Se señalan, igualmente, algunas limitaciones de los métodos de laboratorio para la determinación precisa del coeficiente de consolidación de suelos derivados de ceniza volcánica.

5.1 Parámetros de compresibilidad durante la consolidación primaria

En este documento se adopta el modelo clásico de consolidación: esto es, el periodo de consolidación durante el cual el esfuerzo efectivo incrementa se denomina *consolidación primaria*; y la compresión total que ocurre durante esta etapa recibe el nombre de *compresión primaria*. El periodo de tiempo siguiente a la etapa de consolidación primaria, a su turno, es llamado etapa de *consolidación secundaria*; la compresión total que ocurre durante esta etapa de consolidación se denomina *compresión secundaria*.

La forma de la curva de compresión en arenas es similar a la exhibida en arcillas (Coop & Atkinson, 1993; Pestana & Whittle, 1995; Ferreira & Bica, 2006), y en la práctica es frecuente describir la compresibilidad de un material a través de la pendiente de la curva de compresión. Para arcillas y arenas, a bajos niveles de esfuerzo, se presentan cambios mínimos en la relación de vacíos, por lo que la pendiente de la curva tiende a ser baja; pero, a medida que el esfuerzo incrementa, la pendiente tiende a crecer hasta alcanzar la línea de compresión normal (NCL). No obstante, la compresibilidad de arcillas y arenas proviene de dos mecanismos diferentes: en las primeras, las fuerzas fisicoquímicas juegan un papel dominante en la redistribución de los esfuerzos; mientras que en las segundas, el mecanismo es dominado por el esfuerzo en los contactos entre partículas (Ferreira & Bica, 2006). Por lo tanto, la línea de compresión normal en las arenas se presenta solo cuando existe una prevalencia en el rompimiento (*crushing*) de partículas (Coop & Atkinson, 1993; Pestana & Whittle, 1995) y ocurre a esfuerzos mayores que en arcillas.

La composición mineralógica y granulométrica de los suelos naturales, como es el caso de los suelos derivados de ceniza volcánica, es mucho más compleja. Estos suelos presentan tanto material de grano fino plástico y no plástico, como material de grano grueso. Por lo tanto, el comportamiento de las arenas y las arcillas representa los dos extremos del rango

completo del suelo. Pitman, Robertson & Sego, (1994) demostraron que la adición de material fino plástico a muestras de arena uniforme incrementa la compresibilidad de manera dramática. Nocilla, Coop & Colleselli (2006), y Martins et al. (2001) sugieren describir los suelos compuestos de arena-arcilla mediante un “comportamiento transicional” caracterizado por la ausencia de un esfuerzo de cedencia que se pueda distinguir claramente; a diferencia de esto último, lo que se observa es un cambio transicional en la curva de compresión. Lo anterior se debe, probablemente, a que las partículas de arcilla amortiguan el esfuerzo entre los contactos de las partículas de arena (Nocilla, Coop & Colleselli, 2006).

De acuerdo con lo anterior, los parámetros usados para caracterizar la compresibilidad del suelo en estudio corresponden a: i), la pendiente de la línea de compresión antes y después de la cedencia; ii), la pendiente de la línea de descarga – recarga de la curva de compresión; y iii), el esfuerzo de cedencia. Otro método alternativo para representar el comportamiento de compresión es mediante el módulo $M = d\sigma'_v/d\varepsilon_v$ (Janbu, 1969, 1985), el cual permite mostrar cómo la rigidez del suelo está controlada por el nivel de esfuerzo y la relación de vacíos ($M - \sigma'_v$). Sin embargo, una descripción adecuada de la variación de la rigidez del suelo dependerá de la magnitud del incremento de deformación (Pestana & Whittle, 1995), por lo que no resulta adecuada para los ensayos aquí ejecutados ya que se requiere de una relación de incrementos de carga mucho menor que la usada.

En condición unidimensional de deformación, la pendiente de la curva de compresión $e - \log(\sigma'_v)$ para esfuerzos superiores al esfuerzo de cedencia σ'_y ($\sigma'_v > \sigma'_y$) e inferiores al esfuerzo de cedencia σ'_y ($\sigma'_v < \sigma'_y$) se representan por medio del índice de compresión C_c , el cual se calcula con la siguiente expresión:

$$C_c = -\frac{de}{d \log \sigma'_v} = -2.303\sigma'_v \frac{de}{d\sigma'_v} \quad (4.1)$$

En general, la curva de compresión del suelo durante una compresión isotrópica presenta el mismo patrón observado en la compresión unidimensional. Para esta condición de carga, los resultados se representan en el espacio $e - \ln(p')$ siguiendo las convenciones

usadas en la mecánica del estado crítico (Atkinson & Bransby, 1978), y se define la línea de compresión normal (NCL) para esfuerzos superiores al esfuerzo de cedencia p'_y , la cual se expresa matemáticamente por medio de la siguiente ecuación:

$$e = e_l - \lambda \ln(p') \quad (4.2)$$

donde $p' = \sigma'_m$ es el esfuerzo efectivo promedio, e_l es el valor de la relación de vacíos para $p' = 1kPa$, y λ es la pendiente de la línea de compresión isotrópica.

La diferencia fundamental entre los dos tipos de consolidación estudiados radica en que durante la compresión isotrópica no existe cizallamiento; en consecuencia, no existe un cambio de volumen asociado a este, por lo que, en sentido estricto, la línea virgen de compresión (VCL) y la línea de consolidación normal (NCL) no son paralelas. Sin embargo, de acuerdo con Salgado (2008), las diferencias son mínimas. Por lo tanto, la pendiente C_c de la VCL se relaciona con la pendiente λ de la NCL mediante la siguiente ecuación:

$$c_c = 2.303\lambda \quad (4.3)$$

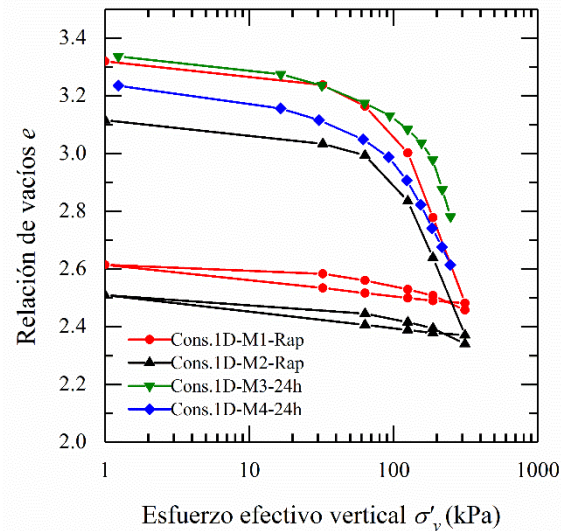
El comportamiento de descarga – recarga en la curva de compresión se representa mediante el valor promedio de la pendiente del bucle de descarga – recarga. En la consolidación unidimensional, el valor de la pendiente se conoce como el índice de recompresión C_r (véase la Figura 1-4); mientras que para la consolidación isotrópica, esta se representa con el parámetro κ . No obstante, no es posible establecer una relación entre κ y C_r , por cuanto el valor de K_0 no es constante durante la descarga y, por lo tanto, $d[\ln(1+2K_0)] \neq 0$ (Mitchell & Soga, 2005).

5.1.1 Índice de compresión C_c y re-compresión C_r en ensayos de compresión unidimensional

La Figura 5-1 muestra la variación de la relación de vacíos con el esfuerzo efectivo vertical en escala logarítmica para los ensayos Cons1D-M1-Rap, Cons1D-M2-Rap, Cons1D-M3-24h y Cons1D-M4-24h. El esfuerzo efectivo vertical máximo alcanzado fue de 300 kPa tanto para los ensayos Cons1D-M1-Rap y Cons1D-M2-Rap, en donde los incrementos

fueron realizados aproximadamente cada 8 min, como para los ensayos Cons1D-M3-24h y Cons1D-M4-24h, en donde los incrementos se realizaron cada 24 h. En los ensayos Cons1D-M3-24h y Cons1D-M4-24h fue posible capturar una mayor cantidad de información alrededor de la zona de cedencia, puesto que la relación de incrementos de carga fue inferior a 2. En la Figura 5-1 se observa un cambio en la pendiente entre 80 kPa y 180kPa. Se realizaron dos ciclos de descarga – recarga: uno en el ensayo Cons1D-M1-Rap y otro en el Cons1D-M2-Rap.

Figura 5-1: relación de vacíos vs. esfuerzo efectivo vertical. Muestras inalteradas y saturadas. Rap corresponde a ensayos con incrementos de carga rápidos y 24 h corresponde a incrementos de carga cada 24 horas. Fuente: elaboración propia.



En la Tabla 5-1 se presentan los valores estimados del índice de compresión C_c para la línea VCL y del índice de recompresión C_r . Se encontró que el valor de C_c varía entre 1.1 y 1.2 salvo en el ensayo Cons1DM3-24h, probablemente debido a la existencia de una mayor cementación en relación con las demás muestras. No se observa un efecto claro de la frecuencia de carga (*i. e.* cargas cada 24 h o cada 8 min, aprox.) en los parámetros de compresibilidad C_c y C_r . Se considera $C_c = 1.2$ como el valor representativo para la VCL. La descarga y recarga siguieron aproximadamente la misma trayectoria con un valor del índice de recompresión C_r estimado de 0.05, el cual equivale aproximadamente al 4.5 % del valor de C_c .

Tabla 5-1: índices de compresión y recompresión obtenidos a partir de ensayos de consolidación unidimensional. Fuente: elaboración propia.

ID	e_0	$C_c^{(*)}$	C_r	$\frac{C_r}{C_c}$ (%)
Cons.1D-M1-Rap	3.32	1.17	0.053	4.5
Cons.1D-M2-Rap	3.11	1.15	0.055	4.5
Cons.1D-M3-24h	3.33	1.43	-	-
Cons.1D-M4-24h	3.23	1.16	-	-

^(*) C_c correspondiente a la pendiente luego de cedencia (VCL)

A partir de ensayos de compresión isotrópica en muestras de suelo cementadas artificialmente, Rotta et al. (2003) demostraron que la inclinación de la línea de compresión después de cedencia se incrementa a medida que el contenido de material cementante aumenta, como se muestra en la Figura 5-2.

Figura 5-2: esfuerzo de cedencia, línea de compresión intrínseca y para suelos con diferentes contenidos de agente cementante. Fuente: Rotta et al. (2003).

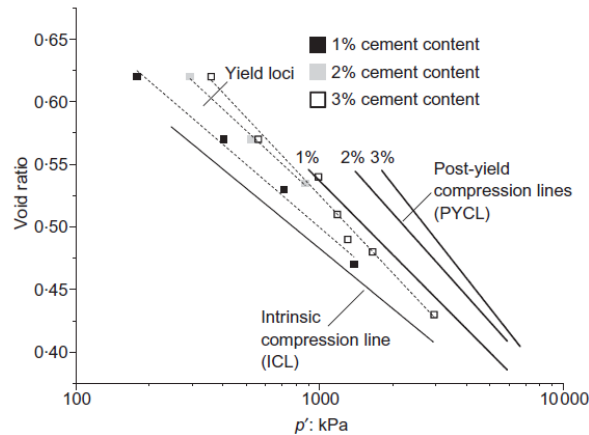
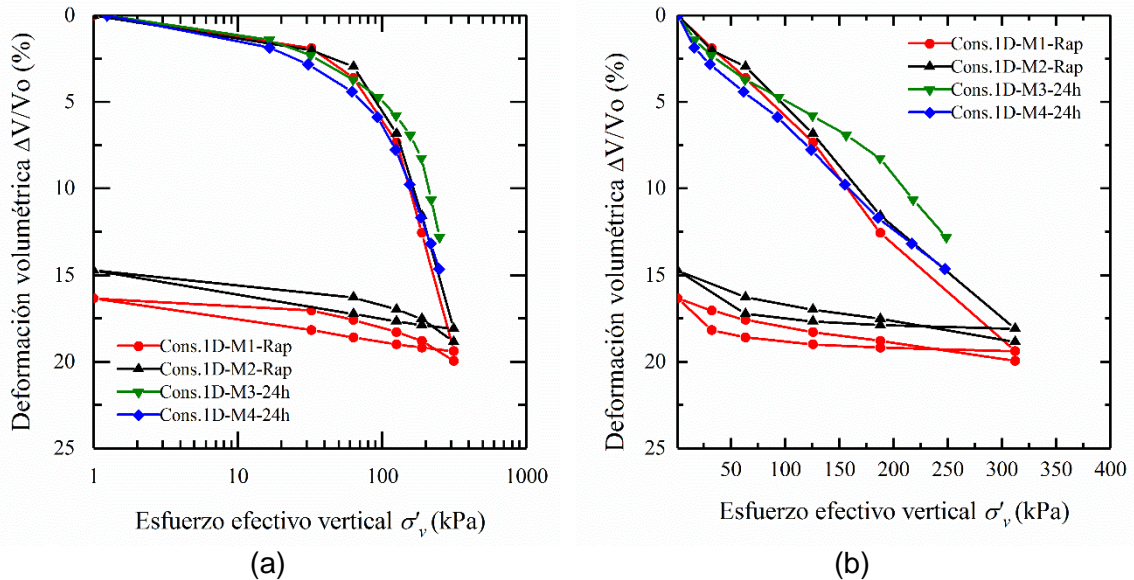


Figura 5-3: deformación volumétrica vs. esfuerzo efectivo vertical en escalas logarítmica (a) y aritmética (b). Muestras inalteradas y saturadas. “Rap” corresponde a ensayos con incrementos de carga rápidos y “24h” corresponde a incrementos de carga cada 24 horas. Fuente: elaboración propia.



En la sección “a” de la Figura 5-3 se muestra la deformación volumétrica después de cada incremento de carga, en función del esfuerzo efectivo vertical en escala logarítmica. El comportamiento del cambio volumétrico $\Delta V/V_0$ es similar en todas las muestras ensayadas, excepto en M3. La deformación volumétrica $\Delta V/V_0$ máxima registrada para esfuerzos efectivos verticales de 310 kPa fue de 19 %; menor deformación se observó en la muestra M3.

En la sección “b” de la figura 5-3 se presenta el esfuerzo en escala aritmética. Se observa que, para esfuerzos efectivos verticales inferiores a 300kPa, las curvas $\Delta V/V_0$ vs. σ'_v exhiben un comportamiento cuasi lineal salvo en el ensayo Cons1D M3-24h, donde se observa una mayor rigidez del suelo. En otras palabras, para el mismo nivel de esfuerzo, las deformaciones volumétricas de la muestra M3 son inferiores —cerca del 2 %— a las exhibidas por los demás especímenes. Adicionalmente, no se observa un efecto claro en los cambios volumétricos cuando el incremento de carga se realiza con una frecuencia de 8 minutos o 24 horas.

5.1.2 Índice de compresión λ y recompresión κ durante ensayos de compresión isotrónica

La Figura 5-4 muestra la relación de vacíos frente al logaritmo natural del esfuerzo efectivo promedio, medidos durante los ensayos de compresión isotrónica. Los valores de la relación de vacíos reportados en la sección “a” de dicha figura corresponden a los medidos una vez los incrementos de presión de poros fueron disipados (fin de la consolidación primaria). Dentro de estos se encuentran los ensayos Cons.ISO-M1-EPC, Cons.ISO-M2-EPC, Cons.ISO-M3-EPC y la envolvente de consolidación primaria del ensayo Cons.ISO-M5-SC. En la sección “b” de la misma figura se presentan dos envolventes de e vs. $\ln(p')$, una al finalizar la consolidación primaria y otra que incluye la consolidación secundaria, las cuales divergen en la última etapa de carga, donde el esfuerzo efectivo se mantuvo constante por un periodo de 2.7×10^3 min.

Figura 5-4: relación de vacíos e versus logaritmo natural del esfuerzo efectivo promedio p' al finalizar la consolidación primaria ($U \sim 100\%$) en los ensayos Cons.ISO-M1-EPC, Cons.ISO-M2-EPC, Cons.ISO-M3-EPC y Cons.ISO-M5-SC (a); y al finalizar la consolidación primaria y durante la consolidación secundaria en el ensayo Cons.ISO-M5-SC (b). $\Delta e_{sc} = e_A - e_B$ representa la reducción en la relación de vacíos luego de un tiempo $t = 2.7 \times 10^3$ min durante la consolidación secundaria. Fuente: elaboración propia.

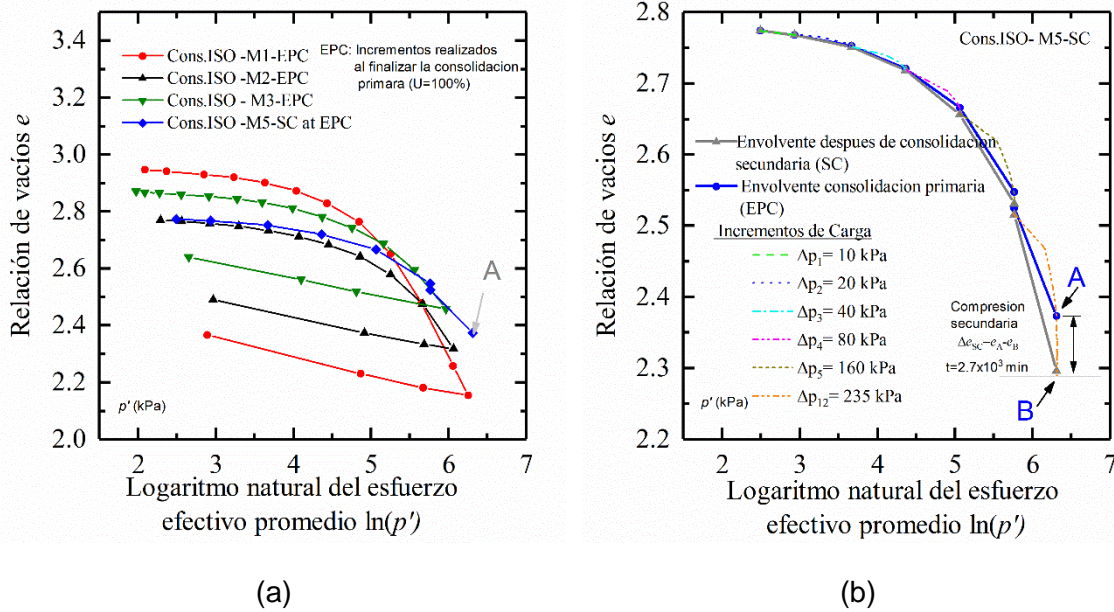


Tabla 5-2: índices κ , λ y C_c obtenidos a partir de ensayos de consolidación isotrópica con incrementos de carga una vez disipado el incremento de presión de poros ($U \sim 100\%$). Fuente: elaboración propia.

ID	e_0	κ	λ	$C_c^{(§)}$
Cons.ISO-M1-EPC	2.95	0.063	0.52	1.19
Cons.ISO-M2-EPC	2.77	0.055	0.39	0.90
Cons.ISO-M3-EPC	2.88	0.055	0.34	0.80
Cons.ISO-M5-SC ^(*)	2.77	0.048	0.37	0.84

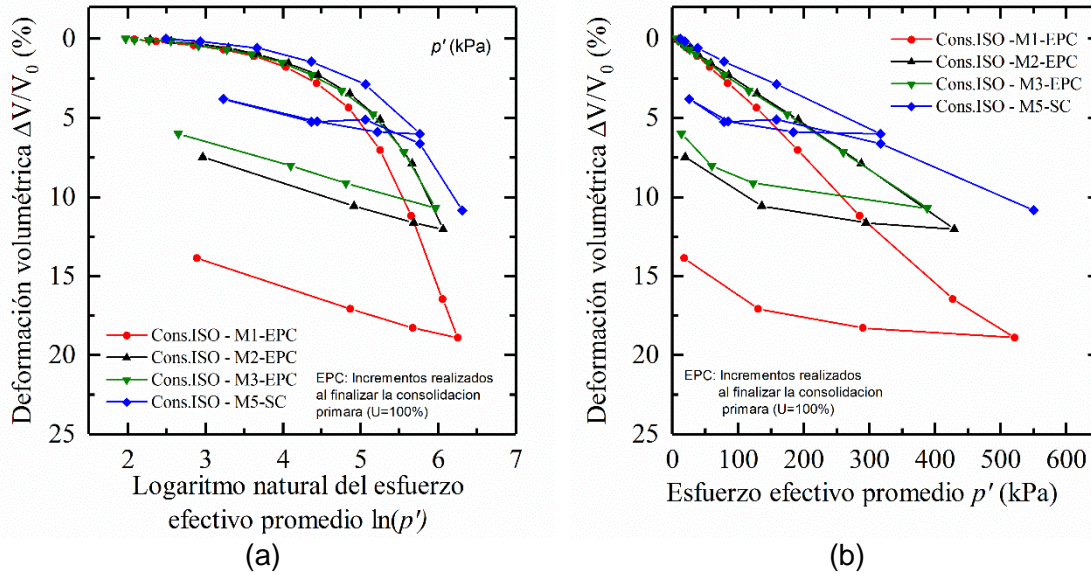
^(*) parámetros estimados a partir de la curva de compresión al finalizar la consolidación primaria, ^(§) valor de C_c calculado a partir de la ecuación (4.3)

La Tabla 5-2 resume los valores de índice de compresión y descarga – recarga durante ensayos de consolidación isotrópica. Los resultados indican que, de un lado, el valor de λ tiende a disminuir conforme la relación de vacíos disminuye; y de otro, λ y C_c son consistentes para valores similares de relación de vacíos. Como se observa en el ensayo Cons.ISO-M1-EPC, cuyo valor de relación de vacíos fue muy cercano con respecto a las muestras de suelo en los ensayos de consolidación unidimensional Cons.1D-M1-Rap y Cons.1D-M1-Rap, existe solo una pequeña diferencia (< 2.5 %) entre la pendiente de la curva NCL (λ) y la pendiente de la VCL (C_c). Con respecto a la línea de descarga – recarga, las diferencias en κ son despreciables, con valores que varían entre 0.063 y 0.048.

En la sección “a” de la Figura 5-5 se presentan las curvas de compresibilidad en términos del cambio volumétrico para los ensayos de consolidación isotrópica al finalizar la consolidación primaria. Se observa que, para un cambio de esfuerzo efectivo promedio p' comprendido entre 380 y 500 kPa [$\ln(p')$ entre 5.9 y 6.2], la deformación volumétrica del suelo varía entre el 11 % y el 18 %, siendo mayor en el ensayo Cons.ISO-M1-EPC. Para niveles de esfuerzo efectivo inferiores a 60 kPa [$\ln(p') < 4.0$ aprox.], las curvas de compresibilidad siguen la misma tendencia. Vale la pena destacar que, durante el proceso de descarga, las tres muestras ensayadas recuperan cerca del 5 % de su volumen perdido durante la carga para una relación $-\left[\frac{\Delta V/V_0}{\Delta \ln(p')} similar.$

Figura 5-5: curvas de compresión al finalizar la consolidación primaria en ensayos de compresión isotrópica. a), deformación volumétrica $\Delta V/V_0$ vs. logaritmo natural del

esfuerzo efectivo promedio p' ; y b), deformación volumétrica $\Delta V/V_0$ vs. esfuerzo efectivo promedio p' . Fuente: elaboración propia.



En la sección “b” de la Figura 5-5 se muestra la variación volumétrica *versus* el esfuerzo efectivo promedio en escala aritmética. La muestra M1 (ensayo Cons.ISO-M1-EPC) exhibe una mayor deformación volumétrica que M2 y M3. Por ejemplo, para un esfuerzo efectivo promedio $p' = 400$ kPa, la deformación volumétrica es de 15.5 % para la muestra M1 y 11 % para M2 y M3. Al igual que en el ensayo de consolidación unidimensional, las deformaciones volumétricas exhibidas por las muestras M1 y M2 se incrementan de manera lineal con el esfuerzo efectivo promedio; mientras que se observa un leve incremento por deformación en la muestra M5.

5.1.3 Relación entre el índice de compresión c_c estimado a partir de ensayos de consolidación unidimensionales e isotrópicos y la relación de vacíos inicial e_0

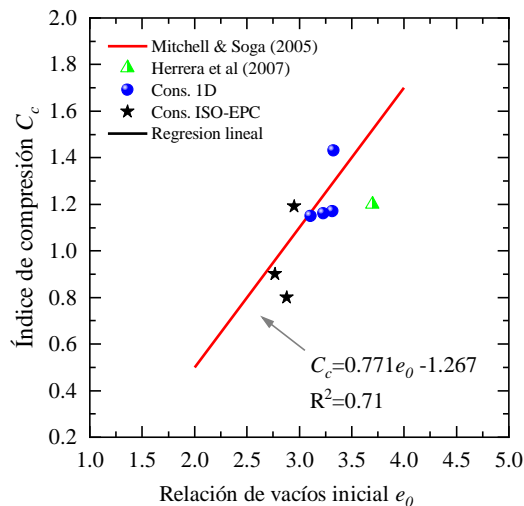
De acuerdo con Nocilla, Coop & Colleselli (2006), Ferreira & Bica (2006) y Martins et al. (2001), en suelos que exhiben un comportamiento “transicional” durante la compresión (e. g. suelo residual de la arenisca Baucatu de Brasil [Martins et al., 2001] y limos bien gradados del río Po en Italia [Nocilla, Coop & Colleselli, 2006]) no es posible establecer una única línea de compresión, sino que esta depende de la relación de vacíos inicial.

En la Figura 5-6 se presentan las relaciones de vacíos de las muestras ensayadas junto con los valores de la pendiente de la NCL o VCL (índices de compresión C_c) estimados a partir de los ensayos de consolidación unidimensional y consolidación isotrópica al finalizar la consolidación primaria. En esta figura se incluye la relación lineal entre estos dos parámetros, reportada por Leroueil & Vaughan (1990) para suelos volcánicos (alófana y halloysita) en suelos de Nueva Guinea. Por ejemplo, para $e_o = 2.0$, el valor de C_c correspondiente es de 0.5, aproximadamente; mientras que para $e_o = 4.0$, $C_c = 1.7$ aproximadamente. Además, se muestra en dicha figura el resultado de Herrera et al. (2007) para un suelo volcánico colombiano (Manizales). En la figura en cuestión se observa que, para los valores de relación de vacíos inicial encontrados en las muestras inalteradas de suelo, existe una buena correlación entre los índices de compresión estimados y la línea sugerida por Leroueil & Vaughan (1990).

En la Figura 5-6 también se presenta la tendencia lineal propuesta (regresión lineal) para el suelo en estudio, la cual permite obtener la pendiente de la línea normal de compresión a partir de la relación de vacíos inicial e_o . La relación se representa en la siguiente ecuación:

$$C_c = 0.771e_o - 1.267 \tag{4.4}$$

Figura 5-6: relación entre el índice de compresión C_c y la relación de vacíos inicial e_o (*in situ*). Fuente: elaboración propia.



5.1.4 Esfuerzo de cedencia a partir de ensayos de consolidación isotrópica y unidimensional

Se reconoce que el esfuerzo de cedencia es una propiedad característica de los suelos y depende de un gran número de factores, entre los cuales se incluyen cementación, historia de esfuerzos, meteorización y propiedades mineralógicas y de fábrica del suelo (Boone, 2010). Al margen de los factores que lo controlan, el esfuerzo de cedencia es muy importante para la ingeniería geotécnica ya que se utiliza en el análisis y predicción del asentamientos, así como en la normalización de otros parámetros geotécnicos para propósitos comparativos (Ladd et al., 1977; Mesri et al., 1995). Existe un gran número de métodos propuestos para la identificación del esfuerzo efectivo de cedencia σ'_y a partir de ensayos de compresión unidimensional (e.g., Becker et al., 1987; Casagrande, 1936; ASTM, 2011); sin embargo, la definición de este esfuerzo característico suele resultar problemática, ya que depende en gran medida de técnicas graficas que están sujetas en cierta incertidumbre, especialmente en las curvas de semi-log. En el caso que nos ocupa se adoptaron, por lo tanto, los métodos de Casagrande (1936) y del trabajo (Becker et al., 1987) para la determinación del esfuerzo de cedencia del suelo estudiado.

Becker et al. (1987) desarrollaron el método del trabajo por unidad de volumen como criterio para determinar tanto los esfuerzos *in situ* como los de cedencia en arcillas, con base en los resultados de ensayos de consolidación unidimensional. El esfuerzo de cedencia se estima a partir de la intersección de dos regresiones lineales definidas para la curva de trabajo por unidad de volumen (W) *versus* el esfuerzo efectivo vertical (σ'_v) entre los niveles de esfuerzo mínimos y máximos. El incremento de trabajo por unidad de volumen asociado a un incremento de carga ($\sigma'_{v,i} - \sigma'_{v,i-1}$) puede calcularse por medio de la siguiente ecuación:

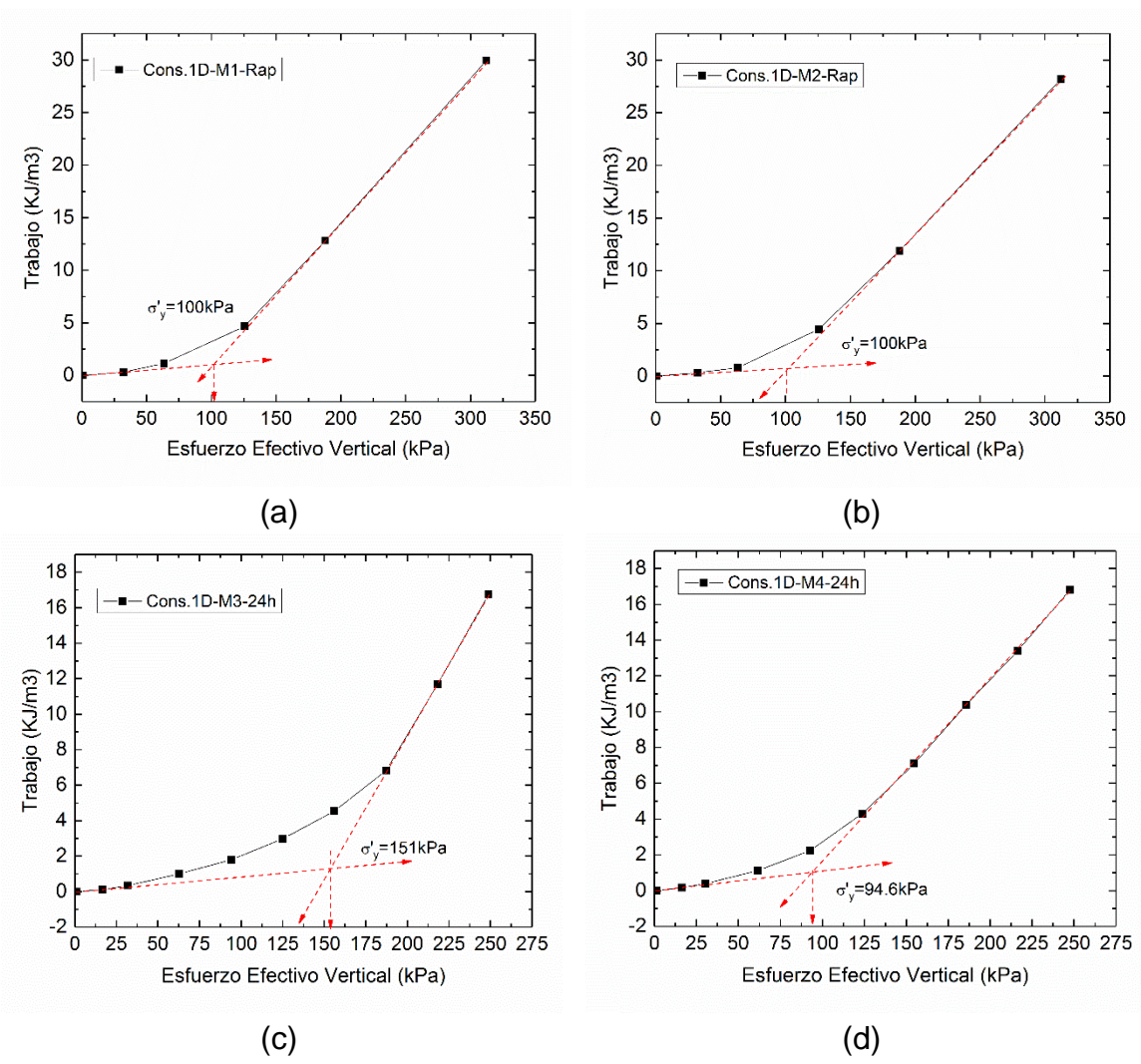
$$\Delta W_i = \frac{(\sigma'_{v,i} - \sigma'_{v,i-1})}{2} (\varepsilon_{v,i} - \varepsilon_{v,i-1}) \quad (4.5)$$

donde $\varepsilon_{v,i} = \frac{e_i - e_0}{1 + e_0}$ corresponde a la deformación volumétrica para un incremento de carga

i . Finalmente, W se obtiene como la acumulación del incremento de trabajo por unidad de volumen ΔW que se calcula usando la ecuación 5.5.

En la Figura 5-7 se presentan las curvas de trabajo por unidad de volumen *versus* el esfuerzo efectivo vertical de los cuatro ensayos de consolidación unidimensional realizados. Los esfuerzos de cedencia σ'_y estimados usando el método del trabajo se resumen en la Tabla 5-3, donde el valor promedio fue de $\sigma'_y = 113$ kPa.

Figura 5-7: trabajo por unidad de volumen vs. esfuerzo efectivo vertical en los ensayos Cons.1D-M1-Rap (a), Cons.1D-M2-Rap (b), Cons.1D-M3-24h (c), y Cons.1D-M4-24h (d). Fuente: elaboración propia.



En la sección “c” de la Figura 5-7 se observa que el esfuerzo de cedencia del ensayo Cons.1D-M3-24h es superior ($\sigma'_y = 151$ kPa) al obtenido para los ensayos Cons.1D-M1-Rap, Cons.1D-M2-Rap y Cons.1D-M4-24h, cuyo valor de $\sigma'_y = 100$ kPa. Una posible explicación de lo anterior puede ser la existencia de un mayor grado de cementación en la muestra M3: suelos que contienen material cementante en su composición exhiben un incremento del esfuerzo de cedencia σ'_y . En la Figura 5-8 se presentan los resultados de ensayos de consolidación isotrópica realizados a muestras de suelo que fueron artificialmente cementadas y para diferente relación de vacíos inicial (Rotta et al., 2003).

Figura 5-8: respuesta durante compresión isotrópica de muestras de suelo cementadas artificialmente y curadas bajo esfuerzo. Fuente: Rotta et al. (2003).

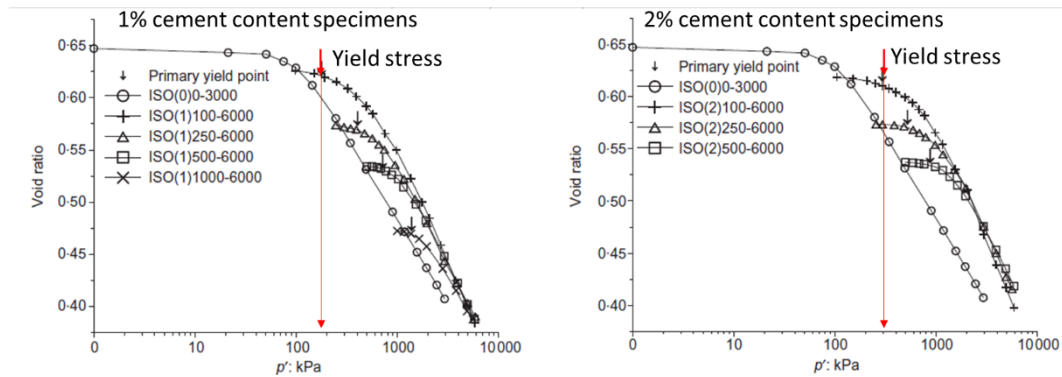


Tabla 5-3: esfuerzos de cedencia σ'_y obtenidos a partir de ensayos de consolidación unidimensional. Fuente: elaboración propia.

Ensayo	σ'_y (kPa)	σ'_y (kPa)
	Criterio del Trabajo (Becker et al, 1987)	Construcción grafica de Casagrande (1936)
Cons.1D-M1-Rap	100.0	98.3
Cons.1D -M2-Rap	100.0	99.5
Cons.1D -M3-24h	151.0	151.3
Cons.1D -M4-24h	94.6	101.0

En la Figura 5-9 se presentan las curvas de trabajo *versus* esfuerzo efectivo promedio estimadas para los ensayos de consolidación isotrópica Cons.ISO-M1-EPC, Cons.ISO-M2-EPC y Cons.ISO-M3-EPC. La Tabla 5-4 resume los valores de p'_y a partir de la metodología del trabajo (Becker et al, 1987) y la construcción grafica de Casagrande (1936).

Figura 5-9: curvas de trabajo por unidad de volumen *versus* esfuerzo efectivo promedio p' , obtenidas a partir de ensayos de consolidación isotrópica para la estimación del esfuerzo efectivo promedio de cedencia usando el método del trabajo (Becker et al, 1987). Fuente: elaboración propia.

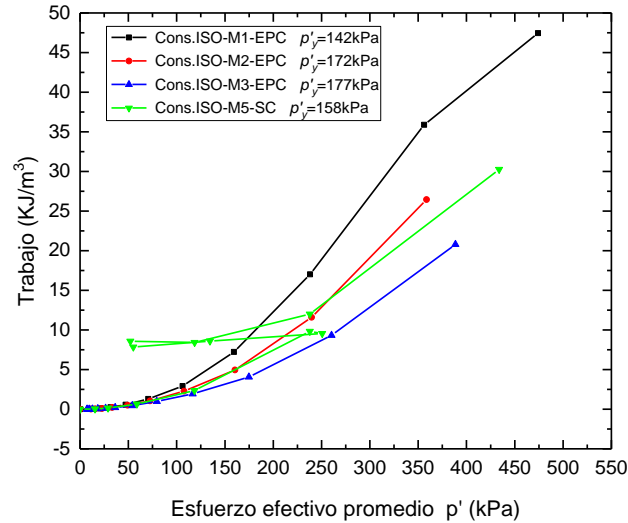


Tabla 5-4: esfuerzos de cedencia p'_y obtenidos a partir de ensayos de consolidación isotrópica. Fuente: elaboración propia.

Ensayo	p'_y (kPa) Criterio del Trabajo (Becker et al, 1987)	p'_y (kPa) Construcción grafica de Casagrande (1936)
Cons.ISO-M1- EPC	142.0	175.9
Cons.ISO-M2- EPC	172.0	200.3
Cons.ISO-M3-EPC	177.0	208.5
Cons.ISO-M5-SC*	158.0	221.4

* Se utilizó la envolvente de compresión al finalizar la consolidación primaria.

5.2 Compresión secundaria medida a partir de consolidación unidimensional

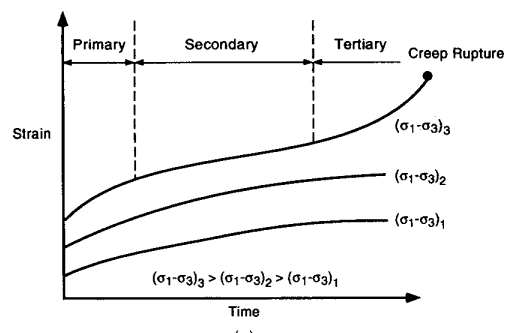
La deformación que ocurre durante la consolidación secundaria es un caso particular de *creep*. De acuerdo con Mitchell & Soga (2005), reciben dicho nombre las deformaciones volumétricas o cortantes que se desarrollan en el suelo a lo largo del tiempo debido a una carga constante. Dependiendo del mecanismo de deformación, el *creep* se puede dividir en *deviatoric creep* y *volumetric creep*: el primero es la deformación cortante que se

desarrolla en el tiempo bajo un estado de esfuerzos constante (p, q); mientras que el segundo corresponde a la deformación volumétrica que se desarrolla en el tiempo bajo un estado de esfuerzos constante (p, q). Considerando que durante la consolidación unidimensional e isotrópica solo se presentan deformaciones volumétricas, la *compresión secundaria* es un caso particular de *volumetric creep*.

En un ensayo de *creep* típico, una muestra de suelo que ha sido previamente consolidada se somete a un incremento de carga q , cuya magnitud se mantiene constante en el tiempo. A diferencia de la compresión secundaria, en un ensayo de *creep*, es frecuente que el *deviatoric creep* venga acompañado del *volumetric creep* (Mejía, Vaid & Negussey, 1988; Yamamuro & Lade, 1993; Walker, 1969); por lo tanto, este último no se debe únicamente al proceso de consolidación.

En la Figura 5-10 se presentan algunos de los comportamientos posibles de deformación del suelo, con el logaritmo del tiempo. Se observa que la relación de deformaciones *versus* tiempo puede ser convexa (*primary creep*, en donde la tasa de deformación disminuye con el tiempo), lineal (*secondary*, en donde la tasa de deformación es aproximadamente constante) o cóncava (*tertiary creep*, en donde la tasa de deformación se incrementa en el tiempo y ocurre la ruptura por *creep*) según el nivel de esfuerzo q .

Figura 5-10: curvas de deformación (*creep*) vs. tiempo para diferentes niveles de esfuerzo cortante ($\sigma_1 - \sigma_3$). Fuente: Mitchell & Soga (2005).



5.2.1 Índice de compresión secundaria C_α

En la Figura 5-11 se muestran las curvas de e vs. $\log(\sigma'_v)$ a partir de las cuales se calcularon los índices de compresión secundaria C_α (véase la ecuación 1.16) para cada incremento de carga realizado durante los ensayos de consolidación 1D. Los resultados se resumen

en la Figura 5-12, en donde se observa la variación del parámetro C_α con respecto al esfuerzo efectivo σ'_v . Para esfuerzos efectivos verticales inferiores al esfuerzo efectivo vertical de cedencia, σ'_y , el índice de compresión C_α es mínimo y equivale a 0.005. Cuando $\sigma'_v > \sigma'_y$, el valor de C_α se incrementa hasta alcanzar un valor constante ($C_\alpha \approx 0.018$) para $\sigma'_v / \sigma'_y > 2$.

Figura 5-11: variación de la relación de vacíos e en el tiempo en cada incremento de carga realizado en los ensayos de consolidación unidimensional. Fuente: elaboración propia.

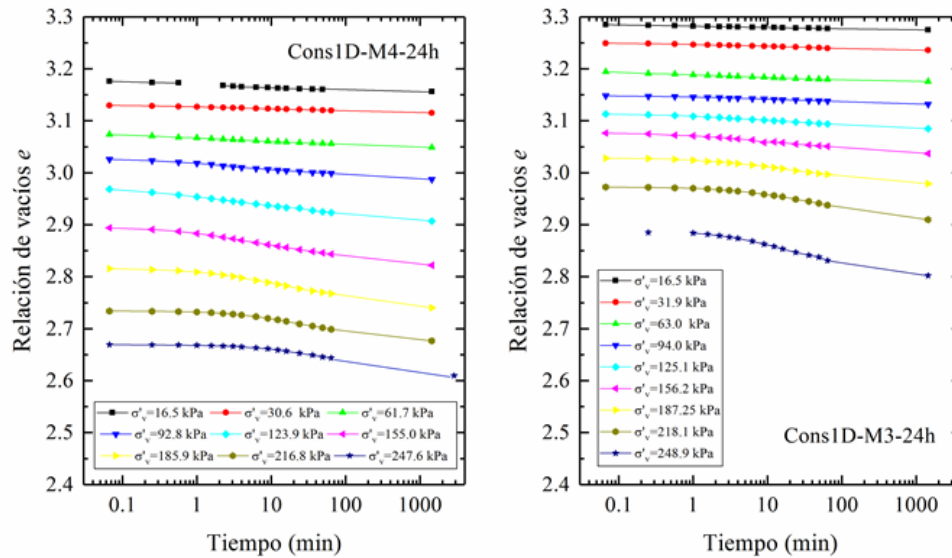
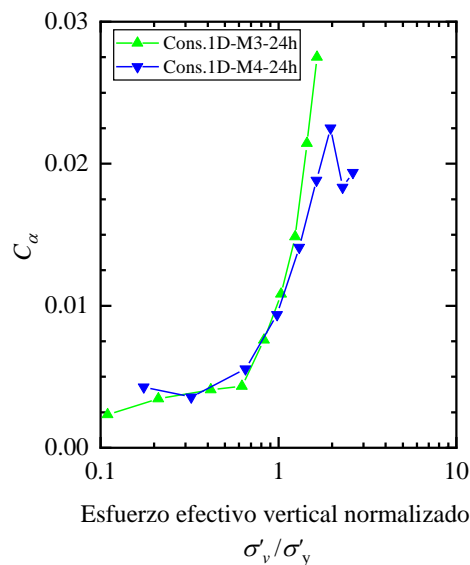


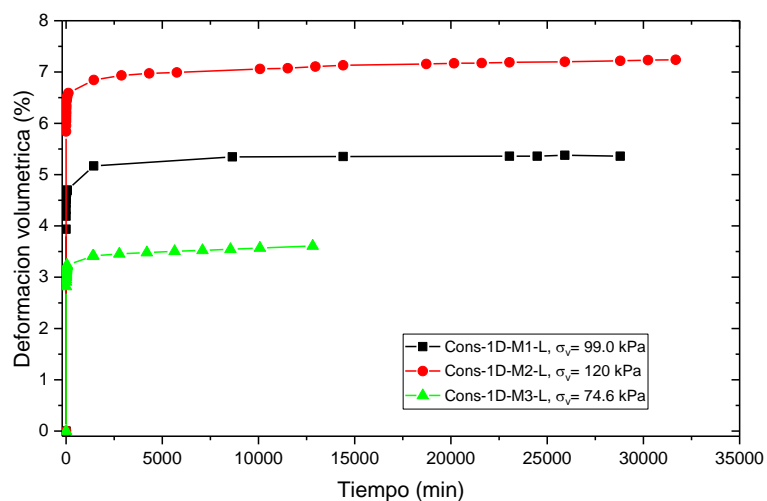
Figura 5-12: índice de compresión secundaria C_α versus esfuerzo efectivo vertical normalizado σ'_v / σ'_y . Fuente: elaboración propia.



5.2.2 Variación del índice de compresión secundario en el tiempo

En la Figura 5-13 se presenta el comportamiento de la deformación volumétrica en el tiempo t (i. e. $t=0$ corresponde al momento final de la aplicación del incremento de carga vertical), para los ensayos de consolidación unidimensional Cons-1D-L-M1 (incremento de carga vertical de 99.0 kPa), Cons-1D-L-M2 (incremento de carga vertical de 120.0kPa), y Cons-1D-L-M3 (incremento de carga vertical de 74.6 kPa) cuya duración t fue de 20, 22 y 8 días, respectivamente. Las curvas de consolidación se caracterizan por presentar una compresión instantánea seguida de una compresión primaria, la cual se estima que ocurre en muy corto tiempo, como se describirá más adelante (sección 5.5). La magnitud de la compresión (deformación volumétrica) durante esta etapa inicial se incrementa con el valor de la carga. Luego, se observa que la tasa de cambio de la deformación volumétrica disminuye y tiende a permanecer constante en el tiempo. Esta fase se denomina etapa de compresión secundaria.

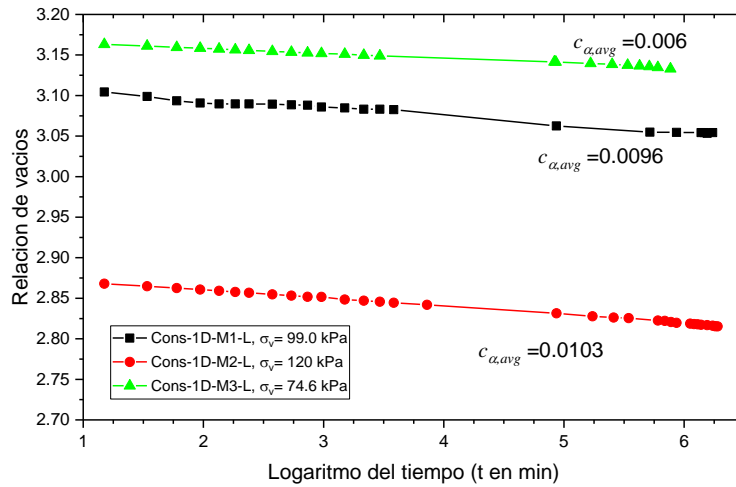
Figura 5-13: variación de la deformación volumétrica en el tiempo bajo esfuerzo vertical constante. Fuente: elaboración propia.



En la Figura 5-14 se muestra la variación de la relación de vacíos con respecto al logaritmo del tiempo, en donde la carga se mantuvo por lo menos durante 9 días. Mediante un ajuste lineal se calculó un único valor del índice de compresión secundario promedio $C_{\alpha, avg}$ considerando los datos luego de finalizar la etapa de compresión primaria. Para esto se estimó el valor de t_{100} empíricamente (mediante el método de la raíz del tiempo). El periodo de deformación secundaria t_{sc} se calculó como el tiempo total del ensayo t menos el valor de t_{100} . Del ajuste lineal se obtuvieron valores de $C_{\alpha, avg}$ equivalentes a 0.0096, 0.0103 y 0.006 y correlación R^2 ⁽⁴⁾ de 0.98, 0.99 y 0.99 para los ensayos Cons-1D-L-M1, Cons-1D-L-M2 y Cons-1D-L-M3, respectivamente.

Mesri & Vardhanabhuti (2005) señalan que, ya sea durante un rango de tiempo realístico dentro de la práctica ingenieril (*i. e.* periodo de vida útil de las estructuras) o en tiempos geológicos, C_{α} puede permanecer constante en el tiempo y aun así obtenerse una magnitud de deformación secundaria completamente razonable. Esto llevó a los autores nombrados a concluir que no existe un requerimiento racional para que C_{α} deba disminuir con el tiempo, por lo que debaten las afirmaciones de Li (2003), Handy (2002) y Yin (1999), quienes proponen que debe existir un límite en el cual la compresión secundaria se detenga por completo. Como se observa en la Figura 5-14, el comportamiento de deformación secundaria del suelo en estudio puede ser interpretado, con una buena correlación, mediante un valor constante de C_{α} en el tiempo, denominado $C_{\alpha, avg}$.

⁴ R^2 es el coeficiente de correlación calculado a partir de los mínimos cuadrados ordinarios.

Figura 5-14: e versus $\log(t)$ bajo esfuerzo vertical constante. Fuente: elaboración propia.

En la Tabla 5-5 se comparan los valores de $C_{\alpha,avg}$ obtenidos a las 24 h (1 día) y al finalizar el ensayo de consolidación de larga duración. Se observa una pequeña reducción de $C_{\alpha,avg}$ (i. e. $C_{\alpha,avg}$ disminuye un 12 % luego de 20 días en el ensayo Cons-1D-LM1), únicamente para esfuerzo efectivo vertical superior al esfuerzo de cedencia. Los valores de C_{α} calculados en los diferentes ensayos en consolidómetro para un tiempo $t = 24$ horas se resumen en la Figura 5-15.

Es posible hacer las siguientes observaciones a partir de la Figura 5-15 y la Tabla 5-5: i), los valores de $C_{\alpha,avg}$ y C_{α} obtenidos de los ensayos de consolidación unidimensional luego de un tiempo $t = 1$ día son consistentes; ii), la reducción de $C_{\alpha,avg}$ en el tiempo es mínima (máx. 12 %), lo que sugiere pensar que un valor de $C_{\alpha,avg}$ constante en el tiempo representa de manera adecuada el cambio volumétrico durante la compresión secundaria bajo condiciones unidimensionales de deformaciones en el suelo de estudio; y iii), lo anterior implica que, para un esfuerzo efectivo dado, el valor de C_c permanecerá constante en el tiempo.

Figura 5-15: variación de C_α con respecto al esfuerzo efectivo vertical durante ensayos de consolidación unidimensional. Fuente: elaboración propia.

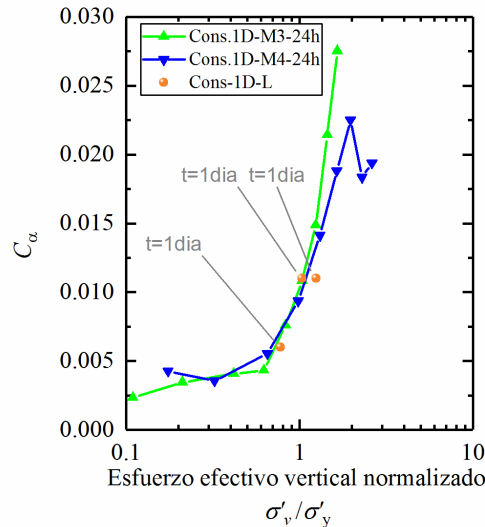


Tabla 5-5: variación de $C_{\alpha,avg}$ con respecto al esfuerzo efectivo vertical durante ensayos de consolidación unidimensional de larga duración. Fuente: elaboración propia.

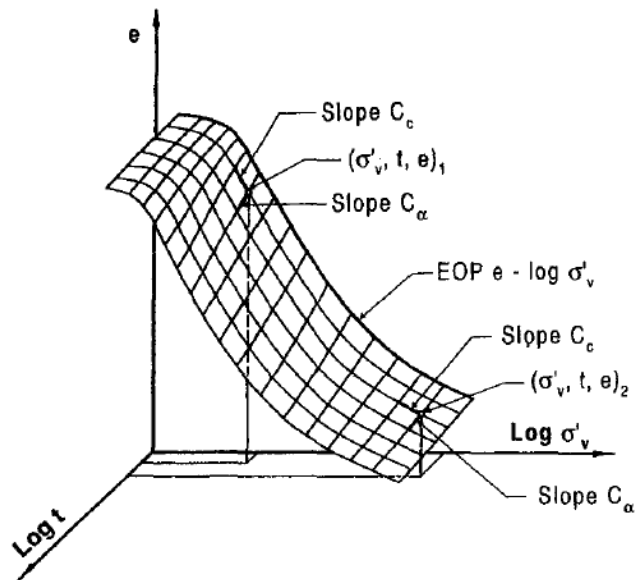
Ensayo	tiempo t (días)	$C_{\alpha,avg}$
Cons-1D-L-M3 $\sigma'_v=74.6$ kPa	1	0.006
	9	0.006
Cons-1D-L--M1 $\sigma'_v=99.0$ kPa	1	0.0096
	20	0.011
Cons-1D-L--M2 $\sigma'_v=120.0$ kPa	1	0.0103
	22	0.011

5.2.3 Ley de compresibilidad C_α / C_c para la estimación de deformaciones volumétricas durante consolidación secundaria en suelos derivados de ceniza volcánica

Mesri & Godlewski (1979), Mesri (1987, 2001), Mesri & Castro (1987), y Mesri et al. (1994; 1997) demostraron que la ley de compresibilidad C_α / C_c [donde $C_\alpha = \Delta e / \Delta \log(t)$ y $C_c = \Delta e / \Delta \log(\sigma'_v)$], propuesta por primera vez por Mesri & Godlewski (1977) (descrita en la sección 1.2.3), puede ser aplicada para: i), un amplio rango de suelos naturales; ii), los rangos de compresión y recompresión; y iii), cualquier comportamiento de C_α en el tiempo. Lo anterior implica que C_α puede permanecer constante, incrementarse o disminuir en el

tiempo. Un esquema conceptual de esta ley se indica en la Figura 5-16 en donde se muestra la relación existente entre la relación de vacíos, el esfuerzo efectivo vertical y el logaritmo del tiempo durante la consolidación secundaria. De acuerdo con esta figura, para un nivel de esfuerzo σ'_v debido a un incremento de carga $\Delta\sigma'_v$, la magnitud y el comportamiento de C_α en el tiempo t se encuentran directamente relacionados con la magnitud y el comportamiento de la pendiente de la curva de compresibilidad (C_c) estimada para $\Delta\sigma_v$ (Mesri & Choi, 1985; Mesri, Shahien & Feng, 1995; Mesri et al., 1997).

Figura 5-16: relación entre la relación de vacíos, el esfuerzo efectivo vertical y el logaritmo del tiempo durante la consolidación secundaria. Fuente: Mesri & Godlewski (1977).



Con el fin de validar la ley C_α/C_c de compresibilidad para el suelo en estudio, se calcularon los valores de C_α promedio durante cada uno de los incrementos de carga realizados en los ensayos de consolidación unidimensional. Luego, se estimaron los valores de la pendiente de la curva de compresibilidad (valores de C_c) para cada rango de carga; y después, se graficaron en función del C_α correspondiente para cada nivel de esfuerzos estudiado. Finalmente, los valores C_α y C_c se ajustaron a una función lineal; los resultados del ajuste lineal y los datos empleados para esta se muestran en la Figura 5-17. El valor de C_α/C_c ajustado fue 0.02, con una correlación R^2 de 0.93. De acuerdo con los valores de C_α/C_c reportados por (Mesri 2001) para algunos suelos (véase la Tabla 5-6), el valor definido para el suelo en estudio se acerca al de suelos arenosos.

Figura 5-17: C_α versus C_c para el suelo en estudio. Fuente: elaboración propia.

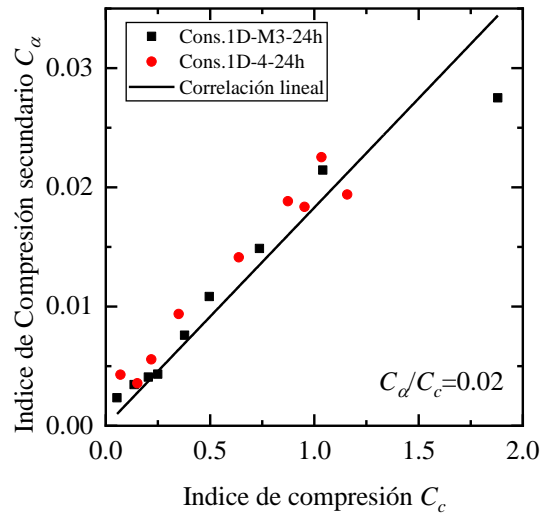


Tabla 5-6: valores de C_α/C_c definidos para algunos suelos reportados por Mesri (2001).

Material	C_α / C_c
Granular soils including rockfill	0.02 ± 0.01
Shale and mudstone	0.03 ± 0.01
Inorganic clays and silts	0.04 ± 0.01
Organic clays and silts	0.05 ± 0.01
Peat and muskeg	0.06 ± 0.01

De acuerdo con los resultados anteriores, se asume válido y aplicable para el suelo en estudio que, para una condición unidimensional de deformaciones, las deformaciones volumétricas generadas durante la consolidación secundaria, $(\varepsilon_v)_{sc}$ sean estimadas con base en la función que se presenta en la siguiente ecuación (Mesri & Vardhanabhuti ,2005):

$$(\varepsilon_v)_{sc} = \frac{C_c}{1 + e_0} \frac{C_\alpha}{C_c} \log\left(\frac{t}{t_{EPC}}\right) \tag{4.6}$$

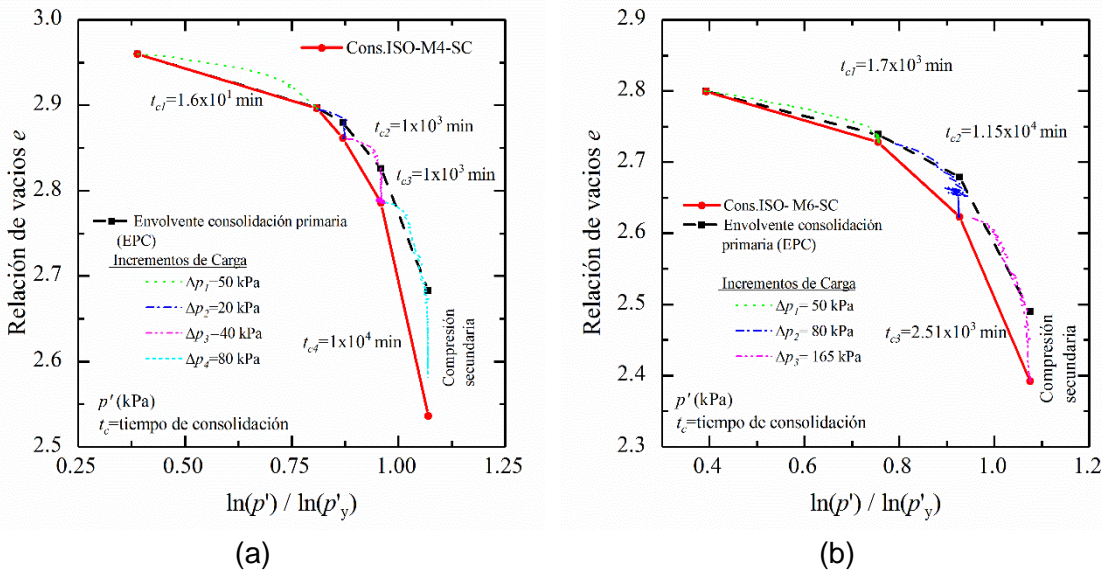
donde t_{EPC} o t_{100} representa el periodo de tiempo de la consolidación durante el cual el esfuerzo efectivo vertical incrementa (consolidación primaria); t , el periodo de tiempo desde la aplicación del incremento de carga; y C_d/C_c es igual a 0.02 para el suelo estudiado.

5.3 Compresión secundaria observada en ensayos de consolidación isotrópica

5.3.1 Efecto de la compresión secundaria en la curva $e-\ln(p')$

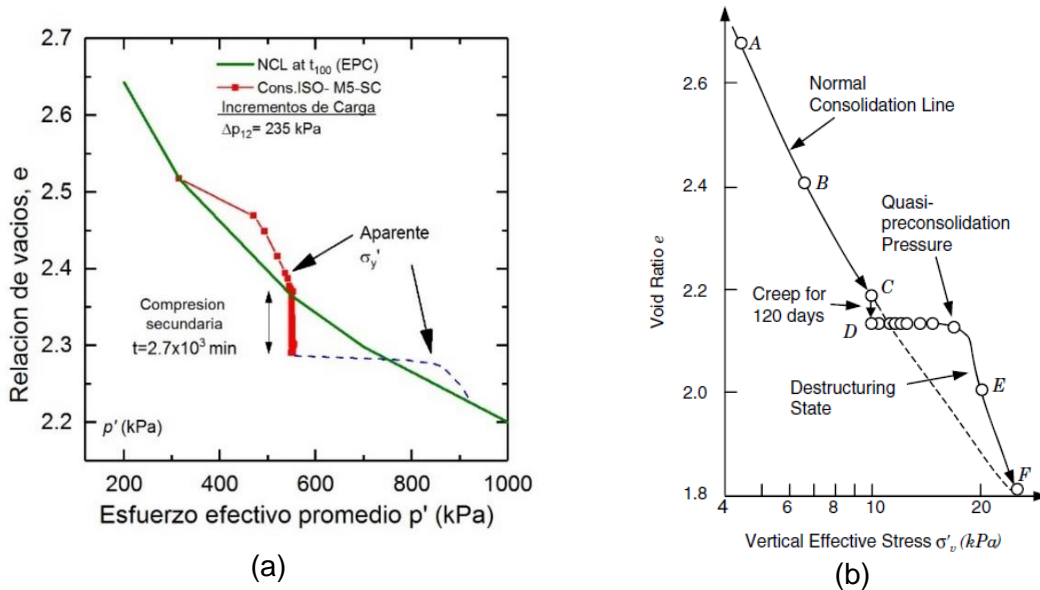
En la Figura 5-18 se presentan las envolventes de compresión al finalizar la etapa de consolidación primaria (línea negra), las envolventes de compresión acumulada luego de permitir un periodo de consolidación de 10^3 min por cada incremento de carga (línea roja), y la trayectoria de e versus $\ln(p')$ para los ensayos de consolidación isotrópica Cons.ISO-M4-SC, y Cons.ISO-M6-SC. De las figuras se observa que la deformación secundaria incrementa a medida que el esfuerzo efectivo promedio crece, siempre y cuando este sea cercano o mayor al esfuerzo de cedencia.

Figura 5-18: relación de vacíos vs. logaritmo natural del esfuerzo efectivo promedio normalizado durante ensayos Cons.ISO-M4-SC (a) y Cons.ISO-M6-SC (b). Fuente: elaboración propia.



En la sección “a” de la Figura 5-19 se muestra en detalle el comportamiento e vs p' para el último incremento de carga en el ensayo Cons.ISO-M5-SC; en esta también se incluye la curva de NCL calculada para t_{100} (i. e. al finalizar la etapa de consolidación primaria). Como lo señalan Lerouiel et al. (1996), la compresión secundaria tiene como efecto la generación de un aparente esfuerzo de cedencia, como se muestra en la sección “b” de la Figura 5-19. Sin embargo, en el caso estudiado, este efecto fue mínimo (Figura 5-19 [a]) y no influye en el cálculo del esfuerzo de cedencia, ya que este se determina con base en la envolvente de compresión al finalizar la etapa de consolidación primaria y no a partir de la trayectoria e versus $\ln(p')$.

Figura 5-19: a), relación de vacíos vs. esfuerzo efectivo promedio durante último incremento de carga en ensayo de Cons.ISO-M5-SC; y b), curva de compresión. Fuente: Lerouiel et al. (1996; modificada por Mitchell & Soga [2005]).



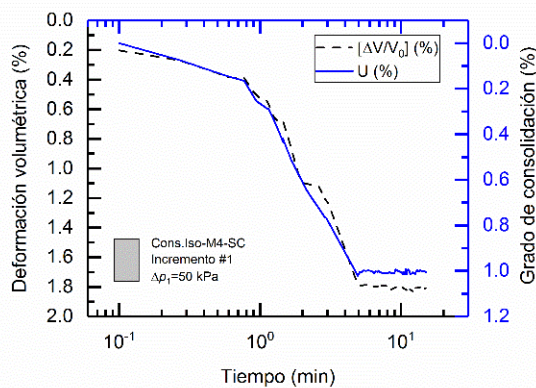
5.3.2 Deformaciones volumétricas durante consolidación secundaria debido a incrementos hidrostáticos de presión

En las Figura 5-20, 5-21 y 5-22 se presenta en detalle la variación de la deformación volumétrica (global) acumulada y el grado de consolidación medidos en el tiempo durante cada incremento hidrostático de presión. A partir de estas curvas se identificaron los

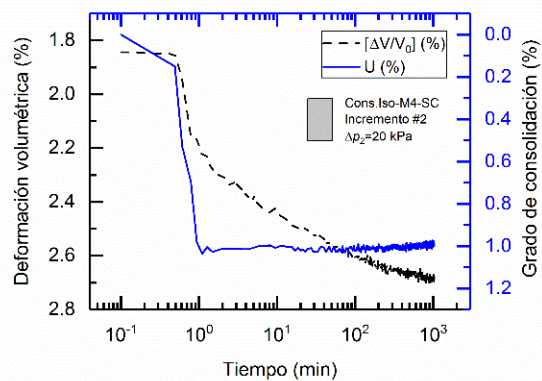
valores de tiempo t_{100} , con el fin de aislar las deformaciones volumétricas generadas durante la consolidación secundaria.

Los resultados para el ensayo Cons.Iso.M4-SC se muestran en las secciones “a” “b” “c” y “d” de la Figura 5-20 para el incremento p de 50, 20, 40 y 80 kPa, respectivamente. Como lo indica la figura señalada, el cambio volumétrico después de disipado el incremento de presión de poros ($U \approx 1.0$) es mucho menor bajo niveles de esfuerzos hidrostáticos inferiores al esfuerzo de cedencia que para niveles de esfuerzo mayores a este.

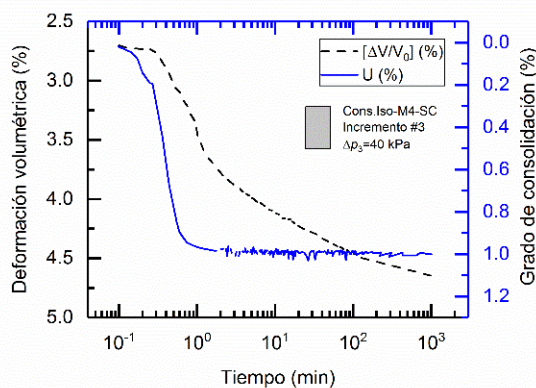
Figura 5-20: variación en el tiempo de la deformación volumétrica y el grado de consolidación U debido a incremento de carga isotrópica de 50 kPa ($p'=54.1$ kPa) (a), 20 kPa ($p'=73.1$ kPa) (b), 40 kPa ($p'=112.8$ kPa) (c) y 80 kPa ($p'=194.6$ kPa) (d), ejecutados durante el ensayo Cons.Iso.M4-SC. Fuente: elaboración propia.



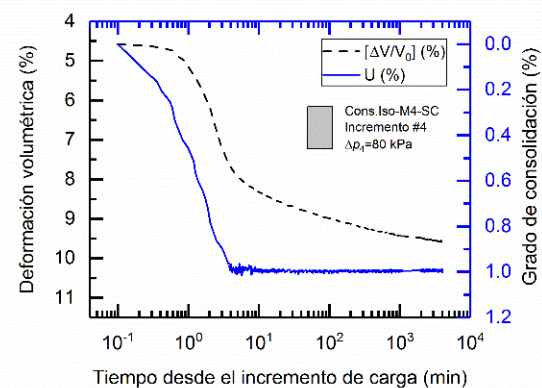
(a)



(b)



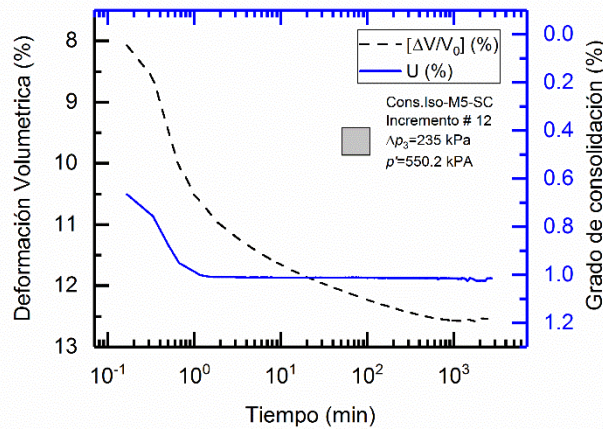
(c)



(d)

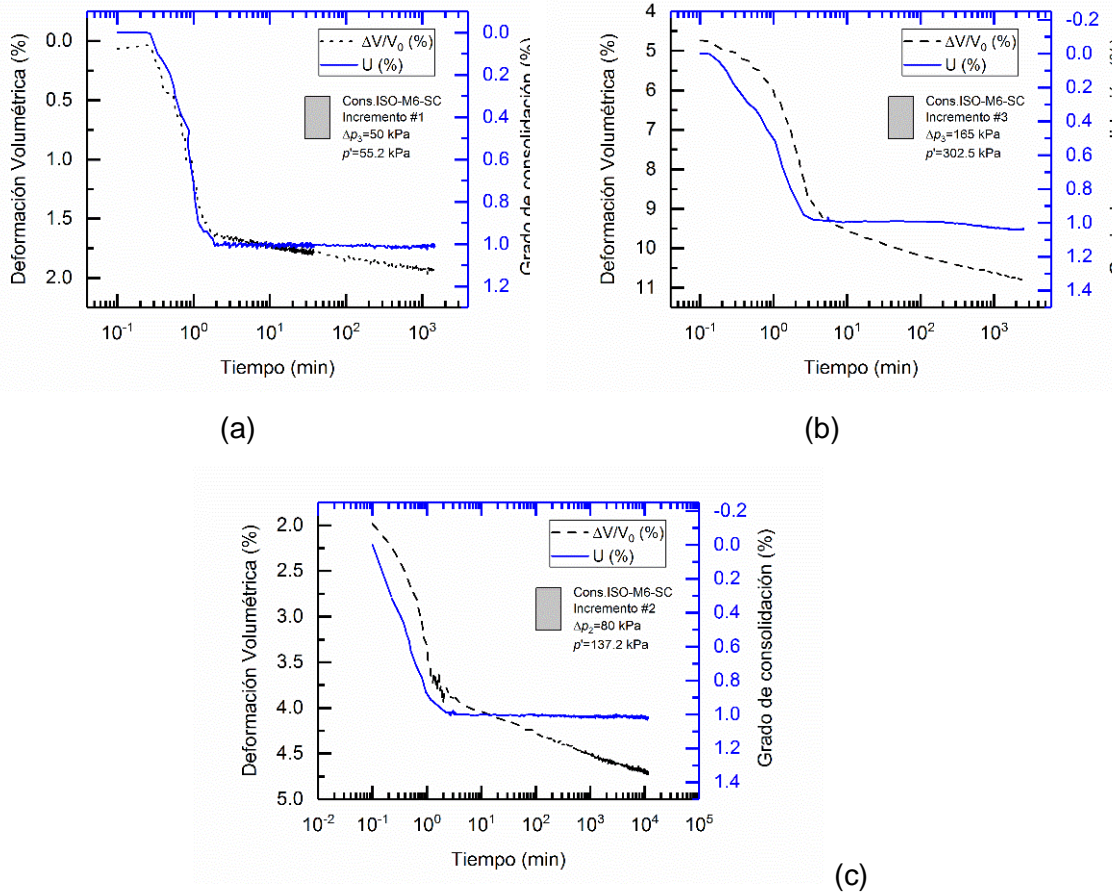
En la Figura 5-21 se muestra el comportamiento de $U-t$ y $[\Delta V/V_0] - \log(t)$ para el último incremento de carga hidrostática del ensayo Cons.Iso.M5-SC, el cual corresponde a $p=235$ kPa y $p'=550.2$ kPa. Se observa un aporte importante de deformación volumétrica durante la consolidación secundaria. Cerca del 33 % de la deformación volumétrica total corresponde a deformaciones producidas durante la consolidación secundaria luego de transcurrido un tiempo t de 2×10^3 min. Se observa también que la pendiente de la curva $[\Delta V/V_0] - \log(t)$ varía en el tiempo.

Figura 5-21: variación de la deformación volumétrica y el grado de consolidación U en el tiempo, debido a un incremento de carga isotrópica de 235 kPa ejecutado durante el ensayo Cons.Iso.M5-SC. Fuente: elaboración propia.



En la Figura 5-22 se presentan los resultados para el ensayo Cons.Iso.M6-SC. El comportamiento es similar al observado en los incrementos de carga hidrostática del ensayo Cons.Iso.M4-SC.

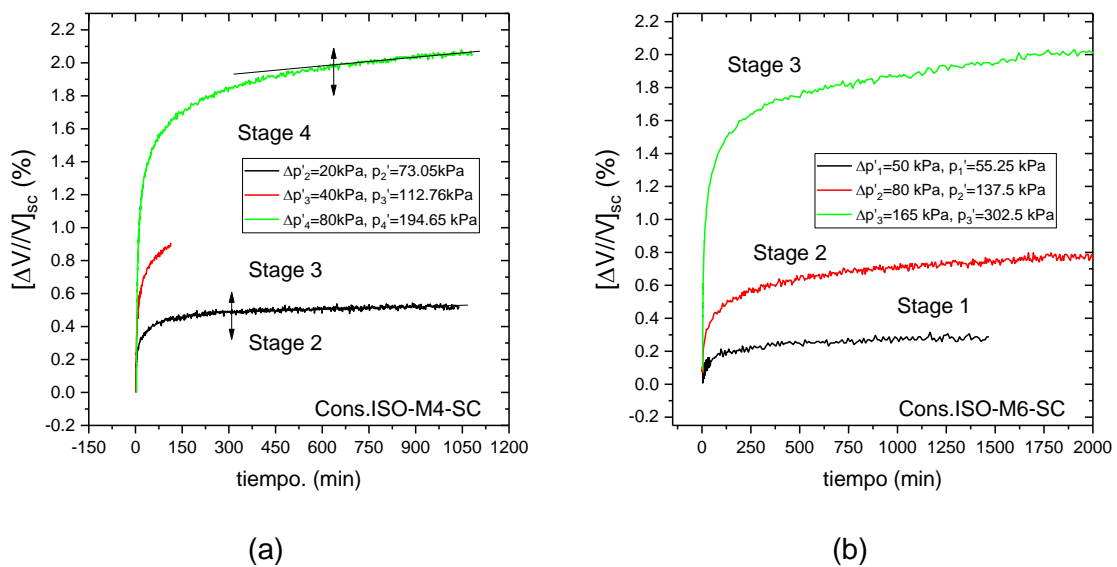
Figura 5-22: variación de la deformación volumétrica y el grado de consolidación U en el tiempo, debido a incremento de carga isotrópica de: (a) 50 kPa, (b) 80kPa y (c) 165 kPa ejecutados durante el ensayo Cons.Iso.M6-SC.



Una vez identificado el valor de t_{100} , se aisló la deformación volumétrica durante la consolidación secundaria registrada en cada uno de los incrementos de carga. En la Figura 5-23 se muestra el comportamiento típico de la deformación volumétrica durante la consolidación secundaria en función del tiempo para los diferentes incrementos p' . La figura muestra claramente que, en suelos derivados de ceniza volcánica, la consolidación secundaria bajo esfuerzos de tipo isotrópico es continua y más significativa para niveles de esfuerzos que superan el esfuerzo de cedencia. La forma general de la curva de deformación volumétrica durante la consolidación secundaria vs. tiempo está conformada por una etapa inicial, en donde la tasa de cambio de la deformación aumenta rápidamente con el tiempo, seguida de una etapa en donde esta disminuye; y por otra etapa en donde la tasa de deformación es aproximadamente constante con el tiempo para el periodo ensayado.

En la Figura 5-23 también es posible observar la magnitud de la deformación volumétrica durante la consolidación secundaria $[\Delta V/V]_{sc}$ para cada etapa de incremento a diferentes niveles de esfuerzo efectivo promedio p' . Los resultados indican que el proceso de deformación volumétrica ocurre en todos los niveles de esfuerzo ensayados (desde $p'=53$ kPa hasta $p'=500$ kPa).

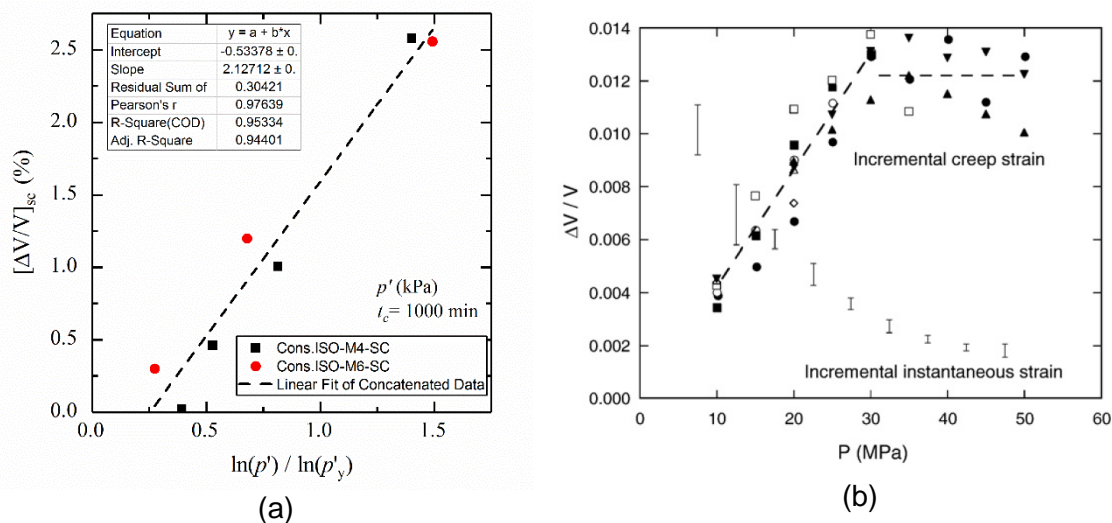
Figura 5-23: deformación volumétrica (en porcentaje) en la etapa de consolidación secundaria $[\Delta V/V]_{sc}$ durante los incrementos hidrostáticos en los ensayos Cons.ISO-M4-SC (a) y Cons.ISO-M6 (b).



En la sección “a” de la Figura 5-24 se presenta la deformación volumétrica secundaria $[\Delta V/V]_{sc}$ generada luego de un periodo de consolidación secundaria de 10^3 min para cada uno de los incrementos de carga hidrostática. Se encontró una correlación lineal entre $[\Delta V/V]_{sc}$ y p' . Una tendencia similar a la mostrada en la figura en cuestión ha sido reportada por Chang y Zoback (2010), quienes estudiaron el comportamiento de deformaciones dependientes del tiempo tras realizar incrementos de esfuerzos hidrostáticos constantes de 5MPa en muestras de pizarras (secas) del Golfo de México. Dichos autores observaron que la magnitud de deformación volumétrica durante consolidación secundaria y la presión hidrostática (p) se podía representar mediante una relación bilineal. Como se muestra en la sección “b” de la Figura 5-24, la magnitud de la deformación volumétrica (transcurridas 6 h) se incrementó de forma lineal a medida que el esfuerzo se incrementó en cargas de 5 hasta 30 MPa; luego, esta deformación permaneció

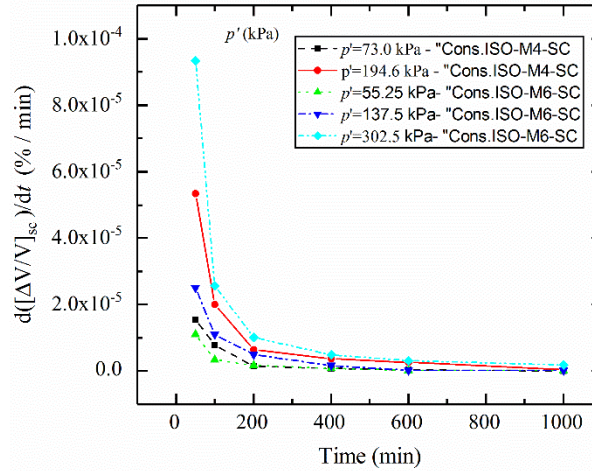
relativamente constante para esfuerzos superiores a 30 MPa. En esta investigación, los esfuerzos p' máximos alcanzados fueron de 0.5 MPa, debido a que la capacidad máxima del sistema era de 1 MPa.

Figura 5-24: a), magnitud de la deformación volumétrica por consolidación secundaria $[\Delta V/V]_{sc}$ (después de 10^3 min) vs. esfuerzo efectivo promedio normalizado p'/p'_y ; y b), deformación volumétrica durante consolidación primaria y secundaria (después de 6 h) en función del esfuerzo hidrostático p . Fuentes: elaboración propia (a) y Chang y Zoback (2010) (b).



El gradiente de deformación o velocidad a la que ocurre la deformación juega un papel importante en el estudio del comportamiento del suelo dependiente del tiempo, y es frecuente su incorporación en los modelos constitutivos. Una de las primeras leyes constitutivas que relaciona el gradiente de deformación, el tiempo y el nivel de esfuerzo es la propuesta por Singh & Mitchell (1968). En la Figura 5-25 se presenta el comportamiento del gradiente de deformación secundaria con el tiempo para los diferentes niveles de esfuerzos del suelo estudiado. Se observa que, para un tiempo dado, el gradiente de deformación $d([\Delta V/V]_{sc}/dt)$ es mayor conforme p' aumenta. La figura también muestra que el gradiente de deformación volumétrica durante la consolidación secundaria decae de una manera exponencial.

Figura 5-25: velocidad a la que ocurre la deformación secundaria (gradiente de deformación volumétrica durante consolidación secundaria) vs. tiempo durante ensayos de consolidación isotrópica realizados por múltiples incrementos de carga. Fuente: elaboración propia.



5.3.3 Modelo hiperbólico para la estimación de deformaciones volumétricas durante consolidación secundaria en suelos derivados de ceniza volcánica

Se propone implementar un modelo hiperbólico para simular el comportamiento de $[\Delta V/V]_{sc}$ versus tiempo exhibido por el suelo de estudio, bajo diferentes niveles de esfuerzo efectivo hidrostático. Para esto, se seleccionó el modelo hiperbólico similar al propuesto por Yin (1999), el cual fue utilizado para simular las deformaciones volumétricas durante consolidación secundaria. Yin (1999) observó que, en todos los casos estudiados, el valor de C_α disminuía con el tiempo; y propuso describir la deformación volumétrica en la etapa de compresión secundaria (*i. e.* describir cualquier deformación volumétrica que ocurra cuando el exceso de presión de poros sea despreciable) por medio de la siguiente ecuación:

$$[\Delta V / V]_{sc} = \frac{\Psi_{EPC} \log\left(\frac{t_{SC} + t_{EPC}}{t_{EPC}}\right)}{1 + \left(\frac{\Psi_{EPC}}{[\Delta V / V]_L}\right) \log\left(\frac{t_{SC} + t_{EPC}}{t_{EPC}}\right)} \quad (4.7)$$

donde las variables del modelo son $[\Delta V/V]_{sc}$, que representan las deformaciones volumétricas, solo dependientes del tiempo (durante consolidación secundaria), y t_{sc} representa el tiempo en el cual ocurre el $[\Delta V/V]_{sc}$. En este caso, el parámetro t_{EPC} se define como el tiempo requerido para la disipación del incremento de presión de poros y tanto Ψ_{EPC} , como $[\Delta V/V]_L$ son parámetros de calibración del modelo. De la ecuación anterior se obtiene que cuando t_{sc} tiende al infinito, $[\Delta V/V]_{sc} |_{t_{sc} \rightarrow \infty} = [\Delta V/V]_L$; por lo tanto, $[\Delta V/V]_L$ representa el límite, en consolidación isotrópica, de la deformación volumétrica durante la consolidación secundaria. Ahora bien, si se deriva la ecuación 5.7 y se evalúa esta para un tiempo $t_{sc} = 0$, se obtiene $\frac{d}{dt}([\Delta V/V]_{sc})_{t_{sc}=0} = \frac{\Psi_{EPC}}{t_{EPC}}$, lo que indica que Ψ_{EPC}/t_{EPC} representa la tasa de cambio de la deformación volumétrica para $t_{sc}=0$.

La ecuación 5.7 puede escribirse como una función lineal de la siguiente manera:

$$\frac{\log\left(\frac{t_{sc} + t_{EPC}}{t_{EPC}}\right)}{[\Delta V/V]_{sc}} = \frac{1}{\Psi_{EPC}} + \frac{1}{[\Delta V/V]_L} \log\left(\frac{t_{sc} + t_{EPC}}{t_{EPC}}\right) \quad (4.8)$$

donde $(1/\Psi_{EPC})$ representa el intercepto y $(1/[\Delta V/V]_L)$ la pendiente de la línea.

Usando la ecuación 5.8, se calculó $\frac{\log\left(\frac{t_{sc} + t_{EPC}}{t_{EPC}}\right)}{[\Delta V/V]_{sc}}$ y $\log\left(\frac{t_{sc} + t_{EPC}}{t_{EPC}}\right)$ para cada uno de los

incrementos y luego se graficaron estos valores, como se muestra en las figuras Figura 5-26 y Figura 5-27. Para cada uno de los niveles de esfuerzo se estimaron el intercepto y la pendiente de la curva. En estas figuras se muestran las curvas de ajuste lineal para los ensayos Cons.Iso.M4-SC y Cons.Iso.M6-SC. En general, se observa que el nivel de correlación mejora para niveles de esfuerzo p' superiores a 100kPa (*i. e.* R^2 mínimo de 0.90).

Figura 5-26: parámetros de calibración del modelo hiperbólico para describir la deformación volumétrica durante consolidación secundaria en las etapas de carga 2, 3 y 4 del ensayo de consolidación isotrópica Cons.Iso.M4-SC. Fuente: elaboración propia.

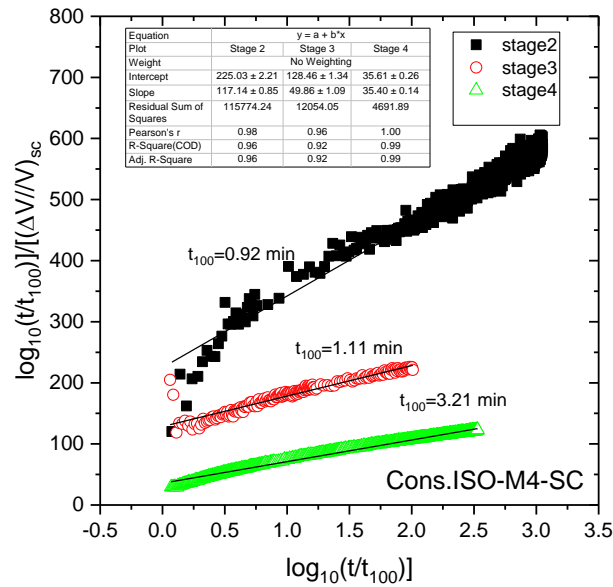
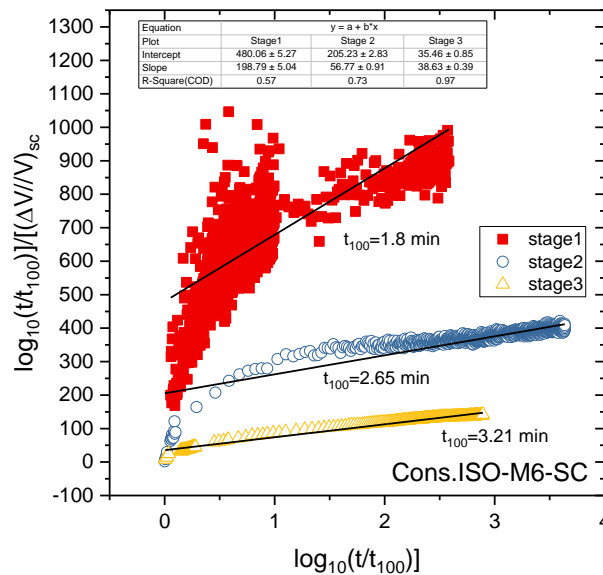


Figura 5-27: parámetros de calibración del modelo hiperbólico para describir la deformación volumétrica durante la consolidación secundaria en las etapas de carga 1, 2 y 3 del ensayo de consolidación isotrópico Cons.Iso.M6-SC. Fuente: elaboración propia.



En la Tabla 5-7 se muestran algunos de los valores de los parámetros de calibración correspondientes a las etapas de carga del ensayo de consolidación isotrópico Cons.Iso.M4-SC. Se siguió el mismo procedimiento para ajustar la ecuación 5.7 a las

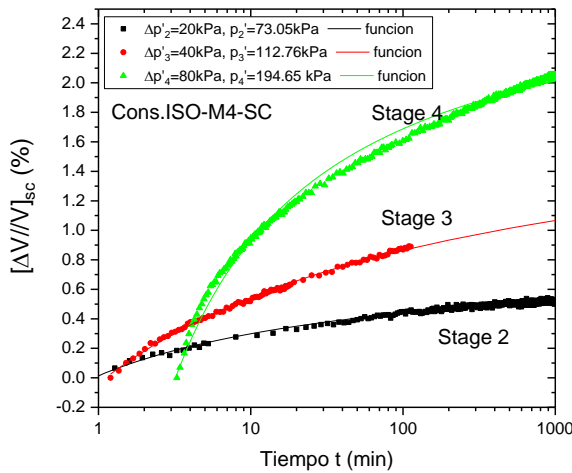
deformaciones volumétricas durante consolidación secundaria en el ensayo Cons.Iso.M6-SC.

Tabla 5-7: parámetros de calibración del modelo hiperbólico obtenidos a través de un ajuste lineal en el ensayo Cons.Iso.M4-SC. Fuente: elaboración propia.

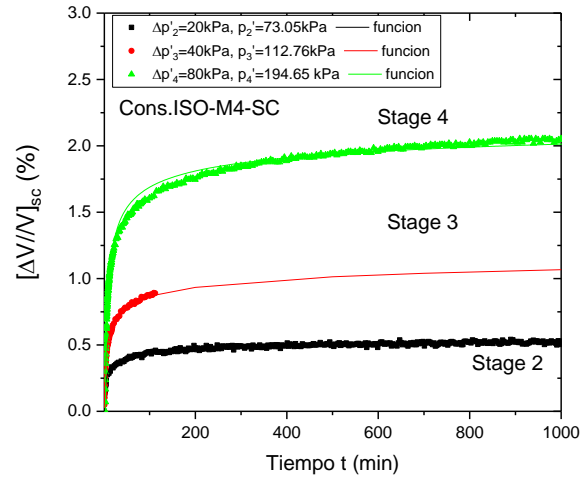
Parámetros	73.1 kPa Etapa 2	112.8 kPa Etapa 3	194.6 kPa Etapa 4
$t_{EPC}, \text{ min}$	0.925	1.113	3.230
Ψ_{EPC}	0.0044	0.0078	0.0281
$[\Delta V/V]_L$	0.0085	0.0201	0.0282

En la Figura 5-28 se comparan las deformaciones volumétricas medidas y las simuladas mediante el modelo hiperbólico implementado. En general, se observa un buen ajuste del modelo al comportamiento del suelo derivado de ceniza volcánica. Dentro de las limitaciones del modelo se encuentra que: i), la precisión del modelo tiende a disminuir para bajos niveles de esfuerzos; y ii), las etapas de descarga – recarga no son simuladas. Lo anterior teniendo en cuenta que, durante dichas fases, las deformaciones volumétricas registradas durante la consolidación secundaria no son significativas (Yin, 1999; Chang & Zoback, 2010).

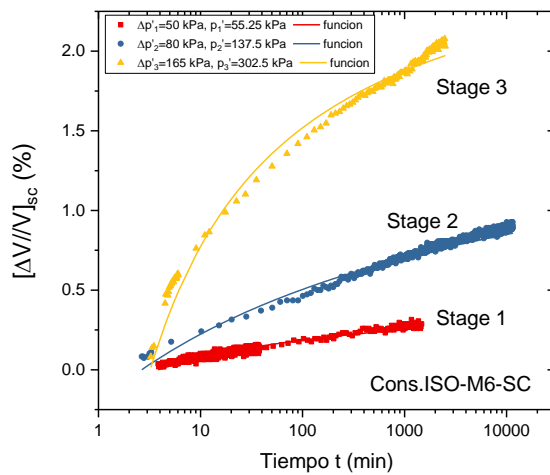
Figura 5-28: comparación entre las deformaciones volumétricas durante consolidación secundaria medidas y las curva ajustadas al modelo hiperbólico para diferentes niveles de esfuerzo efectivo promedio p' . Fuente: elaboración propia.



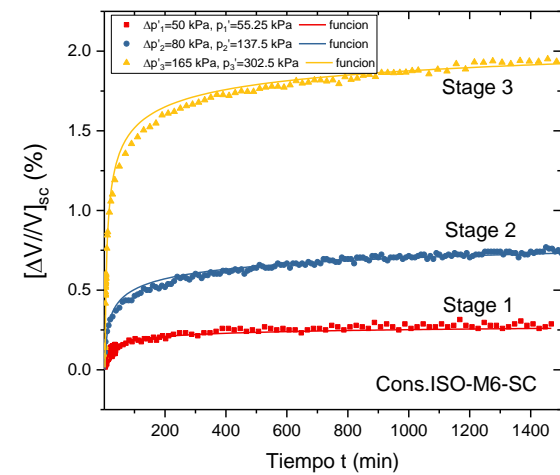
(a)



(b)



(c)

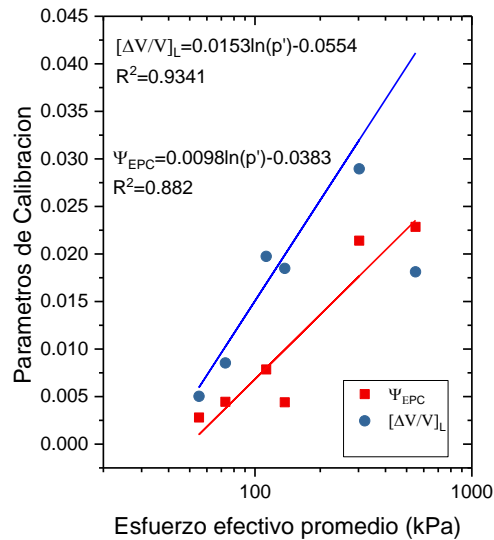


(d)

Evaluando los parámetros de calibración, se encontró que tanto Ψ_{EPC} como $[\Delta V/V]_L$ aumentaban con el esfuerzo efectivo promedio. La relación de Ψ_{EPC} y $[\Delta V/V]_L$ con p'/Pa (con $Pa=1$ kPa) en escala logarítmica se presenta en la Figura 5-29. Se observa que los datos pueden ajustarse a una tendencia lineal descrita de la siguiente manera:

$$\begin{aligned}\Psi_{EPC} &= 0.0098 \ln(p' / Pa) - 0.0383 \\ [\Delta V / V]_L &= 0.0153 \ln(p' / Pa) - 0.0554\end{aligned}\quad (4.9)$$

Figura 5-29: parámetros de calibración del modelo hiperbólico estimados para el suelo derivado de ceniza volcánica. Fuente: elaboración propia.



5.4 Deformaciones y cambios en la presión de poros locales debido a condiciones no drenadas impuestas durante la consolidación secundaria

De acuerdo con Mitchell & Soga (2005), bajo la acción de un esfuerzo efectivo constante, el suelo tiende a acomodarse lentamente (*i. e.* pequeños cambios a nivel de fábrica de elementos), con el fin de encontrar una condición más estable. Lo anterior indica que el suelo es susceptible a deformarse. Para suelos de grano grueso, los principales mecanismos propuestos para explicar las deformaciones volumétricas o cortantes en el tiempo producidas por un esfuerzo efectivo constante son: i), deslizamiento a nivel de contactos entre partículas; y ii), expulsión de agua desde los microporos hacia los macroporos, lo que genera una redistribución de presiones de poros en condiciones no drenadas (Holzer et al 1973; Jones & Wang, 1981).

La primera hipótesis implica el estudio de la variación morfológica y de fábrica del suelo en el tiempo debido a un esfuerzo efectivo constante, lo cual requiere no solo la implementación de técnicas avanzadas para la captura de imagen a nivel microscópico —

como, por ejemplo, microtomografía computarizada de rayos X—, sino que también puede requerir el desarrollo e implementación de métodos para el uso de esta tecnología durante el proceso de consolidación (Andò et al., 2012; Hall et al., 2013; Watanabe et al., 2012). Por lo tanto, la validación de la primera hipótesis queda fuera del alcance de esta investigación, en consideración a que esta tecnología no se encontraba desarrollada durante el periodo de la ejecución de los ensayos. Sin embargo, mediante los ensayos de consolidación no drenada se propone examinar de forma experimental el comportamiento de la presión de poros y las deformaciones locales debido a condiciones no drenadas impuestas después de finalizada la consolidación primaria, y de esta manera estudiar la validez de la hipótesis planteada por Holzer et al. (1973).

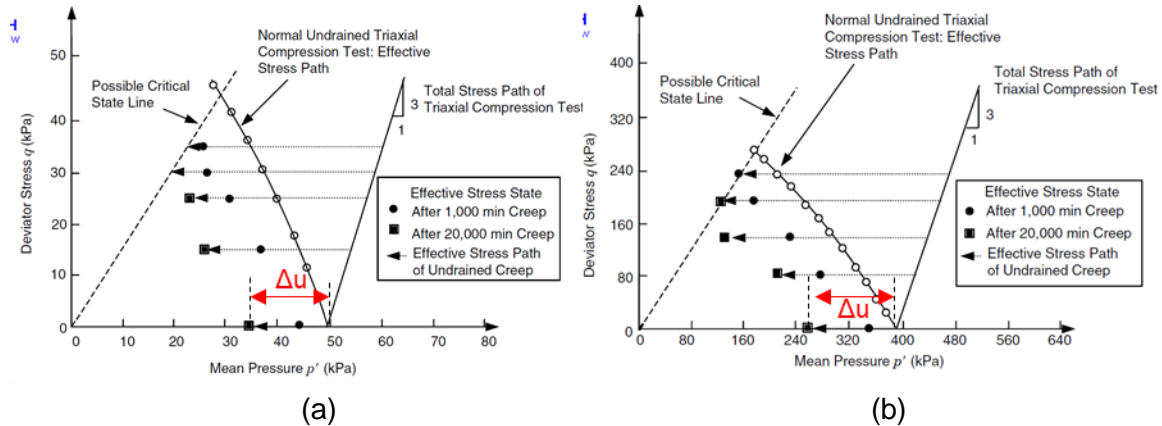
5.4.1 Presión de poros desarrollada bajo condiciones no drenadas después de finalizar la consolidación primaria

Se han observado incrementos en la presión de poros luego del cierre del drenaje en muestras de suelo consolidadas isotrópicamente, luego de finalizada la consolidación primaria en suelos con alto contenido de materia orgánica (Holzer, et al., 1973; Arulanandan et al., 1971). Arulanandan et al. (1971) observaron este comportamiento al realizar ensayos de *creep* no drenado bajo diferentes niveles de esfuerzo de consolidación isotrópica y esfuerzo cortante, incluyendo $q = 0$, en una arcilla limosa orgánica denominada “Bay Mud”. En la Figura 5-30 se representan las trayectorias de esfuerzos durante los ensayos de *creep* no drenados, las cuales se representan mediante las líneas horizontales.

Como se muestra en la Figura 5-30, durante los ensayos de *creep* no drenados (*i. e.* q y p son constantes en el tiempo), el esfuerzo efectivo promedio p' se reduce. A medida que el *creep* continúa en el tiempo, los puntos en el espacio p', q que representan un estado de esfuerzo inicial progresan en la dirección de las flechas hacia la línea del estado crítico. Para un estado de esfuerzos inicial $q = 0$ y $p'_o = 50$ kPa (véase la Figura 5-30 [a]) y $q = 0$ y $p'_o = 400$ kPa (véase la Figura 5-30 [b]), el esfuerzo promedio efectivo p' se reduce en 30 % y 55 %, respectivamente, transcurridos cerca de 20.000 min durante los ensayos de *creep*. Lo anterior como consecuencia del incremento en la presión de poros. Estos resultados permitieron a Arulanandan et al. (1971) concluir que la presión de poros desarrollada

durante cualquier ensayo de *creep* con $q > 0$ dependen no solo de la magnitud de q , sino que también están influenciados por la historia de consolidación.

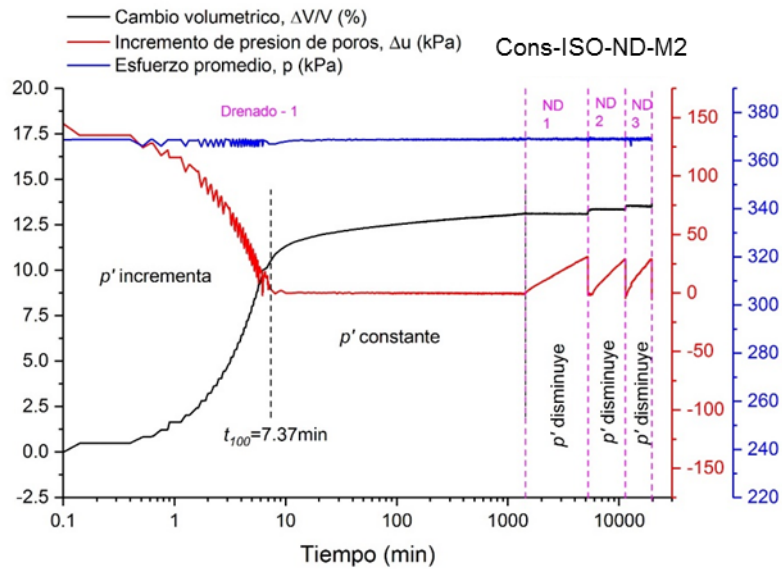
Figura 5-30: trayectoria de esfuerzos en ensayos de *creep* no drenados realizados a suelo denominado “Bay Mud” de la bahía de San Francisco (California, EE. UU.). Esfuerzo de confinamiento inicial: a), 49 kPa; y b), 392 kPa. Fuente: Arulanandan et al. (1971; modificada por Mitchell & Soga [2005]).



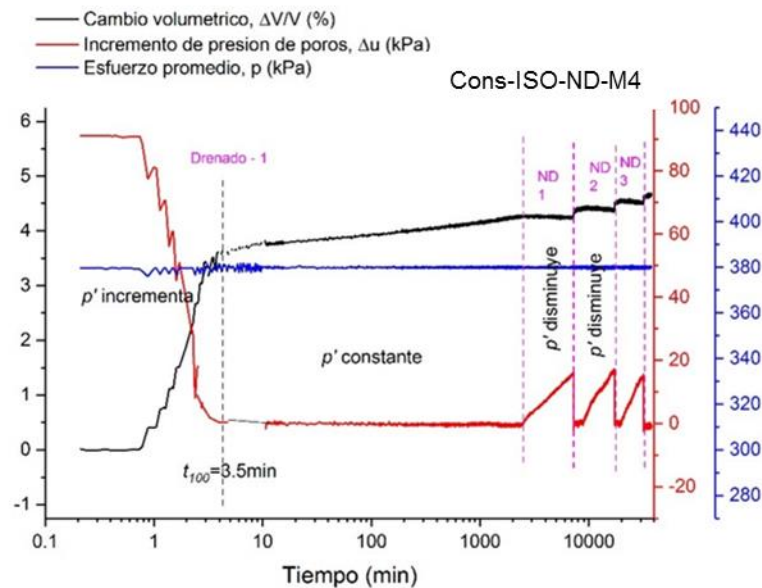
Al igual que en el suelo “Bay Mud”, en el suelo de estudio también se observó un incremento en la presión de poros cuando se realizó el cierre del drenaje luego de que las muestras habían sido consolidadas isotrópicamente por al menos 1000 min (tiempo suficiente para haberse finalizado la consolidación primaria) bajo un esfuerzo de confinamiento constante. En la Figura 5-31 se presentan el comportamiento de la deformación volumétrica, el esfuerzo efectivo promedio y el incremento de presión de poros en el tiempo, registrados debido a un incremento de carga hidrostática $\Delta p = 150$ kPa (ensayo Cons-ISO-ND-M2, mostrado en la Figura 5-31 [a]) y $\Delta p = 100$ kPa (ensayo Cons-ISO-ND-M4, mostrado en la Figura 5-31 [b]). Los resultados de los ensayos Cons-ISO-ND-M1 y Cons-iso-ND-M3 se presentan en el anexo A. Como se demostró antes, en la Figura 5-30, este tipo de ensayos son un caso particular de ensayos de *creep* no drenados en donde la muestra de suelo se mantiene en una condición no drenada, pero bajo un esfuerzo cortante igual a cero ($q = 0$). Para los ensayos mostrados en la Figura 5-31, el tiempo $t = 0.1$ min corresponde al tiempo en el cual se alcanza el esfuerzo total promedio deseado y se da inicio al proceso de consolidación. Nótese que, en todo momento, para $t > 0.1$ min, el esfuerzo total promedio p se mantuvo constante. Se explicitan más detalles del procedimiento ejecutado en estos ensayos a continuación:

- Etapa drenada-1: simula la etapa de consolidación isotrópica (consolidación primaria y secundaria) realizada en los ensayos tipo SC. El tiempo en que se mantuvo esta condición drenada fue de 1000 min, aproximadamente. En este periodo se determinó el valor de t_{100} (i.e., t en el cual $\Delta u = 0$). La deformación volumétrica registrada para $t > t_{100}$ corresponde a la compresión secundaria.
- Ciclos drenados – no drenados: En general, en todos los ensayos se da por inicio a esta etapa en $t \approx 1000$ min. Como su nombre lo indica, en este periodo se generaron entre dos y tres condiciones no drenadas mediante el cierre y apertura de la válvula de drenaje en el equipo triaxial. Por ejemplo, en el ensayo Cons-ISO-ND-M2 (véase la Figura 5-31 [b]), en donde se realizó un incremento de presión hidrostática Δp de 150 kPa, se realizaron tres cierres: el primero ocurrió en $t = 1300$ min y se mantuvo hasta $t = 5234$ min; el segundo, en $t = 5000$ min y se mantuvo hasta $t = 11322$ min; y el último, en $t = 10000$ min hasta $t = 19692$ min. Esta etapa de ciclos drenado – no drenado se muestra con más detalle en la Figura 5-32.

Figura 5-31: variación en el tiempo de la deformación volumétrica global, el incremento de presión de poros y el esfuerzo total promedio durante los ensayos Cons-ISO-ND-M2 ($\Delta p=150\text{kPa}$) (a) y Cons-ISO-ND-M4 ($\Delta p=100\text{kPa}$) (b). Fuente: elaboración propia.



(a)



(b)

En las figuras Figura 5-32 y Figura 5-33 se presentan en detalle los ciclos drenado – no drenado ejecutados en los ensayos Cons-ISO -ND-M2 y Cons-ISO -ND-M4.

Figura 5-32: comportamiento del esfuerzo efectivo p' e incremento de presión de poros en el tiempo durante ciclos drenado – no drenado en ensayo Cons-iso-ND-M2 ($\Delta p = 150$ kPa).

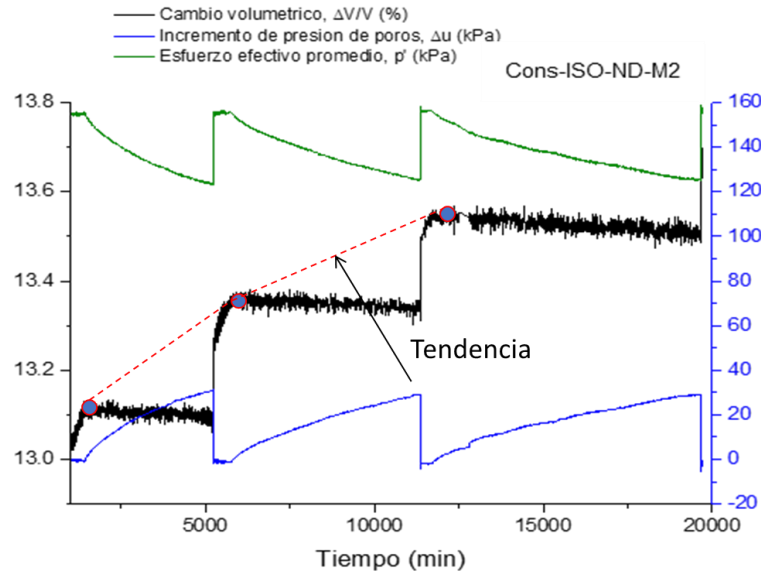
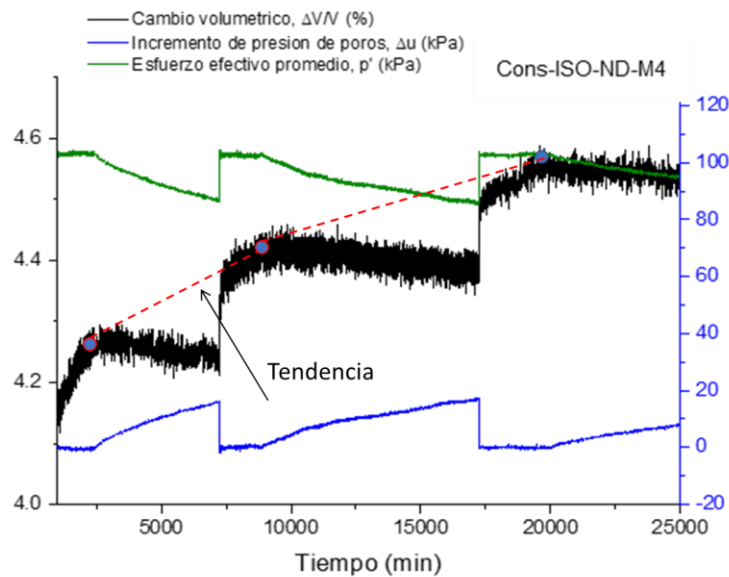


Figura 5-33: comportamiento del esfuerzo efectivo p' e incremento de presión de poros en el tiempo durante ciclos drenado – no drenado en el ensayo Cons-iso-ND-M4 ($\Delta p = 100$ kPa). Fuente: elaboración propia.



De los resultados anteriores se destacan los siguientes aspectos:

- Se observa claramente que existe un proceso de incremento de presión de poros medido a través del transductor local de presión durante la etapa no drenada.
- El incremento en la magnitud de la presión de poros durante la condición no drenada depende del esfuerzo de consolidación Δp y el periodo de consolidación. Este último corresponde al periodo de tiempo comprendido entre la finalización de la compresión primaria y el cierre de la línea de drenaje.
- Como se espera, cuando se genera una condición drenada, no existe cambio de volumen externo pues se limita la salida del agua de poros de la muestra hacia el exterior.
- Los incrementos que se generan durante las etapas no drenadas se disipan de forma casi inmediata, una vez el drenaje es permitido nuevamente a la muestra. Esto se debe tanto a la estructura abierta del suelo, como a la baja magnitud del incremento de presión de poros. Se observa que, a medida que el esfuerzo efectivo promedio se incrementa hasta alcanzar su magnitud original, se presenta deformación volumétrica asociada con este cambio en el esfuerzo efectivo. No obstante, aun cuando este último se estabiliza con rapidez, la deformación volumétrica continúa incrementándose, pero a una menor velocidad.
- Si se traza una tendencia entre las deformaciones volumétricas acumuladas antes de generarse la condición no drenada —como se representa con la línea punteada roja en las figuras—, es posible inferir que la presión del fluido de poros que se acumula en una condición no drenada está asociada directamente con la deformación volumétrica por consolidación secundaria que se produciría en una condición drenada. Por lo tanto, la magnitud del incremento de la presión de poros durante la condición no drenada a lo largo del tiempo está relacionada con la cantidad de compresión secundaria que ocurriría durante una condición drenada. En el numeral 5.4.2 se discute el posible mecanismo, con base en las mediciones de deformaciones locales.

Con el fin de evaluar la dependencia de la magnitud del incremento de presión de poros con el tiempo y el nivel de esfuerzos para los diferentes cierres realizados en cada ensayo, se presentan en las tablas Tabla 5-8 y Tabla 5-9 los valores del incremento de presión de poros Δu_{sc-u} para un $\Delta t = 1000$ min, este último medido con respecto al momento de cierre de la línea de drenaje $t_{0,sc-u}$ (definido como el tiempo en que se da inicio a las condiciones

no drenadas). El valor de Δu_{sc-u} es normalizado por el incremento de esfuerzo total promedio Δp de consolidación. Los valores presentados en las tablas nombradas se obtuvieron a partir de los resultados presentados en la Figura 5-32 y las figuras del anexo A.

Tabla 5-8: incrementos de la presión de poros, bajo condición no drenada, registrados durante un periodo de tiempo $\Delta t = 1000$ min en el ensayo Cons-ISO-ND-M2. Fuente: elaboración propia.

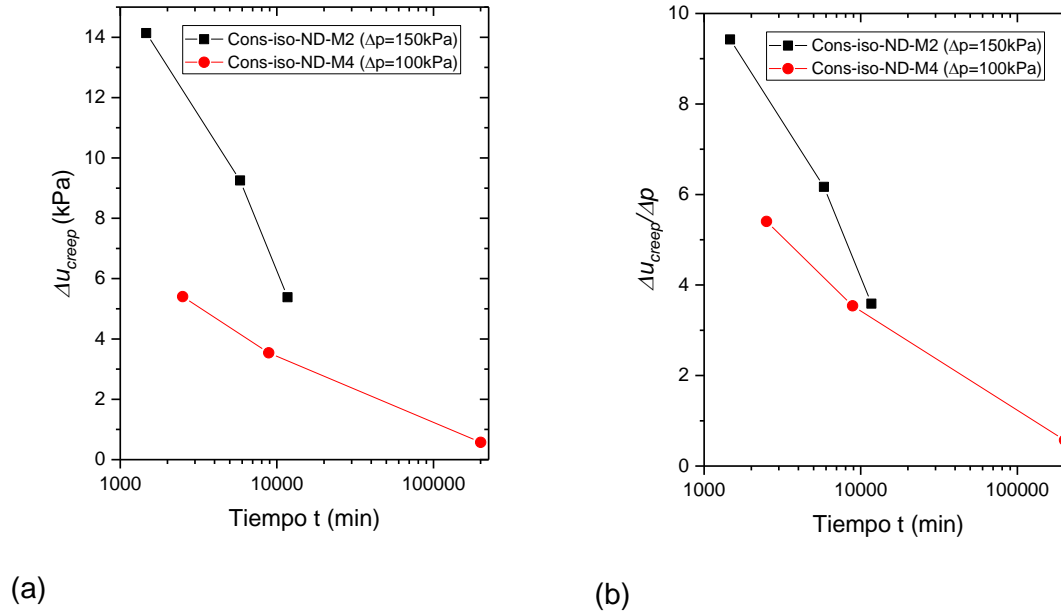
<i>Ciclo</i>	$t_{0,sc-u}$ (min)	$t_{0,sc-u} + \Delta t$ (min)	Δu_{sc-u} (kPa)	$\Delta u_{sc-u} / \Delta p$ (%)
Cierre 1	1463.6	2463.6	14.13	9.4
Cierre 2	5820.8	6820.8	9.25	6.2
Cierre 3	11 704.0	12 704.0	5.38	3.6

Tabla 5-9: incrementos de la presión de poros, bajo condición no drenada, registrados durante un periodo de tiempo $\Delta t = 1000$ min en el ensayo Cons-ISO-ND-M4. Fuente: elaboración propia.

<i>Ciclo</i>	$t_{0,sc-u}$ (min)	$t_{0,sc-U} + \Delta t$ (min)	Δu_{sc-u} (kPa)	$\Delta u_{sc-u} / \Delta p$ (%)
Cierre 1	2502.9	3502.9	5.40	5.4
Cierre 2	8882.5	9882.5	3.54	3.5
Cierre 3	200 066.2	201 066.2	2.57	2.6

La Figura 5-34 resume los resultados de las Tabla 5-8 y Tabla 5-9. Los valores de Δu_{sc-u} corresponden a los medidos en $t=t_{0,sc-u} + \Delta t$ (siendo Δt constante e igual a 1000 min). Se observa que el incremento de presión generado durante la etapa no drenada Δu_{sc-u} disminuye en el tiempo, lo cual es consistente con el comportamiento de deformación volumétrica observado en consolidación drenada.

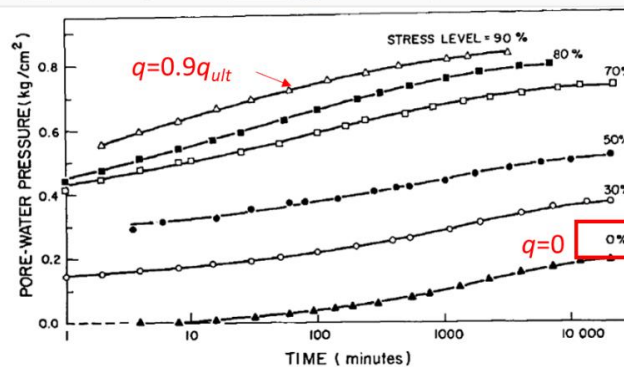
Figura 5-34: comportamiento del incremento de presión de poros no drenada: a), Δu_{sc-u} versus t ; y b), $\Delta u_{sc-u} / \Delta p$ versus t . Fuente: elaboración propia.



Experimentos similares fueron llevados a cabo por Holzer, et al. (1973), quienes estudiaron el comportamiento del exceso de presión de poros y deformación axial durante ensayos de *creep* no drenados en muestras de arcilla conocida como “San Francisco Bay Mud” usando celda triaxial convencional. Los ensayos de *creep* no drenados consistían en la aplicación de un esfuerzo desviador bajo condición no drenada, usando un solo incremento de carga inmediatamente después de terminada la consolidación isotrópica ($p' = 98.1$ kPa). El esfuerzo desviador se mantuvo constante a lo largo del ensayo de *creep* no drenado. En el periodo de consolidación isotrópica, cuya duración mínima fue de 1800 min, las muestras de suelo estuvieron sometidas siempre a un proceso de consolidación secundaria por una duración de aproximadamente 4 veces el tiempo requerido para finalizar la consolidación primaria ($t_{100}=350$ min) antes de realizar cualquier incremento de q .

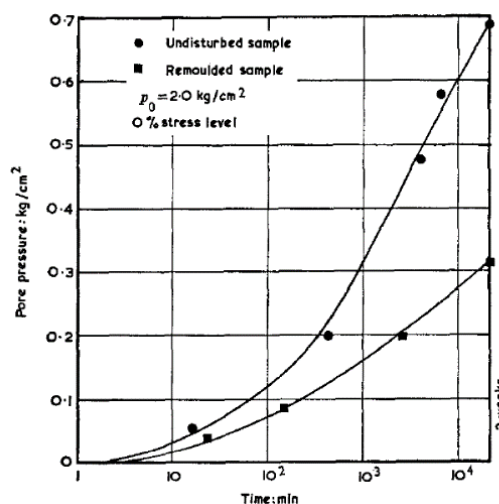
En la Figura 5-35 se presentan algunos de los resultados de Holzer et al. (1973): se observa allí el comportamiento del incremento de presión de poros en el tiempo para los diferentes niveles de q (i. e. $q = 0, 0.3q_{ult}, 0.5q_{ult}, 0.7q_{ult}, 0.8q_{ult}$, y $0.9q_{ult}$) el cual, al igual que en el suelo derivado de ceniza volcánica, se presenta para una condición $q = 0$.

Figura 5-35: exceso de presión de poros desarrollado durante *creep* no drenado. Fuente: Holzer et al. (1973).



Holzer et al. (1973) y Arulanandan et al. (1971) concluyeron que el incremento de presión de poros bajo una condición de esfuerzo isotrópica ($q = 0$) durante “creep” no drenado, no depende solo del tiempo; también está influenciado por la estructura del suelo y se debe, principalmente, a efectos de la consolidación secundaria. En la Figura 5-36 se observa que el incremento en la presión de poros de una muestra remoldeada es menor que el desarrollado en una muestra inalterada, lo cual implica que el proceso de incremento de presión de poros desarrollado al restringir el progreso de la consolidación secundaria depende de la estructura inicial del suelo.

Figura 5-36: incremento de la presión de poros en el tiempo para muestras inalteradas y remoldeadas de suelo “San Francisco Bay Mud” desarrolladas luego de finalizada la consolidación primaria ($p_0 = p = 2 \text{ kg/cm}^2$ y $q = 0$ se mantienen constantes en el tiempo) a causa de una condición no drenada en ensayos de *creep* no drenados. Fuente: Arulanandan et al. (1971).



5.4.2 Deformación volumétrica y cortante local del suelo durante consolidación secundaria

En la presente investigación, las condiciones no drenadas fueron impuestas con $q = 0$, por lo que la evaluación de cualquier deformación de las muestras se realiza a través de instrumentación interna. A continuación, se describen las expresiones usadas para el cálculo de las deformaciones locales con base en las medidas de desplazamiento registradas en los LVDT:

- Deformación axial local ε_a se calculó como el cambio de la distancia axial sobre la distancia entre apoyos del LVDT, como se muestra a continuación:

$$\varepsilon_a = \frac{\Delta l}{l_0} \quad (4.10)$$

Después de calculada la deformación axial de los dos LVDT, se usó el promedio como el valor de deformación axial local representativo de la muestra.

- La deformación radial local ε_r se calculó como el cambio en el diámetro de la muestra medido con el LVDT radial dividido por el diámetro inicial de la muestra, como se muestra en la siguiente ecuación:

$$\varepsilon_r = \frac{\Delta d}{d_0} \quad (4.11)$$

- La deformación volumétrica local ε_v se calculó usando la expresión propuesta por Klotz y Coop (2002) para arenas:

$$\varepsilon_v = \varepsilon_a + 2\varepsilon_r - 2\varepsilon_r\varepsilon_a - \varepsilon_r^2 + \varepsilon_r^2\varepsilon_a \quad (4.12)$$

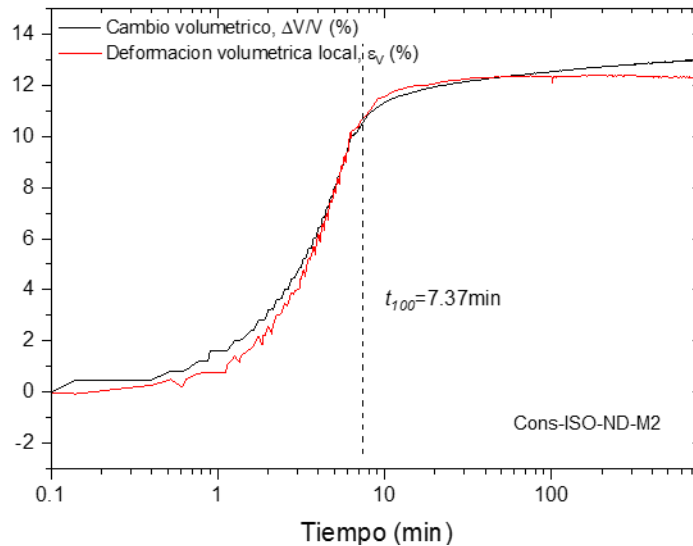
- La deformación cortante local ε_s se calculó como se muestra a continuación:

$$\varepsilon_s = \frac{2}{3}(\varepsilon_a - \varepsilon_r) \quad (4.13)$$

- La deformación volumétrica global, o cambio volumétrico global $\Delta V/V_0$, se obtiene a partir de las mediciones de instrumentación externa (*i. e.* controlador de cambio de volumen).

En la Figura 5-37 se comparan los valores de deformación volumétrica local y global durante el ensayo Cons-ISO-ND-M2. Allí se observa que, durante el proceso de consolidación primaria ($t < t_{100}$) la divergencia entre estas dos medidas es mínima (<0.2 % de diferencia), por lo que se asume como válida la expresión propuesta por Klotz & Coop (2002) para el cálculo de la deformación local volumétrica. Similar comportamiento se observó en los ensayos Cons-ISO-ND-M1, Cons-ISO -ND-M3, y Cons-ISO -ND-M4 (véase el anexo A).

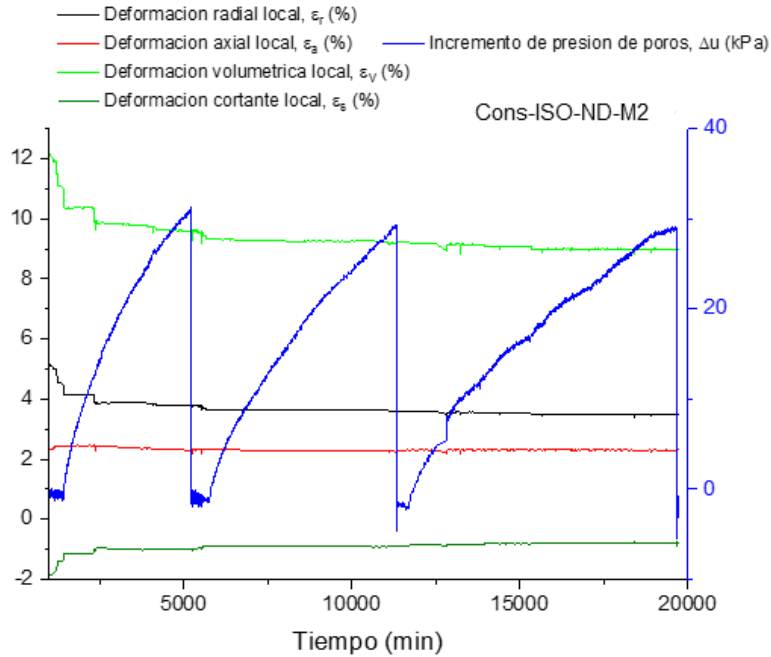
Figura 5-37: comparación entre la deformación volumétrica global $\Delta V/V_0$ y la deformación volumétrica local ε_v . Fuente: elaboración propia.



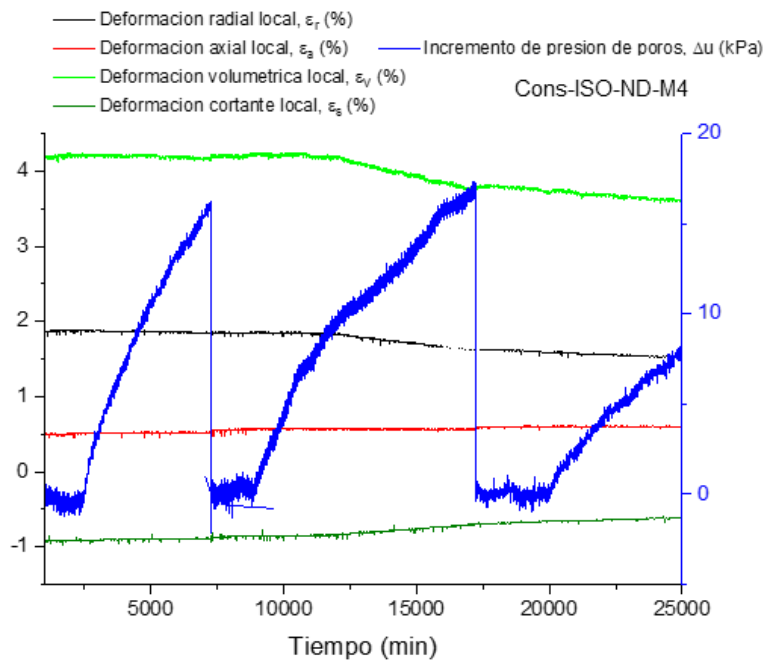
En la Figura 5-38 se presentan las deformaciones locales ε_a , ε_r , ε_v , ε_s durante los ciclos drenado – no drenado en los ensayos Cons-ISO -ND-M2 y Cons-ISO-ND-M4 junto al valor del incremento de presión de poros. De esta figura se observa, en términos generales, que:

- La deformación radial tiene a disminuir con el tiempo; mientras que con la axial ocurre exactamente lo contrario (véase el anexo A).
- La deformación volumétrica local tiende a disminuir y la deformación cortante tiende a aumentar, como resultado del cambio en ε_a y ε_r .

Figura 5-38: deformaciones locales ε_a , ε_r , ε_v , ε_s durante los ciclos drenado – no drenado en los ensayos Cons-ISO -ND-M2 (a) y Cons-ISO -ND-M4 (b). Fuente: elaboración propia.



(a)



(b)

De los resultados anteriores se concluye que, el aumento de la presión de poros Δu_{sc-u} y las deformaciones internas observadas en el suelo derivado de ceniza volcánica se deben a la restricción del desarrollo de la compresión secundaria en el tiempo, la cual se presentaría en la condición drenada. Se propone como mecanismo la existencia de variaciones en la estructura del suelo, la cual induce a su vez redistribución del agua contenida en los microporos, lo anterior con el fin de alcanzar una condición estable bajo un estado de esfuerzo efectivo constante.

5.5 Curvas de disipación de presión de poros, coeficiente de consolidación c_v y conductividad hidráulica k

5.5.1 Curvas de disipación de presión de poros

En las figuras Figura 5-39 a Figura 5-43 se presenta la evolución del grado de consolidación promedio U (ecuación 1.4) en el tiempo para cada uno de los incrementos hidrostáticos realizados durante los ensayos de consolidación isotrópica en las cámaras triaxiales. Los incrementos de carga se realizaron de acuerdo con la metodología presentada en el numeral 4.1. En cada una de las figuras se identifica el valor del incremento de esfuerzo promedio total Δp , y el esfuerzo efectivo promedio p' al finalizar el proceso de disipación de incremento de presión de poros. En la Figura 5-39 es posible observar que el grado de consolidación U aumenta hasta alcanzar un valor de $U = 1$ a una menor velocidad, a medida que Δp y p' se incrementan.

Figura 5-39: grado de consolidación U versus el tiempo t durante incrementos de presión de cámara realizados en el ensayo Cons.ISO-M1-EPC. Fuente: elaboración propia.

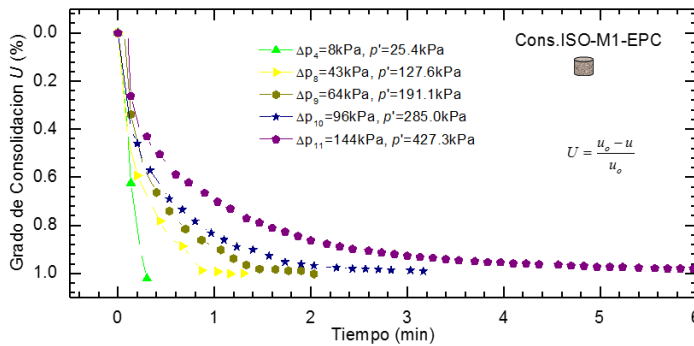


Figura 5-40: grado de consolidación U versus el tiempo t en el ensayo Cons.ISO-M2-EPC. Fuente: elaboración propia.

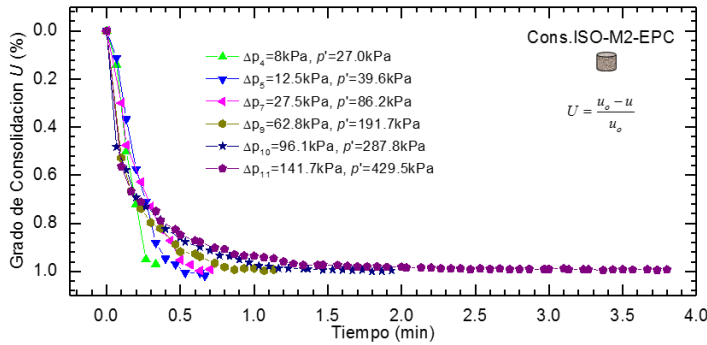
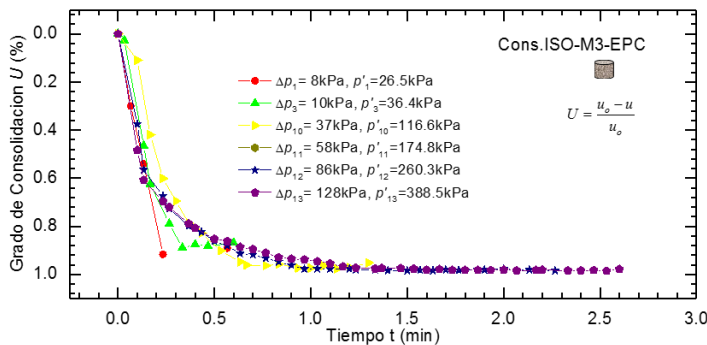


Figura 5-41: grado de consolidación U versus tiempo t durante incrementos de presión de cámara realizados en el ensayo Cons.ISO-M3-EPC. Fuente: elaboración propia.



Las curvas de disipación de poros presentadas en las Figura 5-42 y Figura 5-43 fueron obtenidas a partir de la medición local de presión de poros, por lo que se observa una mayor fluctuación. Sin embargo, la tendencia es similar a las observadas a través de la

medición global de presión de poros: a mayor esfuerzo efectivo promedio, mayor tiempo para alcanzar un valor de U cercano a 1.0.

Figura 5-42: grado de consolidación U versus el tiempo t durante incrementos de presión de cámara realizados en el ensayo Cons.ISO-M4-SC. Fuente: elaboración propia.

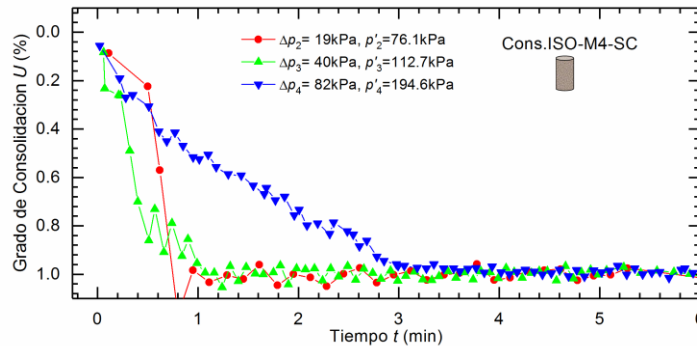
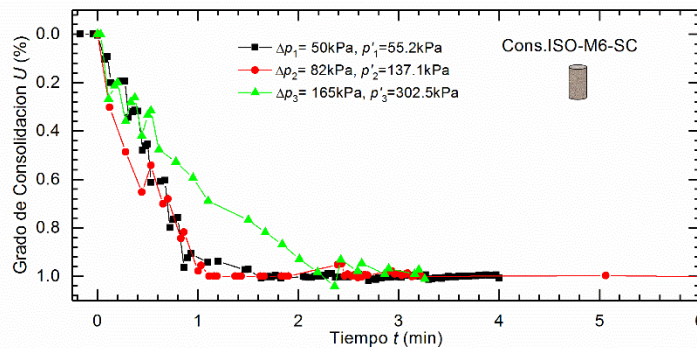


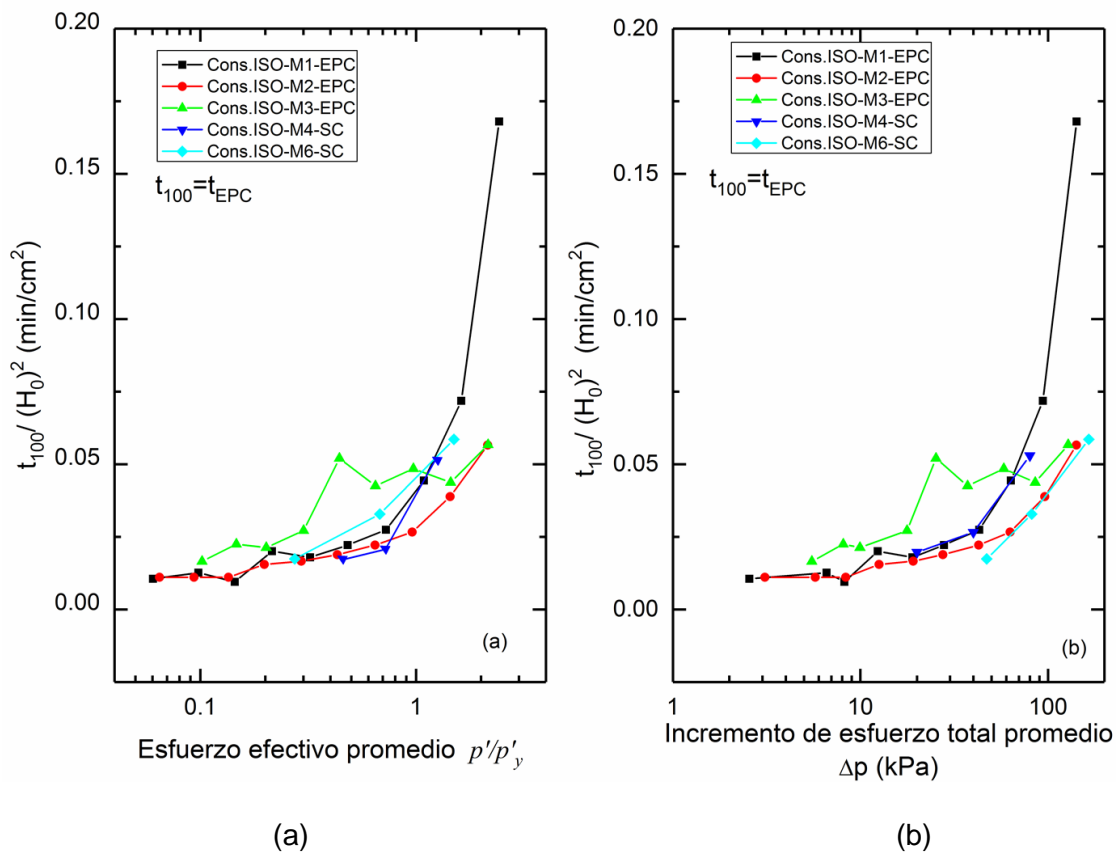
Figura 5-43: grado de consolidación U versus el tiempo t durante incrementos de presión de cámara realizados en el ensayo Cons.ISO-M6-SC. Fuente: elaboración propia.



A partir de las curvas de U versus t (Figura 5-39 a Figura 5-43) se estimó, para cada uno de los incrementos de carga hidrostática, el tiempo t_{100} o t_{EPC} , definido como el requerido para alcanzarse un grado de consolidación $U \approx 1.0$. En la Figura 5-44 se presentan la variación de t_{100} / H_0^2 con el esfuerzo efectivo promedio normalizado por el esfuerzo de cedencia (a) y el incremento de esfuerzo total promedio (b), estos últimos en escala logarítmica, en donde se observa un incremento drástico en la pendiente de las curvas para esfuerzos alrededor de $p'/p_y' = 0.9$ y $\Delta p = 70$ kPa. Debido a que en los ensayos

Cons.ISO-M1-EPC, Cons.ISO-M2-EPC y Cons.ISO-M3-EPC la altura de la muestra fue 1.5 veces menor que las muestras usadas en los ensayos Cons.ISO-M4-SC y Cons.ISO-M5-SC, los resultados de t_{100} fueron normalizados por el valor al cuadrado de la altura inicial H_0 de la muestra. Lo anterior teniendo en cuenta que el valor de t_{100} (los cuales variaron entre 0.3 min a 6.0 min) depende, también, de la distancia del drenaje. A medida que la altura de la muestra aumenta, el valor de t_{100} tiende a incrementarse. A pesar de las diferencias en los tiempos de disipación del incremento de presión de poros, el comportamiento y la magnitud de $e - \log \sigma'_v$ para $t = t_{100}$ se consideran independientes del espesor de la muestra (Mesri & Choi, 1985b).

Figura 5-44: tiempo requerido para la disipación del incremento de presión de poros *versus* normalizado por el cuadrado de la altura inicial de la muestra, *versus*: a), el esfuerzo efectivo promedio p' normalizado por el esfuerzo efectivo de cedencia p'_y ; y b), el incremento total de esfuerzo promedio Δp durante cada incremento de presión de cámara en ensayos de consolidación isotrópica. Fuente: elaboración propia.



5.5.2 Coeficiente de consolidación c_v y conductividad hidráulica k

Teóricamente, el coeficiente de consolidación c_v y la conductividad hidráulica k , para ensayos de consolidación isotrópicos se encuentran relacionados por la siguiente expresión:

$$c_v = \frac{k}{\gamma_w C_d} \tag{4.14}$$

donde k es la conductividad hidráulica; γ_w , el peso unitario del agua; y C_d , la compresibilidad volumétrica del esqueleto del suelo (dV/dp'). Por otro lado, con base en resultados de ensayos de consolidación en equipos triaxiales, se han formulado algunas expresiones con el objetivo de estimar el tiempo requerido para la disipación del 100 % del incremento de presión de poros (t_{100}), las cuales están en función del parámetro c_v . En la Tabla 5-10 se resumen algunas de estas expresiones para diferentes condiciones de frontera de drenaje durante los ensayos de consolidación isotrópica, las cuales se derivan del concepto del factor tiempo (Lade, 2016).

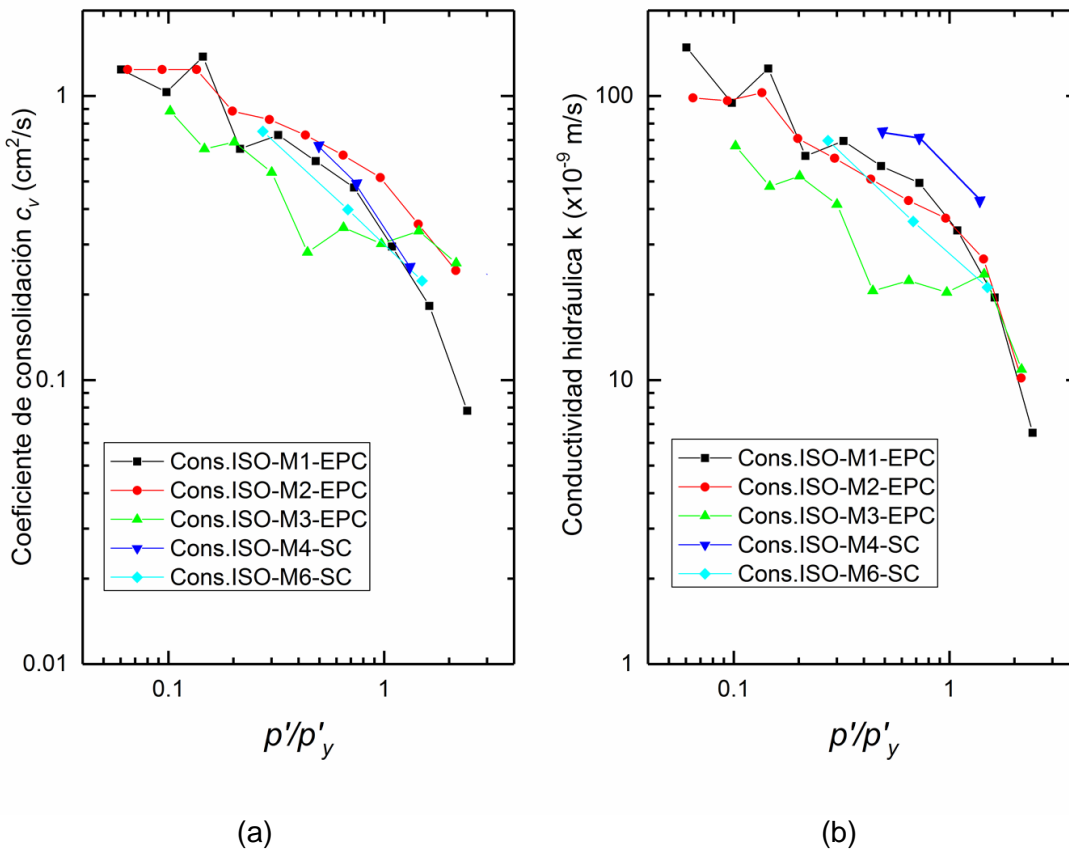
Tabla 5-10: expresiones para la determinación del t_{100} a partir de ensayos triaxiales (modificado por Bishop & Henkel, 1962) para condiciones isotrópicas (h representa la altura de la muestra). Fuente: Lade (2016).

Drainage conditions	t_{100}	t_{100} (for $h = 2R$)
Drainage from one end only	$\frac{\pi \cdot h^2}{c_v}$	
both ends	$\frac{\pi \cdot h^2}{4 \cdot c_v}$	
radial boundary only	$\frac{\pi \cdot R^2}{16 \cdot c_v}$	$\frac{\pi \cdot h^2}{64 \cdot c_v}$
both ends and radial boundary	$\frac{\pi \cdot h^2}{4 \cdot c_v} \left[\frac{1}{(1 + 2h/R)^2} \right]$	$\frac{\pi \cdot h^2}{100 \cdot c_v}$

Los valores de t_{100} fueron estimados para cada uno de los diferentes incrementos de esfuerzo promedio realizados en los ensayos de consolidación isotrópicos (Figura 5-44). Los valores de c_v , a su turno, se calcularon considerando el tipo de frontera de los ensayos

triaxiales y los resultados se muestran en la sección “a” de la Figura 5-45 en función del esfuerzo efectivo promedio normalizado (p'/p'_y). En la sección “b” de la misma figura se presenta la variación de la conductividad hidráulica, calculada (*back-calculated*) haciendo uso de la expresión 5.14, *versus* el esfuerzo efectivo promedio normalizado (p'/p'_y). En las dos secciones de la figura nombrada se observa que los valores de c_v y k decrecen hasta en un orden de magnitud a medida que el esfuerzo efectivo promedio aumenta. Los valores de coeficiente de consolidación c_v estimados disminuyen de 1.0 cm²/s para un $p'/p'_y = 0.1$ a 0.35 cm²/s para $p'/p'_y = 1.0$; mientras que el coeficiente de conductividad hidráulica disminuye de 100×10^{-9} m/s a 32×10^{-9} m/s para los mismos rangos de p'/p'_y .

Figura 5-45: coeficiente de consolidación c_v y conductividad hidráulica k *versus* el esfuerzo efectivo promedio p' durante ensayos de consolidación isotrópica. Fuente: elaboración propia.



En la Figura 5-46 se presentan los diferentes valores de conductividad hidráulica para una amplia variedad de suelos. Se observa una gran variabilidad, que alcanza hasta 10 órdenes de magnitud entre un suelo de grano grueso y un suelo de grano fino. De acuerdo con la escala presentada, el suelo de estudio se aproxima al limo de Boston (# 17), como se indica en la figura (línea roja). En comparación con otros suelos derivados de ceniza volcánica, la variación de k y c_v con respecto al esfuerzo efectivo promedio obtenido en el presente estudio es consistente, y sigue la tendencia observada en algunos suelos volcánicos de Indonesia reportados por Wesley (2003).

Figura 5-46: conductividad hidráulica k reportados por Lambe y Whitman (1969) para diferentes tipos de suelo.

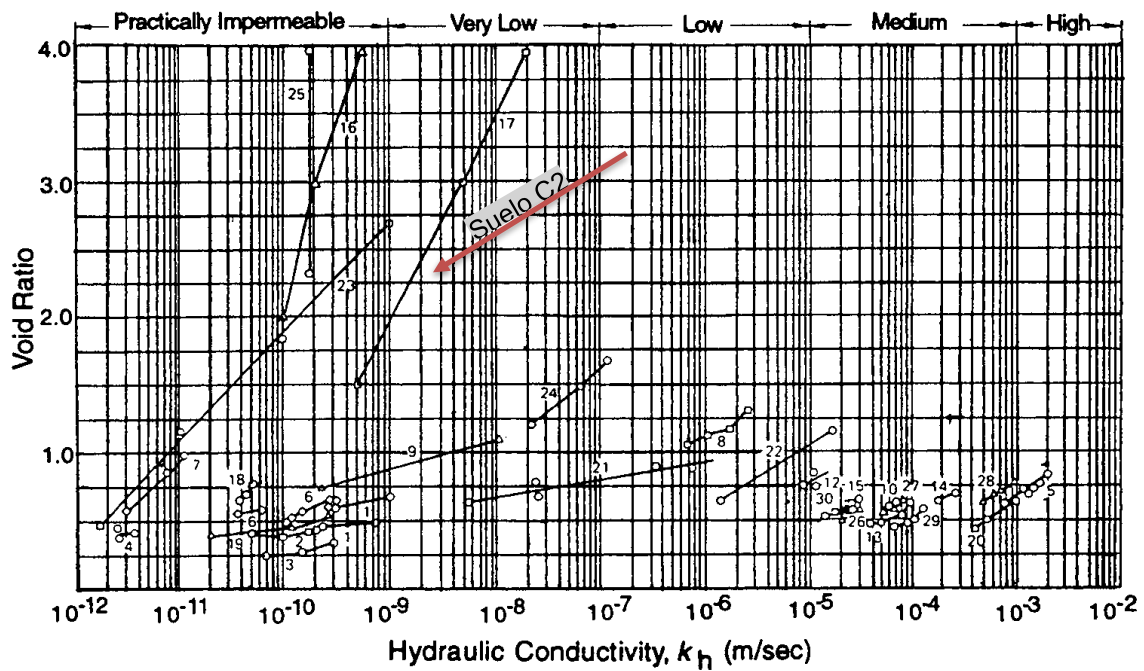
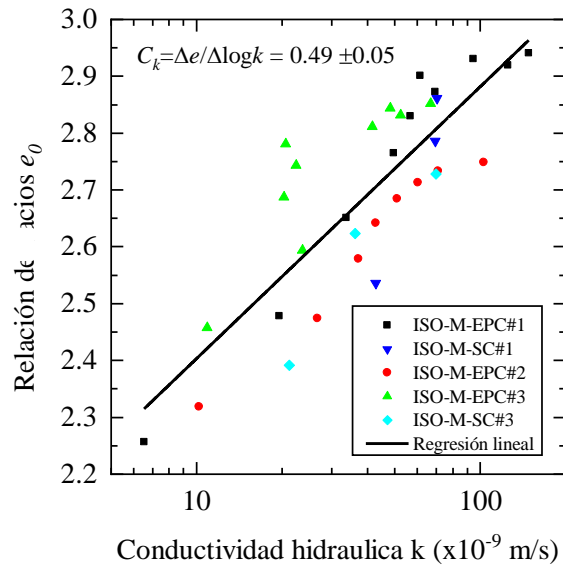


Figure 9.2 Hydraulic conductivity values for several soils. Soil identification code: 1, compacted caliche; 2, compacted caliche; 3, silty sand; 4, sandy clay; 5, beach sand; 6, compacted Boston blue clay; 7, Vicksburg buckshot clay; 8, sandy clay; 9, silt—Boston; 10, Ottawa sand; 11, sand—Gaspee Point; 12, sand—Franklin Falls; 13, sand—Scituate; 14, sand—Plum Island; 15, sand—Fort Peck; 16, silt—Boston; 17, silt—Boston; 18, loess; 19, lean clay; 20, sand—Union Falls; 21, silt—North Carolina; 22, sand from dike; 23, sodium Boston blue clay; 24, calcium kaolinite; 25, sodium montmorillonite; 26–30, sand (dam filter) (From Lambe and Whitman (1969). Copyright © 1969 by John Wiley & Sons. Reprinted with permission from John Wiley & Sons.

Tavenas et al. (1983) observaron una relación aproximadamente lineal entre la relación de vacíos e y $\log(k)$; esta se expresó mediante el índice de conductividad hidráulica Ck ($=\Delta e$

$1/\Delta\log(k)$), cuyo valor se aproximaba a 0.5 para arcillas de acuerdo Tavenas et al. (1983). En la Figura 5-47 se muestra que, para el suelo estudiado, k también puede correlacionarse de manera lineal con e mediante $C_k = 0.49$.

Figura 5-47: variación de la conductividad hidráulica k con respecto a la relación de vacíos e . Fuente: elaboración propia.



Para el caso de ensayos de consolidación unidimensional, el tiempo requerido para la disipación del 100 % del incremento de presión de poros, t_{100} , fue estimado con el método empírico de la raíz del tiempo (Taylor 1948).

En el anexo B se presentan las curvas de consolidación (cambios de altura medidos a lo largo del tiempo vs. tiempo) de las muestras de suelo luego de realizar cada incremento de carga en los ensayos de consolidación unidimensional. Para los ensayos Cons1D-M1-Rap (Figura B. 1) y Cons1D-M2-Rap (Figura B. 1), en donde los incrementos de carga se hicieron duplicando el valor anterior de carga, se observa que a medida que el esfuerzo efectivo vertical aumenta, la deformación vertical también incrementa. No obstante, esta tendencia no se observa en los ensayos Cons1D-M3-24h (Figura B. 1) y Cons1D-M4-24h (Figura B. 1), en donde los incrementos de carga realizados fueron constantes y aproximadamente iguales a 32 kPa. En este caso, la curva de deformación en el tiempo

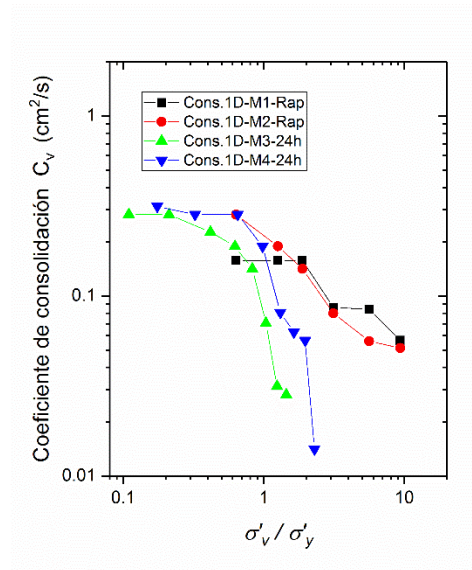
tiende a disminuir en pendiente y magnitud a medida que σ'_v aumenta; sin embargo, este cambio ocurre a una menor velocidad, después de sobrepasar un umbral de esfuerzo efectivo vertical de aproximadamente 90 kPa. Este límite está asociado con el esfuerzo de cedencia.

La Figura 5-48 muestra los coeficientes de consolidación c_v determinados de manera convencional (método de Taylor) en función del esfuerzo efectivo vertical σ'_v normalizado por el esfuerzo de cedencia σ'_{y_c} . En esta se observa que:

- Para niveles de esfuerzo inferiores al esfuerzo de cedencia, los valores de c_v medidos a partir de métodos empíricos son inferiores a los obtenidos midiendo de manera directa el t_{100} . Esto sugiere que, debido a la estructura abierta del suelo estudiado, los métodos empíricos subestiman el valor de c_v .
- Para esfuerzos efectivos verticales superiores al esfuerzo de cedencia, el valor de c_v se encuentra influenciado por la relación del incremento de carga. Resultados similares han sido reportados por Sridharan y Rao (1982).

El proceso de disipación de presión de poros en estos suelos ocurre muy rápido en los ensayos de consolidación unidimensional e isotrópica, no solo debido a la corta longitud de la trayectoria requerida para el drenaje, sino también por la estructura abierta del suelo. Por ejemplo, en el caso de un ensayo triaxial, se registraron tiempos $t_{100} \approx 18$ s para bajos niveles de esfuerzo en las muestras de $H_0=50$ mm. Se espera, por lo tanto, que para muestras de $H_0=20$ mm, las cuales son usadas en ensayos de consolidación 1D convencionales, el valor de t_{100} sea mucho más corto e imposible de registrar de manera no automatizada. Similares resultados y observaciones obtuvo Wesley (2003), quien resalta las dificultades existentes en la estimación de c_v a partir de ensayos convencionales (consolidación unidimensional). Esto indica que, sin una medición directa de la variación del incremento de presión de poros en el tiempo, la estimación del valor de c_v mediante métodos empíricos no es confiable.

Figura 5-48: coeficiente de consolidación c_v vs. esfuerzo efectivo vertical normalizado por el esfuerzo de cedencia σ'_v / σ'_y , determinado mediante ensayos de consolidación unidimensional. Fuente: elaboración propia.



6. Conclusiones y recomendaciones

En este documento se presentan los resultados de una serie de ensayos de consolidación unidimensional e isotrópica realizados a muestras naturales de un suelo derivado de ceniza volcánica del Departamento del Quindío (Colombia). Este suelo corresponde a uno residual, derivado de ceniza volcánica de tipo limo-arcilloso plástico. Las características principales de este suelo, desde la perspectiva del estudio esfuerzo – deformación – tiempo, son la relación de vacíos, que varía entre 2.7-3.2, el peso unitario seco (6.0-7.0 kN/m³) y su contenido de agua natural (83-87 %). Los ensayos fueron ejecutados en equipo de consolidación unidimensional convencional y equipos triaxiales, convencional y de trayectorias de esfuerzos —este último con instrumentación interna y medición local de presión de poros—. Todas las muestras fueron talladas con cuidado para obtener las dimensiones deseadas y posteriormente ensayadas en condición saturada. La influencia del tiempo y el esfuerzo en la compresibilidad del suelo se estudiaron a partir de las mediciones de los cambios volumétricos y de presión de poros a lo largo del tiempo posterior a cada incremento de carga (vertical e hidrostático). Las principales conclusiones derivadas del trabajo se agrupan y presentarán de acuerdo con los siguientes temas:

- Parámetros de compresibilidad durante consolidación primaria
- Deformación volumétrica durante consolidación secundaria, medida a partir de ensayos de consolidación unidimensional
- Deformación volumétrica durante consolidación secundaria, medida a partir de ensayos de consolidación isotrópica
- Conductividad hidráulica y coeficientes de consolidación

Posterior a esto, y a manera de cierre, se presentarán algunas recomendaciones para el posible desarrollo de investigaciones futuras que permitan complementar los resultados aquí encontrados y mejorar con ello el entendimiento del comportamiento de estos suelos.

6.1 Conclusiones

6.1.1 Parámetros de compresibilidad durante la consolidación primaria

El análisis de las curvas de compresibilidad, obtenidas de ensayos de consolidación unidimensional e isotrópica en condición saturada en suelo natural, permite enunciar las siguientes conclusiones:

- En los suelos derivados de ceniza volcánica es posible establecer una correlación lineal entre la relación de vacíos inicial e_o y el índice de compresión C_c después de cedencia. Para el suelo estudiado se propone, por lo tanto, la expresión $C_c = 0.771e_o - 1.267$, en donde el índice de compresión C_c se incrementa a medida que ocurre lo mismo con la relación de vacíos del suelo natural e_o .
- Las curvas de cambio de volumen *versus* esfuerzo efectivo vertical exhiben un comportamiento cuasi lineal, que se debe especialmente a la estructura abierta del suelo y se traduce en un coeficiente de compresibilidad volumétrico casi constante para el nivel de esfuerzos ensayado. Es de esperarse que, para lograr una disminución del gradiente de deformación volumétrica y, por ende, un incremento en la rigidez del suelo, se requerirán esfuerzos efectivos verticales mayores a los estudiados.
- El comportamiento de compresibilidad del suelo en estudio se caracteriza por exhibir un cambio transicional en la curva de compresión al incrementar el esfuerzo, lo cual genera dificultades al definir el esfuerzo de cedencia, especialmente en condiciones isotrópicas. Esto se debe, básicamente, a la presencia de arcilla (material tamaño limo y arcilla con características plásticas) en la estructura del suelo, la cual amortigua el esfuerzo entre los contactos de las partículas de arena (material tamaño arena). Actualmente, este tipo de comportamiento, denominado “comportamiento transicional”, es característico de suelos areno-arcillosos. Debido a su importancia en la práctica ingenieril, este parámetro se determinó mediante el método de Casagrande (1936) y el método del trabajo (Becker et al., 1987). Para una condición unidimensional de deformaciones, el esfuerzo de cedencia varía entre σ'_y 150kPa y 94kPa; mientras que en consolidación isotrópica σ'_y varía entre 164 kPa y 138kPa. El

esfuerzo de cedencia determinado para este suelo no está relacionado con la historia de esfuerzos sino, por el contrario, con la estructura del suelo (Mitchell & Soga, 2005); y se ve afectado por el contenido y clase de óxidos presentes que forman enlaces entre las partículas.

6.1.2 Deformación volumétrica durante consolidación secundaria, medida a partir de ensayos de consolidación unidimensional

Del análisis de la etapa de consolidación secundaria en los ensayos de consolidación unidimensional se concluyó lo siguiente:

- Para el periodo de tiempo máximo evaluado (hasta 20 días después de aplicado el incremento de carga vertical), el índice de compresión secundario C_α ($= \Delta e / \Delta \log(t)$) permaneció relativamente constante. No obstante, no se descarta la posibilidad de que el valor de C_α disminuya en el tiempo, como respuesta de un estado de equilibrio del suelo. Aun cuando, en términos matemáticos, un valor constante de C_α implique que la compresión del suelo continúe de forma indefinida, es muy probable que, dentro del rango de tiempo de interés de la práctica ingenieril, un valor de C_α constante en el tiempo sea razonable, como lo sugiere Mesri (2005).
- El índice de compresión secundario C_α varía con respecto al esfuerzo efectivo vertical σ'_v . Para esfuerzos efectivos verticales inferiores al esfuerzo efectivo vertical de cedencia σ'_y , el índice de compresión C_α es mínimo y aproximadamente igual a 0.005. Cuando $\sigma'_v > \sigma'_y$, el valor de C_α incrementa hasta alcanzar un valor aproximadamente constante ($C_\alpha \approx 0.02$) para valores de $\sigma'_v / \sigma'_y > 2$. Adicionalmente, la variación de C_α con respecto al esfuerzo indica que se presentan mayores asentamientos secundarios en estructuras cuyas cargas generan esfuerzos en el suelo superiores al de cedencia.
- Existe una relación lineal entre los valores de C_α y C_c (Mesri & Choi, 1985; Mesri, Shahien & Feng, 1995; Mesri et al., 1997) obtenidos a partir de ensayos de consolidación unidimensional. Por lo tanto, para la estimación del asentamiento por consolidación secundaria en condición de deformación unidimensional, se sugiere usar la ecuación 5.6. La anterior ecuación depende de la relación C_α / C_c —la cual

equivale a 0.016 para el suelo estudiado— y del tiempo requerido para la finalización de la consolidación primaria t_{100} , el cual depende de las condiciones de frontera y puede ser calculado a partir de los valores de conductividad hidráulica k para el nivel de esfuerzo dado, los cuales se presentan en la Figura 5-45.

6.1.3 Deformación volumétrica durante la consolidación secundaria, medida a partir de ensayos de consolidación isotrópica

Del análisis de la etapa de consolidación secundaria en los ensayos de consolidación isotrópica se concluye lo siguiente:

- El suelo derivado de ceniza volcánica exhibe compresión secundaria en todos los niveles de esfuerzo isotrópico ensayados (desde $p'=53$ kPa hasta $p'=500$ kPa) pero con magnitudes que varían con el nivel del esfuerzo, siendo más significativa la deformación volumétrica en consolidación secundaria para valores de p' superiores al esfuerzo de cedencia p'_y .
- A mayor nivel de esfuerzo efectivo hidrostático, mayor es la tasa de deformación volumétrica durante consolidación secundaria. No obstante, esta decae en el tiempo de manera exponencial.
- Bajo ciertas condiciones de esfuerzo isotrópico y tiempo de consolidación (*i. e.*, $p'/p'_y > 2.0$ y para una relación de tiempo $t/t_{100} > 200$), la deformación volumétrica por consolidación secundaria puede corresponder a una tercera parte de la deformación volumétrica total exhibida por el suelo. Esto tiene grandes implicaciones en la modelación de estos suelos ya que, al excluir la consolidación secundaria, las deformaciones son subestimadas y, en caso crítico, estas pueden exceder el límite de aceptabilidad, y afectarse así el funcionamiento de cualquier estructura durante su periodo de vida útil.
- Para el óptimo diseño de cimentaciones de tipo superficial durante su periodo de vida útil, se considera indispensable incorporar el análisis de la compresión secundaria en el análisis del proceso de consolidación de suelos derivados de ceniza volcánica.

Del análisis del ajuste de la relación entre la deformación volumétrica y el tiempo se presentan las siguientes conclusiones:

- Para un tiempo de consolidación dado, y para el rango de esfuerzo estudiado, la magnitud de la deformación secundaria $[\Delta V/V]_{sc}$ se incrementa de manera lineal con el valor de p'/p'_y
- Se encontró que, para un tiempo de consolidación dado y para el rango de esfuerzo estudiado, a mayor valor de p' , mayor es la velocidad $d([\Delta V/V]_{sc}/dt)$ a la que ocurre la deformación volumétrica por consolidación secundaria.
- El comportamiento de la deformación volumétrica por consolidación secundaria en el tiempo se puede caracterizar por la existencia de: i), una etapa inicial, en donde la tasa de cambio de la deformación volumétrica aumenta rápidamente con el tiempo; ii), una etapa intermedia, en donde la velocidad de deformación disminuye; y iii), una etapa final, en donde la velocidad con la que ocurre la deformación es muy baja en comparación con las dos etapas previas, y esta permanece relativamente constante para el rango de tiempo evaluado.
- Teniendo en cuenta las características de deformación en el tiempo exhibida por el suelo, se propone el uso de una función hiperbólica para simular matemáticamente este comportamiento. En este sentido, el modelo hiperbólico propuesto por Yin (1999) para describir el comportamiento de la compresión secundaria fue aplicado para la condición isotrópica estudiada, en tanto que se ajusta bien a los datos experimentales y describe de forma correcta el comportamiento del suelo derivado de ceniza volcánica. Los parámetros de calibración para el suelo pueden ser calculados con la ecuación 5.9. No obstante, la precisión del modelo tiende a disminuir para bajos niveles de esfuerzo.

De la evaluación del comportamiento de la presión de poros y las deformaciones locales en el tiempo registradas en muestras de suelo previamente consolidadas por un periodo de tiempo 100 veces mayor al requerido para la finalización de la consolidación primaria, se concluye que:

- Al igual que en algunos suelos orgánicos, en el suelo de estudio se presentan incrementos en la presión cuando se impone una condición no drenada bajo un estado de esfuerzos $p=p_0$ y $q = 0$, el cual se mantiene constante en el tiempo. Este

incremento en la presión de poros dependerá tanto del esfuerzo de consolidación, como del periodo de la misma.

- En el suelo estudiado, el aumento de la presión de poros y las deformaciones internas observadas bajo una condición no drenada surgen al restringir el progreso de la compresión secundaria en el tiempo. A partir de estas observaciones, se propone que las deformaciones registradas durante consolidación secundaria se deben, en parte, a cambios en la estructura de suelo.

6.1.4 Conductividad hidráulica y coeficientes de consolidación

El análisis de las curvas de disipación de presión de poros *versus* tiempo, obtenidas como resultado de procesos de carga hidrostática realizados en equipos triaxiales, y las curvas de cambio de altura *versus* tiempo, obtenidas luego de incrementos de carga vertical en equipo convencional de consolidación unidimensional, permite enunciar las siguientes conclusiones:

- En suelos derivados de ceniza volcánica, el coeficiente de consolidación c_v y la conductividad hidráulica k dependen fuertemente del nivel de esfuerzo efectivo. Tanto el valor de c_v como el de k disminuyen conforme el nivel del esfuerzo aumenta. Este resultado coincide con los reportados por Wesley (1973) y Herrera et al. (2007).
- Los valores de c_v estimados a partir del método de la raíz del tiempo usando ensayos de carga K_0 son inferiores a los obtenidos mediante mediciones directas de presión de poros en condición de carga isotrópica. Considerando que la estimación confiable de los valores de c_v depende directamente de una definición precisa del tiempo t_{100} requerido para la disipación del incremento de presión de poros, y esta a su vez se encuentra controlada tanto por el nivel de esfuerzo como por la altura de la muestra ensayada, se considera que no es posible determinar de manera confiable el valor de c_v a partir de mediciones manuales de cambio de altura en equipo de consolidación unidimensional; y se recomienda realizar mediciones directas de presión de poros o aumentar las dimensiones de la muestra, de manera tal que el proceso de disipación del incremento de presión de poros ocurra en un periodo de tiempo mayor.

Finalmente, los resultados de esta investigación proporcionan un entendimiento del comportamiento de compresión secundaria en el suelo derivado de ceniza volcánica. Con investigaciones adicionales se prevé el desarrollo de un marco para la estimación de deformaciones en el tiempo en condiciones más complejas como ocurre *in situ* para condiciones de saturación reales, tales como las parcialmente saturadas. El entendimiento y cuantificación del comportamiento de estos suelos también proporciona la oportunidad para el desarrollo de modelos más rigurosos basados en el comportamiento real de suelos residuales.

6.2 Recomendaciones

Se sugiere que en esta línea de investigación se realicen trabajos experimentales que incluyan los siguientes aspectos:

- *Compresión secundaria en suelo residual remoldeado*

Como se ha reportado ampliamente, el remoldeo afecta el comportamiento de resistencia y compresibilidad de suelos derivados de ceniza volcánica. Con el fin de estimar y cuantificar el efecto del remoldeo sobre el comportamiento de compresibilidad secundaria de estos suelos, se recomienda realizar ensayos de consolidación isotrópica y unidimensional, y determinar la variación de su comportamiento con respecto a los suelos naturales.

- *Evolución de la fábrica durante consolidación secundaria en suelos residuales naturales y remoldeados*

El estudio de la evolución de la fábrica durante la consolidación en suelos residuales permitirá evaluar de manera cualitativa o cuantitativa los efectos de la compresión secundaria sobre la fábrica del suelo. Los resultados de un estudio de tal naturaleza aportarán la evidencia necesaria para verificar si el proceso de compresión secundaria en los suelos residuales derivados de ceniza volcánica se debe, en alguna medida, a una variación de la estructura del suelo. Dentro de los principales retos de esta investigación se encuentra la aplicación de métodos avanzados para el estudio de la fábrica durante el proceso de consolidación o el desarrollo de técnicas que permitan la conservación de muestras inalteradas a diferentes tiempos en el proceso de consolidación, para luego ser transportadas a los laboratorios especializados para el estudio de la fábrica. Dentro de las técnicas

de estudio de la fábrica se propone el uso de microtomografía de rayos X, microscopia SEM o microscopia óptica a partir de sección delgada de suelo. Con el fin de conservar la estructura del suelo, se propone el método de impregnación de resina descrito por Fonseca (2011).

- *Creep o “deviatoric creep” en suelos derivados de ceniza volcánica naturales y remodelados*

Algunos suelos pueden presentar falla bajo una condición de esfuerzo desviador constante, debido a una acumulación progresiva o súbita de deformación (volumétrica y cortante). En algunos casos, estos niveles de esfuerzo pueden ser menores que los requeridos para alcanzar falla en ensayos de corta duración (por ejemplo, ensayos de compresión triaxial). Por lo tanto, el estudio del *creep* juega un papel importante en el entendimiento de problemas de estabilidad de taludes y capacidad portante. Con el fin de estudiar los efectos del nivel de esfuerzo de los esfuerzos desviadores en el comportamiento deformación – tiempo del suelo natural derivado de ceniza volcánica, se recomienda la realización de ensayos de *creep*. Estos consisten, básicamente, en la aplicación de un esfuerzo desviador que se mantiene constante en el tiempo, usando un único incremento de carga inmediatamente después de terminada la consolidación. De esta investigación se espera poder definir las condiciones de esfuerzo para las cuales las deformaciones esperadas en el tiempo se encuentren dentro de un límite de aceptación, desde el punto de vista de servicio y seguridad.

- *Resistencia post-creep en suelos derivados de ceniza volcánica naturales y remodelados*

Después de un periodo de deformación bajo una condición de esfuerzo desviador constante (*creep*), el suelo puede ganar o perder rigidez y resistencia debido a una recarga. El efecto del *creep* en la respuesta del suelo ante una recarga es de gran interés, por lo que se recomienda la realización de ensayos de compresión triaxial luego de someter el suelo a un proceso de deformación bajo una condición de esfuerzo desviador constante (*creep*). Variables como el nivel de esfuerzo y el periodo de tiempo durante *creep* pueden ser consideradas como principales al de estudiar el comportamiento esfuerzo – deformación del suelo post-*creep*.

- *Compresión secundaria en suelo residual parcialmente saturado*

En condiciones reales, los suelos residuales se encuentran parcialmente saturados en las capas superficiales o se ven sometidos con frecuencia a ciclos de humedecimiento y secado que pueden afectar directamente el comportamiento de compresibilidad. Por eso, se hace indispensable estudiar la compresibilidad de suelos residuales parcialmente saturados, tales como los derivados de ceniza volcánica.

Anexo A: resultados durante ensayos de consolidación isotrópicos

Las figuras que se presentan en el anexo A corresponden a los resultados de los ensayos de consolidación isotrópica que recibieron el nombre de Cons-ISO-ND, en donde se aplicó un incremento de carga único y una o varias condiciones no drenadas fueron impuestas a lo largo de la consolidación. Si bien estos ensayos fueron citados en el cuerpo del documento, se reportan a continuación para mayor claridad.

- **Curvas de deformación volumétrica global, incremento de presión de poros y esfuerzo total promedio *versus* tiempo**

De la figura Figura A. 1 a la Figura A. 4 se presenta el comportamiento de: i), cambio volumétrico global vs. tiempo; ii), incremento de presión de poros vs. tiempo; y iii), esfuerzo total promedio vs. tiempo de los ensayos Cons-iso-ND-M1, Cons-iso-ND-M2, Cons-iso-ND-M3 y Cons-iso-ND-M4. Una descripción de este comportamiento se puede encontrar en el numeral 5.4.1.

Figura A. 1: variación en el tiempo de la deformación volumétrica global, incremento de presión de poros y esfuerzo total promedio durante el ensayo Cons-iso-ND-M1 ($\Delta p=140\text{kPa}$). Fuente: elaboración propia.

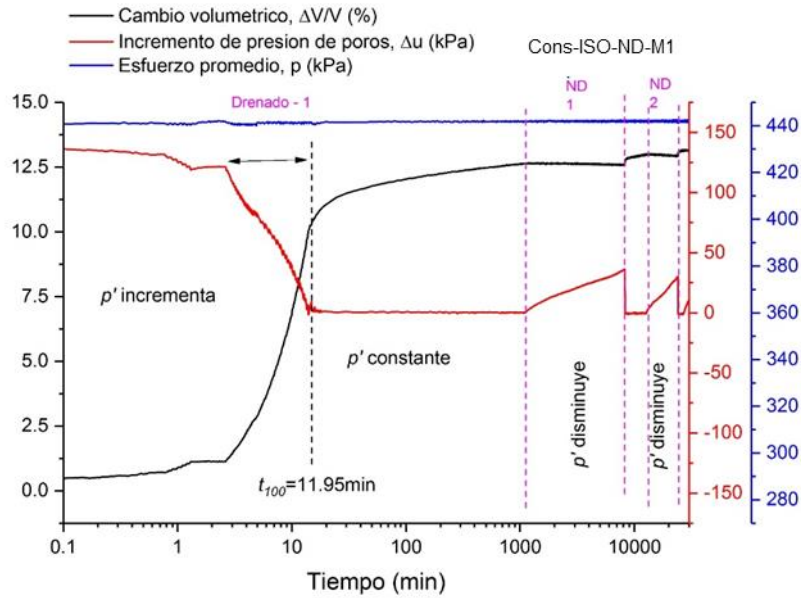


Figura A. 2: variación en el tiempo de la deformación volumétrica global, incremento de presión de poros y esfuerzo total promedio durante el ensayo Cons-iso-ND-M2 ($\Delta p=150\text{kPa}$). Fuente: elaboración propia.

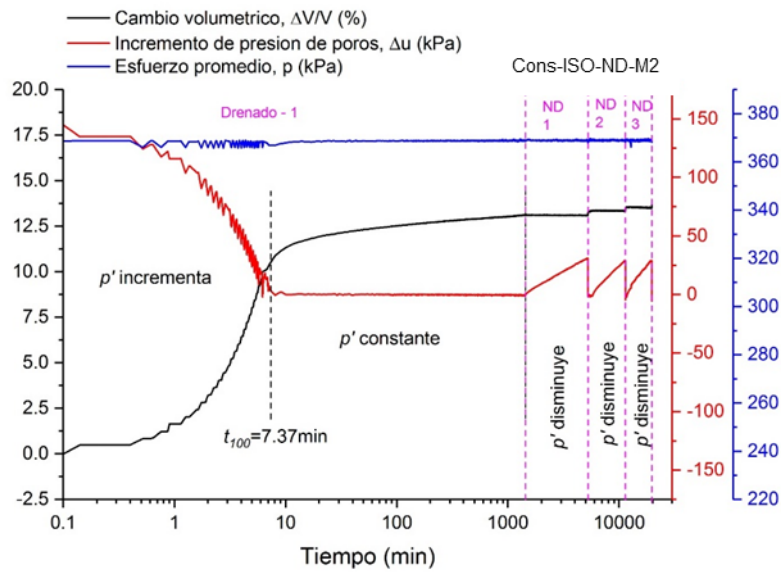


Figura A. 3: variación en el tiempo de la deformación volumétrica global, incremento de presión de poros y esfuerzo total promedio durante ensayo Cons-iso-ND-M3 ($\Delta p=100\text{kPa}$). Fuente: elaboración propia.

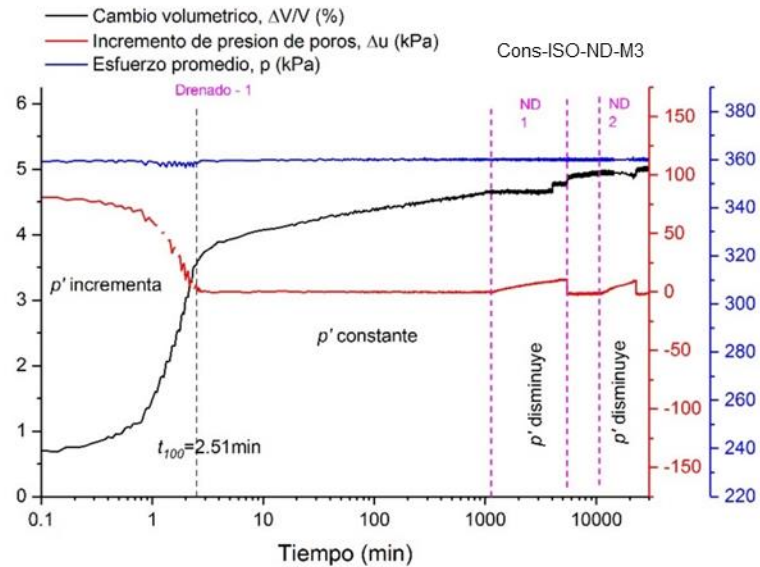
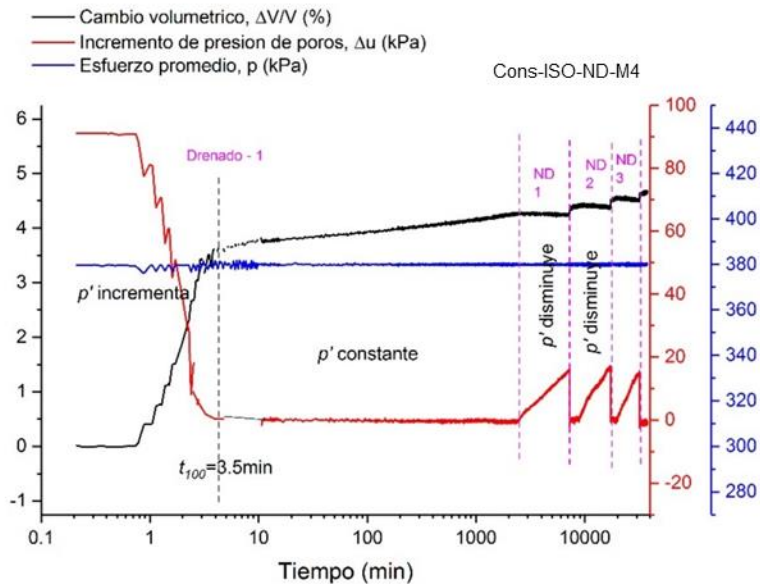


Figura A. 4: variación en el tiempo de la deformación volumétrica global, incremento de presión de poros y esfuerzo total promedio durante el ensayo Cons-iso-ND-M4 ($\Delta p=100\text{kPa}$). Fuente: elaboración propia.



- **Curvas de desplazamiento axial y radial *versus* tiempo**

De la figura Figura A. 5 a la Figura A. 8 se presenta el comportamiento de: i), desplazamiento axial medido a través del LVDT radial vs. tiempo; ii), desplazamiento interno radial medido a través del LVDT 1 y 2 vs. tiempo; y iii), incremento de presión de poros vs. tiempo de los ensayos Cons-iso-ND-M1, Cons-iso-ND-M2, Cons-iso-ND-M3,y Cons-iso-ND-M4. Una descripción de este comportamiento se puede encontrar en la sección 5.4.2.

Figura A. 5: desplazamientos medidos con instrumentación local (LVDT) durante el ensayo Cons-iso-ND-M1 ($\Delta p=140\text{kPa}$). Fuente: elaboración propia.

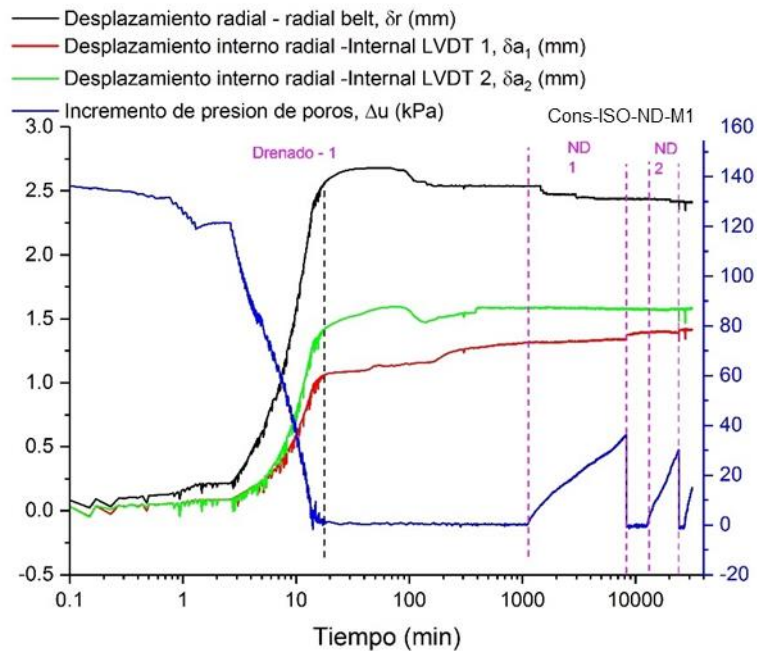


Figura A. 6: desplazamientos medidos con instrumentación local (LVDT) durante el ensayo Cons-iso-ND-M2. ($\Delta p=150\text{kPa}$). Fuente: elaboración propia.

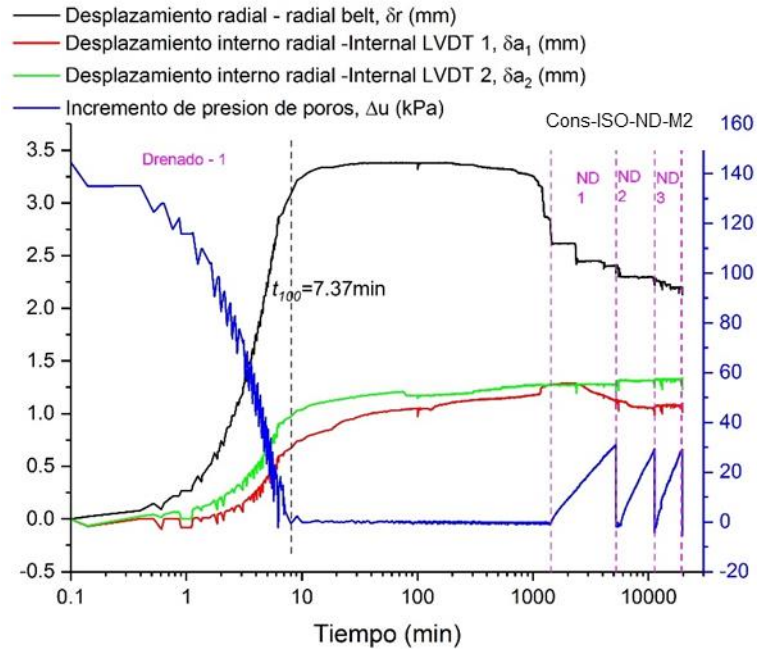


Figura A. 7: desplazamientos medidos con instrumentación local (LVDT) durante el ensayo Cons-iso-ND-M3 ($\Delta p=100\text{kPa}$). Fuente: elaboración propia.

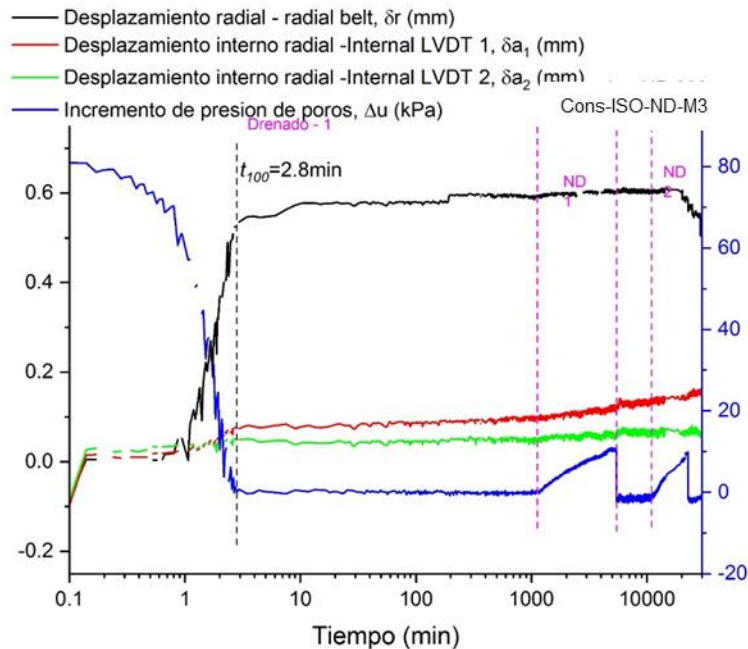
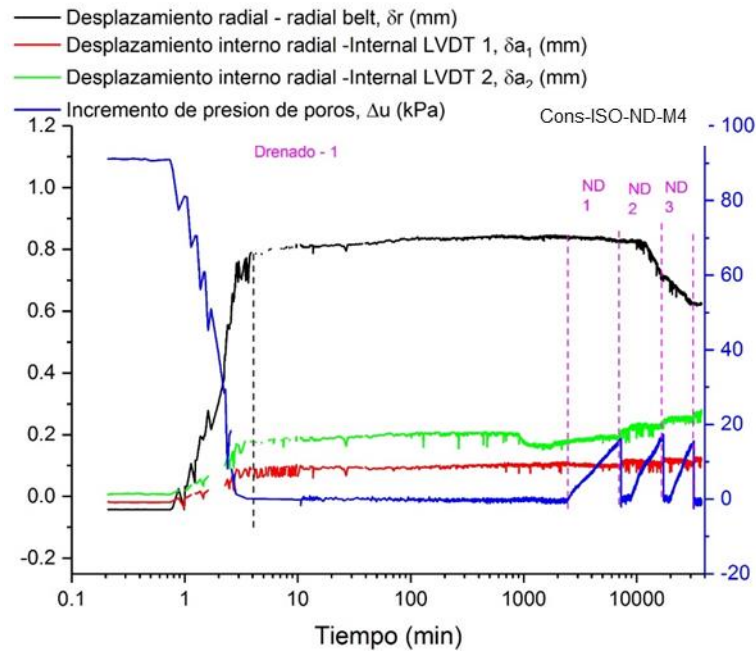


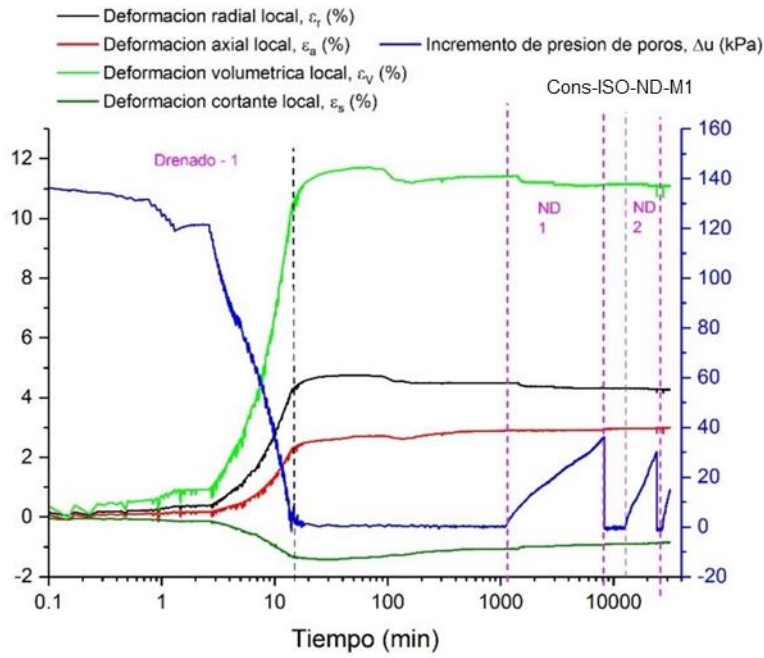
Figura A. 8: desplazamientos medidos con instrumentación local (LVDT) durante el ensayo Cons-iso-ND-M4 ($\Delta p=100\text{kPa}$). Fuente: elaboración propia.



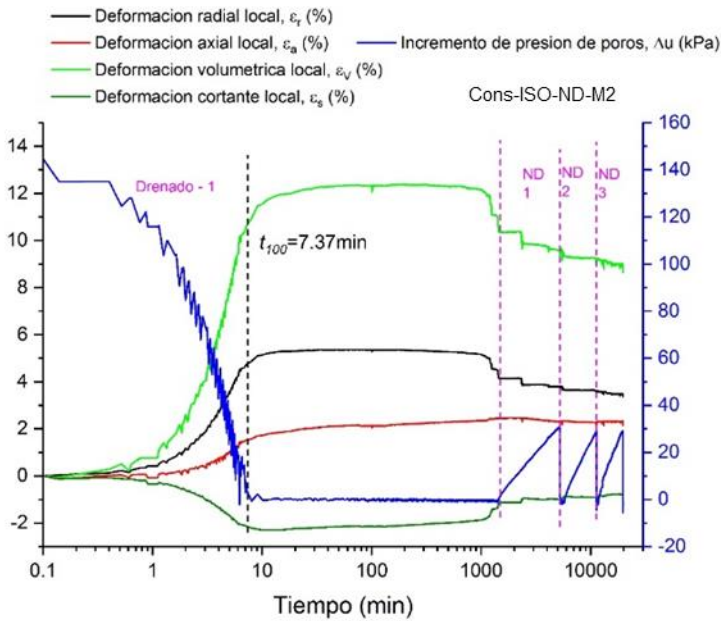
- **Curvas de deformación volumétrica y cortante versus tiempo**

En las figuras Figura A. 9 y Figura A. 10 se presenta el comportamiento de los ensayos Cons-iso-ND-M1, Cons-iso-ND-M2, Cons-iso-ND-M3 y Cons-iso-ND-M4. Una descripción de este comportamiento se puede encontrar en el numeral 5.4.2.

Figura A. 9: variación en el tiempo de las deformaciones evaluadas a partir de mediciones locales en ensayo (a) Cons-iso-ND-M1 ($\Delta p=140\text{kPa}$) y (b) Creeo-iso-ND-M1 ($\Delta p=150\text{kPa}$). Fuente: elaboración propia.

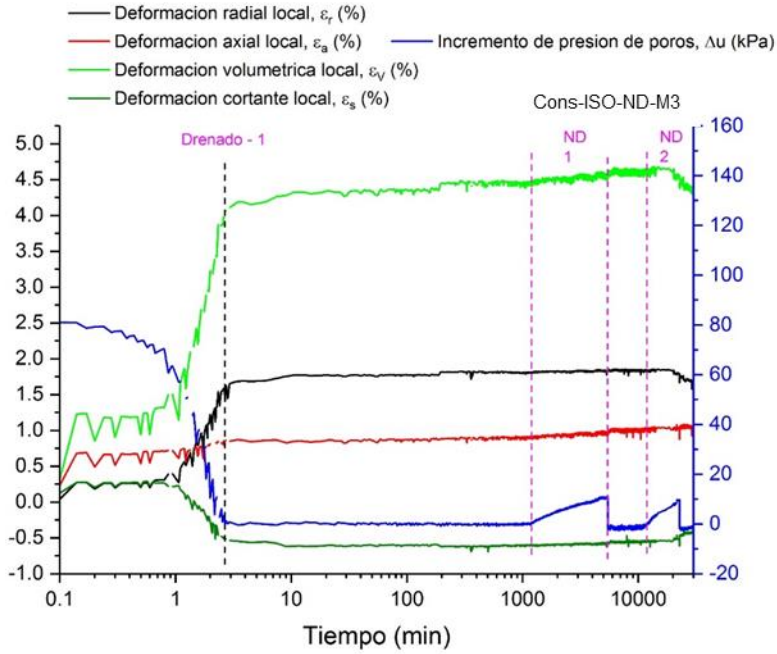


(a)

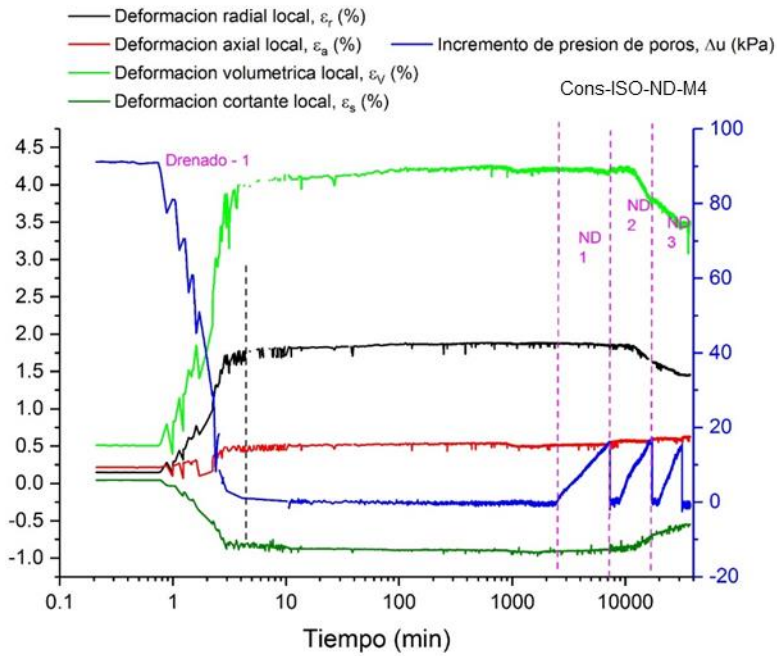


(b)

Figura A. 10: variación en el tiempo de las deformaciones evaluadas a partir de mediciones locales en ensayo (a) Cons-iso-ND-M3 ($\Delta p=100\text{kPa}$) y (b) Creado-iso-ND-M4 ($\Delta p=100\text{kPa}$). Fuente: elaboración propia.



(a)



(b)

Anexo B: deformaciones verticales durante ensayos de consolidación unidimensional

Figura B. 1: deformaciones verticales durante cada incremento de carga realizado en el ensayo Cons1D-M1-Rap. Fuente: elaboración propia.

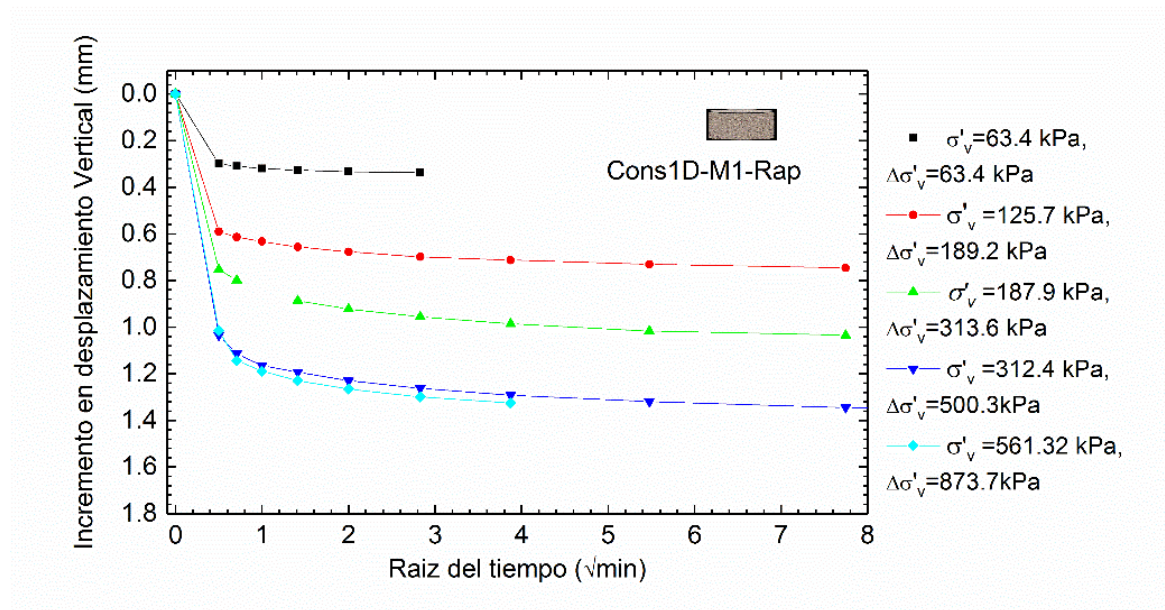


Figura B. 2: deformaciones verticales durante cada incremento de carga realizado en el ensayo Cons1D-M2-Rap. Fuente: elaboración propia.

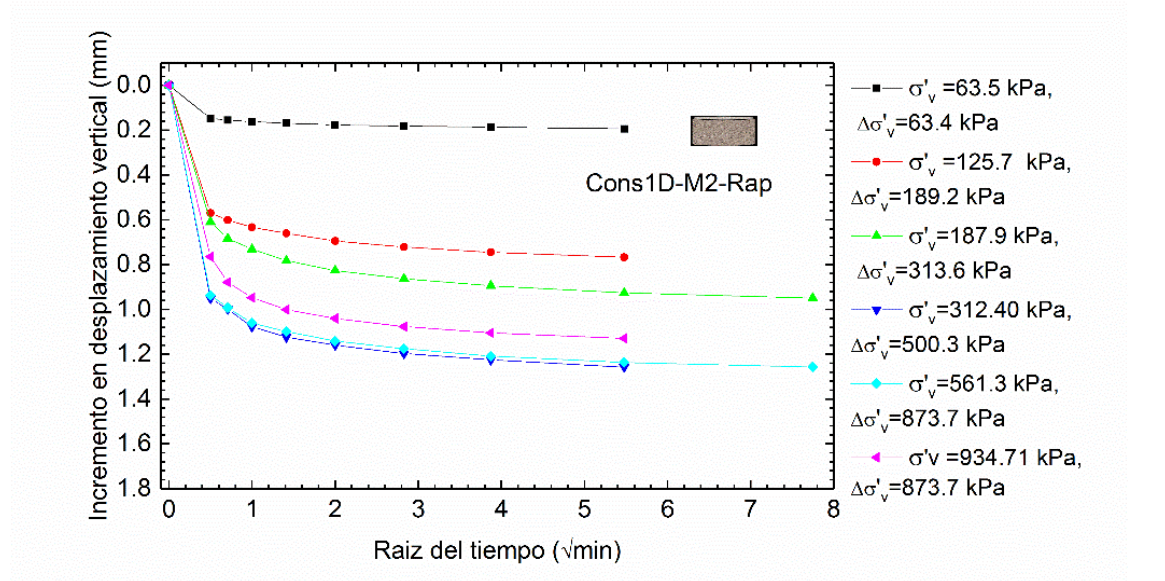


Figura B. 3: deformaciones verticales durante cada incremento de carga realizado en el ensayo Cons1D-M3-24h. Fuente: elaboración propia.

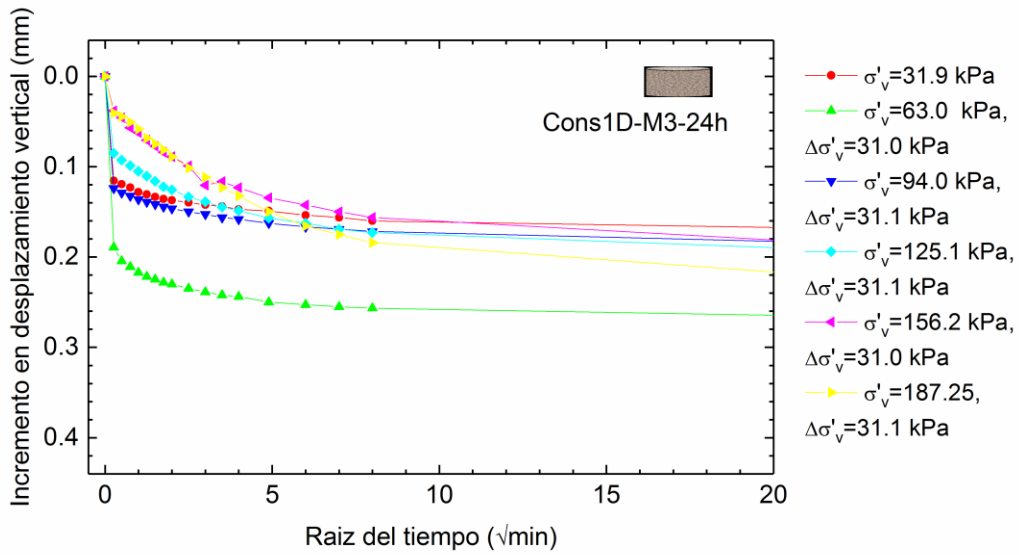
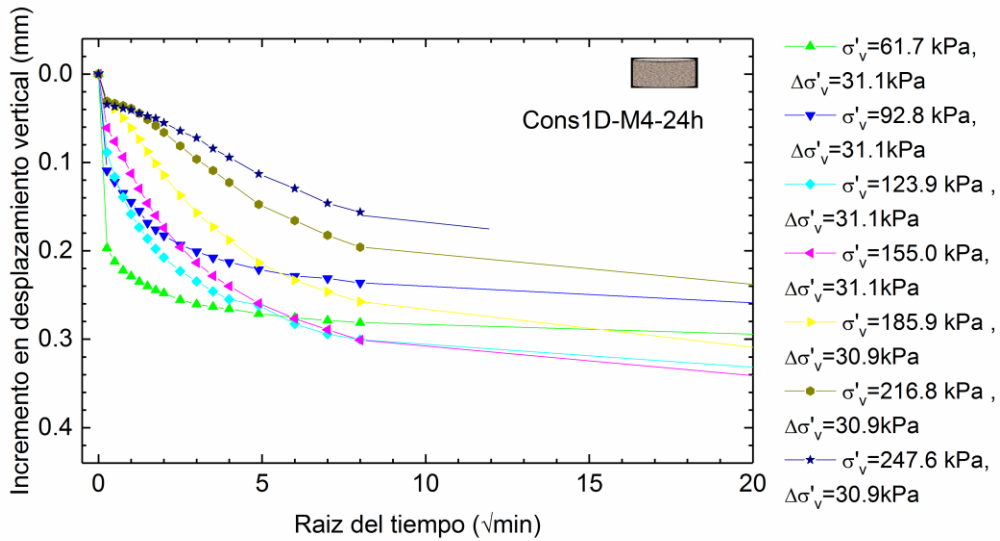


Figura B. 4: deformaciones verticales durante cada incremento de carga realizado en ensayo Cons1D-M4-24h. Fuente: elaboración propia.



Referencias

- Allam, M.M. & Sridharan, A. (1980) Influence of the Back Pressure Technique on the Shear Strength of Soils. *Geotechnical Testing Journal*. [Online] 3 (1), 35–40. Available from: doi:10.1520/GTJ10472J.
- Andò, E., Hall, S.A., Viggiani, G., Desrues, J., et al. (2012) Grain-scale experimental investigation of localised deformation in sand: A discrete particle tracking approach. *Acta Geotechnica*. [Online] 7 (1), 1–13. Available from: doi:10.1007/s11440-011-0151-6.
- Arulanandan, K., Young, R.B. & Shen, C.K. (1971) Undrained Creep Behaviour of a Coastal Organic Silty Clay. *Géotechnique*. [Online] 21 (4), 359–375. Available from: doi:10.1680/geot.1971.21.4.359.
- ASTM (2017) *ASTM D6913/ D6913M-17 Standard Test Methods for Particle-Size Distribution (Gradation) of Soils Using Sieve Analysis*. 04.09.
- ASTM (2011) *D2435/D2435M-11 Standard Test Methods for One-Dimensional Consolidation Properties of Soils Using*. [Online]. 04.08 pp.1–10. Available from: doi:10.1520/D2435.
- ASTM D2216 - 10 (2010) *Standard Test Methods for Laboratory Determination of Water (Moisture) Content of Soil and Rock by Mass*.
- ASTM D4318-10 (2010) *Standard Test Methods for Liquid Limit, Plastic Limit, and Plasticity Index of Soils*.
- ASTM D4943-08 (2008) *Standard Test Method for Shrinkage Factors of Soils by the Wax Method*.
- ASTM D854-10 (2010) *Standard Test Methods for Specific Gravity of Soil Solids by Water Pycnometer*.
- Atkinson, J. (1993) *An introduction to the mechanics of soils and foundations: through critical state soil mechanics*. UK, McGraw-Hill Book Company (UK) Ltd.
- Atkinson, J. (2007) *The Mechanics of Soils and Foundations*. 2nd ed. New York: Taylor & Francis.
- Augustesen, A., Liingaard, M. & Lade, P. V. (2004) Evaluation of Time-Dependent Behavior of Soils. *International Journal of Geomechanics*. [Online] 4 (3), 137–156. Available from: doi:10.1061/(ASCE)1532-3641(2004)4:3(137).
- Barden, L. (1965) Time dependent deformation of normally consolidated clays and peats. *Journal of Soil Mechanics & Foundations Div.* 15 (4).
- Becker, D.E., Crooks, J.H.A., Been, K. & Jefferies, M.G. (1987) Work as a criterion for determining in situ and yield stresses in clays. *Canadian Geotechnical Journal*. [Online] 24 (4), 549–564. Available from: doi:10.1016/0148-9062(88)90194-5.

- Bishop, A.W. & Wesley, L.D. (1975) A hydraulic triaxial apparatus for controlled stress path testing. *Géotechnique*. [Online] 25 (4), 657–610. Available from: doi:10.1680/geot.1975.25.4.657.
- Bjerrum, L. (1967) Engineering Geology of Norwegian Normally-Consolidated Marine Clays as Related to Settlements of Buildings. *Géotechnique*. [Online] 17 (2), 83–118. Available from: doi:10.1680/geot.1967.17.2.83.
- Bobet, A., Hwang, J., Johnston, C.T. & Santagata, M. (2011) One-dimensional consolidation behavior of cement-treated organic soil. *Canadian Geotechnical Journal*. [Online] 48 (7), 1100–1115. Available from: doi:10.1139/t11-020.
- Boone, S.J. (2010) A critical reappraisal of “preconsolidation pressure” interpretations using the oedometer test. *Canadian Geotechnical Journal*. [Online] 47 (3), 281–296. Available from: doi:10.1139/T09-093.
- Borja, R.I. & Kavazanjian, E. (1985) A constitutive model for the σ - ϵ - t behaviour of wet clays. *Géotechnique*. 35 (3), 283–298.
- Bowman, E.T. & Soga, K. (2003) Creep, Ageing and Microstructural Change in Dense Granular Materials. *Soils and Foundations*. [Online] 43 (4), 107–117. Available from: doi:10.3208/sandf.43.4_107.
- Brandes, H.G. & Nakayama, D.D. (2010) Creep, strength and other characteristics of Hawaiian volcanic soils. *Géotechnique*. [Online] 60 (4), 235–245. Available from: doi:10.1680/geot.8.P.117.3277.
- Budhu, M. (2007) *Soil mechanics and foundations*. Second Edi. Wiley & Sons.
- Calabi-Floody, M., Bendall, J.S., Jara, A. a., Welland, M.E., et al. (2011) Nanoclays from an Andisol: Extraction, properties and carbon stabilization. *Geoderma*. [Online] 161 (3–4), 159–167. Available from: doi:10.1016/j.geoderma.2010.12.013.
- Casagrande, A. (1936) The determination of the preconsolidation load and its practical significance. In: *Proceedings of the First International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*. 1936 Harvard Printing Office, Cambridge, p. 60–64.
- Chang, C. & Zoback, M.D. (2010) Viscous creep in room-dried unconsolidated Gulf of Mexico shale (II): Development of a viscoplasticity model. *Journal of Petroleum Science and Engineering*. [Online] 72 (1–2), 50–55. Available from: doi:10.1016/j.petrol.2010.03.002.
- Choi, Y.K. (1982) *Consolidation behavior of natural clays*. University of Illinois.
- Coop, M.R. & Atkinson, J.R. (1993) The mechanics of uncemented carbonate sands. *Géotechnique*. [Online] 43 (1), 53–67. Available from: doi:10.1680/geot.1990.40.4.607.
- Cradwick, P.D.G., Farmer, V.C., Russell, J.D., Masson, C.R., et al. (1972) Imogolite, a Hydrated Aluminium Silicate of Tubular Structure. *Nature Physical Science*. [Online] 240 (104), 187–189. Available from: doi:10.1038/physci240187a0.

- Craig, R.F. (2004) *Soil mechanics*. Seventh Ed. London, Spon Press Taylor & Francis Group.
- Dahlgren, R., Shoji, S. & Nanzyo, M. (1993) Chemical Characteristics of Volcanic Ash Soils. In: *Volcanic Ash Soils*. pp. 145–188.
- Das, B.M. (1997) *Advanced Soil Mechanics*. 2nd edition. Catherine Simon & Carol Edwards (eds.). [Online]. Taylor & Francis. Available from: doi:10.1029/EO066i042p00714-02.
- Ferreira, P.M. V & Bica, A.V.D. (2006) Problems in identifying the effects of structure and critical state in a soil with a transitional behaviour. *Geotechnique*. [Online] 56 (7), 445–454. Available from: doi:10.1680/geot.56.7.445.
- Folk, R.L. (1980) *Petrology of sedimentary rocks*. emphill Publishing Company.
- Fonseca, J. (2011) *The evolution of morphology and fabric of a sand during shearing*. Imperial College London, UK.
- Frokes, P.G. (1997) *Tropical residual soils: A Geological Society Engineering Group working party revised report*. Geological Society of London.
- Frost, R.J. (1967) Importance of correct pretesting preparation of some tropical soils. In: *Southeast Asian Regional Conf. on Soil Engineering*. 1967 Bangkok. pp. 44–53.
- Van Der Gaast, S.J., Wada, K., Wada, S.I. & Kakuto, Y. (1985) Small-angle x-ray powder diffraction, morphology, and structure of allophane and imogolite. *Clays and Clay Minerals*. 33 (3), 237–243.
- Gao, Z. & Zhao, J. (2017) A non-coaxial critical-state model for sand accounting for fabric anisotropy and fabric evolution. *International Journal of Solids and Structures*. [Online] 106–107, 200–212. Available from: doi:10.1016/j.ijsolstr.2016.11.019.
- García-Leal, J.C. & Colmenares, J.E. (2011) Predicción de la resistencia al corte en los suelos naturales derivados de ceniza volcánica. *2011 Pan-Am CGS Geotechnical Conference*.
- García, J.C. (2004) *Efecto de los cambios de humedad en la resistencia de un suelo parcialmente saturado derivado de ceniza volcánica*. Universidad Nacional de Colombia.
- Gillott, J.E. (1970) Fabric of Leda clay investigated by optical, electron-optical, and X-ray diffraction methods. *Engineering Geology*. 4 (2), 133–153.
- Gonzalez de Vallejo, L.G., Jimenez Salas, J.A. & Leguey Jimenez, S. (1981) Engineering geology of the tropical volcanic soils of La Laguna, Tenerife. *Engineering Geology*. 17, 1–17.
- Gonzalez, H.I. & Nunez, A.T. (1991) *Mapa geologico generalizado del Departamento del Quindio escala 1 : 100 000 : geologia y recursos minerales, memoria explicativa*.
- Gorman, C.T., Hopkins, T.C., Deen, R.C. & Drnevich, V.P. (1978) Constant-Rate-of-Strain

- and Controlled-Gradient Consolidation Testing. *Geotechnical Testing Journal*. [Online] 1 (1), 3–15. Available from: doi:10.1520/GTJ10363J.
- Hall, P.L., Churchman, G.L. & Theng, B.K.G. (1985) Size Distribution of Allophane Unit Particles in Aqueous Suspensions. *Clays and Clay Minerals*. [Online] 33 (4), 345–349. Available from: doi:10.1346/CCMN.1985.0330411.
- Hall, S.A., Lenoir, N., Viggiani, G., Bessuelle, P., et al. (2013) Characterization of the Evolving Grain-Scale Structure in a Sand Deforming under Triaxial Compression. In: *Advances in Computed Tomography for Geomaterials: GeoX 2010*. [Online]. pp. 34–42. Available from: doi:10.1002/9781118557723.ch4.
- Havel, F. (2004) *Creep in soft soils*. Norwegian University of Science and Technology.
- Head, K.H. (1998) *Manual of soil laboratory testing: Effective stress tests. Manual of Soil Laboratory Testing*. 2nd ed. John Wiley & Sons.
- Herrera, M.C., Lizcano, A. & Santamarina, J.C. (2007) Colombian volcanic ash soils. In: *Characterization and engineering properties of natural soils*. 2007 pp. 2385–2409.
- Holtz, R.D., Kovacs, W.D. & Sheahan, T.C. (2011) *An Introduction to Geotechnical Engineering*. Second Edi. New York, Upper Saddle River, Pearson,.
- Holzer, T.L., Hoeg, K. & Arulanandan, K. (1973) Excess Pore Pressures During Undrained Clay Creep. *Canadian Geotechnical Journal*. 10 (1), 12–14.
- Hürlimann, M., Ledesma, A. & Marti, J. (2001) Characterisation of a volcanic residual soil and its implications for large landslide phenomena: application to Tenerife, Canary Islands. *Engineering Geology*. 59.
- Iyoda, F., Hayashi, S., Arakawa, S., John, B., et al. (2012) Synthesis and adsorption characteristics of hollow spherical allophane nano-particles. *Applied Clay Science*. [Online] 56, 77–83. Available from: doi:10.1016/j.clay.2011.11.025.
- Jacquet, D. (1990) Sensitivity to remoulding of some volcanic ash soils in New Zealand. *Engineering Geology*. 28, 1–25.
- Jamiolkowski, M., Ladd, C.C., Germaine, J.T. & Lancellotta, R. (1985) New developments in field and laboratory testing of soils. *11th. Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering*. pp.57–153.
- Janbu, N. (1985) Soil models in offshore engineering. *Géotechnique*. [Online] 35 (3), 241–281. Available from: doi:10.1680/geot.1985.35.3.241.
- Janbu, N. (1969) The resistance concept applied to deformations of soils. In: *Proceedings of the 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*. 1969 Mexico. pp. 191–196.
- Karube, J., Nakaishi, K., Sugimoto, H. & Fujihira, M. (1996) Size and shape of allophane particles in dispersed aqueous systems. *Clays and Clay Minerals*. [Online] 44 (4), 485–491. Available from: doi:10.1346/CCMN.1996.0440406.

- Kawachi, T., Matsuura, Y., Iyoda, F., Arakawa, S., et al. (2013) Preparation and characterization of DNA/allophane composite hydrogels. *Colloids and surfaces. B, Biointerfaces*. [Online] 112, 429–434. Available from: doi:10.1016/j.colsurfb.2013.08.011.
- Kitagawa, Y. (1971) Unit particle of allophane. *American Mineralogist*. 56, 465–476.
- Klotz, E.U. & Coop, M.R. (2002) *On the Identification of Critical State Lines for*. [Online] 25 (3), 289–302. Available from: doi:10.1520/GTJ11090J.
- Ladd, C.C., Foott, R., Ishihara, K., Schlosser, F., et al. (1977a) Stress-Deformation and Strength Characteristics. *International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*. (2), 421–494.
- Ladd, C.C., Foott, R., Ishihara, K., Schollosser, F., et al. (1977b) Stress-deformation and strength characteristics. *State-of-the-Art Report, Proc. of 9th Int. Conf. on SMFE*. 2, 421–494.
- Lade, P. & Liu, C.T. (2000) Modelling creep behaviour of granular materials. In: *Proceedings of 10th International Conference on Computational Method. Adv. Geomech*. 2000 pp. 277–284.
- Lade, P. V. (2016) *Triaxial Testing of Soils*. [Online]. John Wiley & Sons, Ltd, Chichester, UK. Available from: doi:10.1002/9781119106616.ch6.
- Lambe, T.W. & Whitman, R. V (1969) *Soil Mechanics*. [Online]. New York Wiley. Available from: doi:10.1098/rsta.2007.0009.
- Leonards, G.A. (1972) "Discussion of "Shallow foundation". In: *Performance of Earth and Earth-supported Structures, Proceedings of the ASCE Speciality Conference*. 1972 Lafayette, IN. pp. 11–14.
- Leroueil, S. (1996) Compressibility of clays: fundamental and practical aspects. *Journal of geotechnical engineering*.
- Leroueil, S. & Hight, D.W. (2003) *Behaviour and properties of natural soils and soft rocks*.
- Leroueil, S., Kabbaj, M., Tavenas, F. & Bouchard, R. (1985) Stress–strain–strain rate relation for the compressibility of sensitive natural clays. *Géotechnique*. [Online] 35 (2), 159–180. Available from: doi:10.1680/geot.1985.35.2.159.
- Leroueil, S. & Vaughan, P.R. (1990) The general and congruent effects of structure in natural soils and weak rocks. *Géotechnique*. [Online] 40 (3), 467–488. Available from: doi:10.1680/geot.1990.40.3.467.
- Levard, C., Doelsch, E., Basile-Doelsch, I., Abidin, Z., et al. (2012) Structure and distribution of allophanes, imogolite and proto-imogolite in volcanic soils. *Geoderma*. 183–184, 100–108.
- Liingaard, M., Augustesen, A. & Lade, P. V. (2004) Characterization of Models for Time-Dependent Behavior of Soils. *International Journal of Geomechanics*. [Online] 4 (3),

- 157–177. Available from: doi:10.1061/(ASCE)1532-3641(2004)4:3(157).
- Maeda, T., Takenaka, H. & Warkentin, B. (1977) Physical properties of allophane soils. *Adv. Agron.* 229–264.
- Martins, F.B., Bressani, L.A., Coop, M.R. & Bica, A.V.D. (2001) Some aspects of the compressibility behaviour of a clayey sand. *Canadian Geotechnical Journal*. [Online] 38 (6), 1177–1186. Available from: doi:10.1139/cgj-38-6-1177.
- Mejia, C.A., Vaid, Y.P. & Negussey, D. (1988) Time dependent behaviour of sand. In: M. J. Keedwell (ed.). *International Conference on Rheology and Soil Mechanics*. 1988 London, UK, Elsevier Applied Science. pp. 312–326.
- Mesri, G. (2001) Primary and Secondary Compression. *Soil Behaviour and Soft Ground Construction*. [Online] 122–166. Available from: doi:10.1061/40659(2003)5.
- Mesri, G. & Ajlouni, M. (1997) Viscous behaviour of soil under oedometric conditions: Discussion. *Canadian Geotechnical Journal*. (1985), 159–161.
- Mesri, G. & Choi, Y.K. (1985a) Settlement Analysis of Embankments on Soft Clays. *Journal of Geotechnical Engineering*. [Online] 111 (4), 441–464. Available from: doi:10.1061/(ASCE)0733-9410(1985)111:4(441).
- Mesri, G. & Choi, Y.K. (1985b) The uniqueness of the end-of-primary (EOP) void ratio-effective stress relationship. In: *Proc., 11th Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering*. 1985 Rotterdam, Netherlands: Balkema. pp. 578–590.
- Mesri, G. & Godlewski, P. (1977) Time and stress-compressibility interrelationship. *Journal of the Geotechnical Engineering division*. [Online] 103 (5), 417–430. Available from: doi:10.1016/0148-9062(77)91005-1.
- Mesri, G., Shahien, M. & Feng, T.W. (1995) Compressibility parameters during primary consolidation. In: *Proc. Int. Symp. on Compression and Consolidation of Clayey Soils - IS-Hiroshima's 95*. 1995 pp. 1021–1037.
- Mesri, G., Stark, T.D., Ajlouni, M.A. & Chen, C.S. (1997) Secondary Compression of Peat with or without Surcharging. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. [Online] 123 (5), 411–421. Available from: doi:10.1061/(ASCE)1090-0241(1997)123:5(411).
- Mesri, G. & Vardhanabhati, B. (2005) Secondary Compression. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. [Online] 131 (3), 398–401. Available from: doi:10.1061/(ASCE)1090-0241(2005)131:3(398).
- Mitchell, J.K. & Soga, K. (2005a) *Fundamentals of soil behavior*. [Online]. Available from: doi:10.2136/sssaj1976.03615995004000040003x.
- Mitchell, J.K. & Soga, K. (2005b) Soil Composition and Engineering Properties. In: *Fundamentals of Soil Behaviour*. 3rd edition. John Wiley & Sons. pp. 83–108.
- Mizota, C. & Van Reeuwijk, L.P. (1989) Clay mineralogy and chemistry of soils formed in

- volcanic material in diverse climatic regions. *Clay mineralogy and chemistry of soils formed in volcanic material in diverse climatic regions. 2.*
- Moroto, N. (1991) Mechanical behavior of two typical compacted volcanic soils in Hachinohe, Japan under different sample preparation methods. *Soils and Foundations*. [Online] 31 (2), 108–116. Available from: doi:10.3208/sandf1972.31.2_108.
- Müller, R.O. (1972) Qualitative Analysis. In: *Spectrochemical Analysis by X-Ray Fluorescence*. [Online]. Boston, MA, Springer US. pp. 36–46. Available from: doi:10.1007/978-1-4684-1797-5_5.
- Nocilla, a., Coop, M.R. & Colleselli, F. (2006) The mechanics of an Italian silt: an example of 'transitional' behaviour. *Géotechnique*. [Online] 56 (4), 261–271. Available from: doi:10.1680/geot.2006.56.4.261.
- O'Rourke, T.D. & Crespo, E. (1988) Geotechnical properties of cemented volcanic soil. *Journal of geotechnical engineering*. [Online] 114 (10), 1126–1147. Available from: doi:doi:10.1061/(ASCE)0733-9410(1988)114:10(1126).
- Oda, M. (1972) The mechanism of fabric changes during compressional deformation of sand. *Soils and foundations*. 12 (2), 1–18.
- Oda, M., Takemura, T. & Takahashi, M. (2004) Microstructure in shear band observed by microfocus X-ray computed tomography. *Geotechnique*. 54 (8), 539–542.
- Palencia Ortiza, J.A. (1969) *Caracterizacion de algunos suelos derivados de ceizas volcanicas en centroamerica*. Turrialba, Costa Rica.
- Pestana, J.M. & Whittle, A.J. (1995) Compression model for cohesionless soils. *Géotechnique*. [Online] 45 (4), 611–631. Available from: doi:10.1680/geot.1995.45.4.611.
- Pettijohn, F.J., Potter, P.E. & Raymond, S. (1987) *Sand and sandstone*. New York, NY, Springer-Verlag.
- Pitman, T.D., Robertson, P.K. & Sego, D.C. (1994) Influence of fines on the collapse of loose sands. *Canadian Geotechnical Journal*. [Online] 31 (5), 728–739. Available from: doi:10.1139/t94-084.
- di Prisco, C.I. & Vardoulakis, I. (2000) Mechanical modelling of drained creep triaxial tests on loose sand. *Géotechnique*. 50 (1), 73–82.
- Rao, S.M. (1995) Mechanistic approach to the shear strength behaviour of allophanic soils. *Engineering Geology*. [Online] 40 (3–4), 215–221. Available from: doi:10.1016/0013-7952(95)00036-4.
- Rotta, G. V., Consoli, N.C., Prietto, P.D.M., Coop, M.R., et al. (2003) Isotropic yielding in an artificially cemented soil cured under stress. *Géotechnique*. [Online] 53 (5), 493–501. Available from: doi:10.1680/geot.53.5.493.37508.

- Rouse, W.C., Reading, A.J. & Walsh, R.P.D. (1986) Volcanic soil properties in dominica, west indies. *Engineering Geology*. [Online] 23 (1), 1–28. Available from: doi:10.1016/0013-7952(86)90014-1.
- Rowe, P.W. & Barden, L. (1966) A New Consolidation Cell. *Géotechnique*. [Online] 16 (2), 162–170. Available from: doi:10.1680/geot.1966.16.2.162.
- Rueda, H. (2000) *Depósitos de caída asociados a la actividad del Volcán Cerro Machín*. Universidad de Caldas, Manizales.
- Sandoval, A. (2001) *Comportamiento geotécnico de las cenizas volcánicas del Glacis del Quindío*. Bogotá. Universidad Nacional de Colombia.
- Santamarina, J. & Cho, G. (2004) Soil behaviour: The role of particle shape. *Advances in Geotechnical Engineering. Proceedings of the Skempton Conference*. [Online] 1–14. Available from: doi:http://pmrl.ce.gatech.edu/tools/santamarina_cho_2004.pdf.
- Sills, G. (1995) Time dependent processes in soil consolidation. *Compression and Consolidation of Clayey Soils (IS-Hiroshima '95)*. 2, 875–890.
- Singh, A. & Mitchell, J.K. (1968) General stress-strain-time functions for soils. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*. 94 (1), 21–46.
- Skempton, A.W. (1957) The Planning and Design of New Hong Kong Airport. In: *Proc. ICE*. 1957 London, UK. pp. 305–307.
- Smith, R.E. & Wahls, H.E. (1969) Consolidation under constant rates of strain. *Journal of Soil Mechanics & Foundations Div. ASCE*.
- Sridharan, a. & Rao, a. S. (1982) Mechanisms controlling the secondary compression of clays. *Géotechnique*. [Online] 32 (3), 249–260. Available from: doi:10.1680/geot.1982.32.3.249.
- Šuklje, L. (1957) The analysis of the consolidation process by the Isotaches method. In: *Proc. 74th Int. Conf. on Soil Mech. & Found.* 1957 London, UK. pp. 200–206.
- Taylor, D.W. (1942) *Research on consolidation of clays*.
- Taylor, D.W. & Merchant, W. (1940) A Theory of Clay Consolidation Accounting for Secondary Compression. *Journal of Mathematics and Physics*. [Online] 19 (1–4), 167–185. Available from: doi:10.1002/sapm1940191167.
- Terzaghi, K. (1923). Die Berechnung der Durchlässigkeit des Tones aus dem Verlauf der hydromechanischen Spannungserscheinungen. *Sitzungsber. Akad. Wiss.(Wien). Math.Naturwiss. Kl., Abt. IIA*, 132, 125-138.
- Viveros-Rosero, L. (2014) *Influencia del proceso de compactación en la resistencia al corte de un suelo derivado de ceniza volcánica*. Universidad Nacional de Colombia.
- Wada, K. (1989) Allophane and imogolite. In: *Soil Science Society of America*. 1989 pp. 1051–1087.

- Wada, S. & Wada, K. (1977) Density and Structure of Allophane. *Clay Minerals*. 75, 289–298.
- Wada, S. & Wada, K. (2014) Visualization of the hollowness in unit particles of allophane and imogolite. *Journal of the Faculty of Agriculture, Kyushu University*. 59 (2), 369–372.
- Walker, L.K. (1969) Secondary compression in the shear of clays. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*. 95, 167–188.
- Wallace, K.B. (1973) Structural behaviour of residual soils of the continually wet Highlands of Papua New Guinea. *Géotechnique*. 23 (2), 203–218.
- Watanabe, Y., Lenoir, N., Otani, J. & Nakai, T. (2012) Displacement in sand under triaxial compression by tracking soil particles on X-ray CT data. *Soils and Foundations*. [Online] 52 (2), 312–320. Available from: doi:10.1016/j.sandf.2012.02.008.
- Wells, N. & Theng, B.K.G. (1985) Factors affecting the flow behavior of soil allophane suspensions under low shear rates. *Journal of Colloid and Interface Science*. [Online] 104 (2), 398–408. Available from: doi:http://dx.doi.org/10.1016/0021-9797(85)90048-7.
- Wesley, L.D. (1988) Engineering classification of residual soils. In: *2nd Int. Conference on Geomechanics in Tropical Soils*. 1988 Singapore. pp. 77–83.
- Wesley, L.D. (2002) Geotechnical characterization and behavior of allophane clays. *Proc. International Workshop on Characterisation and Engineering Properties of Natural Soils*. 2, 1379–1399.
- Wesley, L.D. (2010a) *Geotechnical engineering in residual soil*. John Wiley & Sons.
- Wesley, L.D. (2010b) GEOTECHNICAL PROPERTIES OF RESIDUAL SOILS PROPIEDADES. In: *XIII Congreso Colombiano de Geotecnia - VII Seminario Colombiano de Geotecnia* -. 2010 p.
- Wesley, L.D. (1990) Influence of Structure and Composition on Residual Soils. *Journal of Geotechnical Engineering*. [Online] 116 (4), 589–603. Available from: doi:10.1061/(ASCE)0733-9410(1990)116:4(589).
- Wesley, L.D. (1977) Shear strength properties of halloysite and allophane clays in Java, Indonesia. *Geotechnique*. 27 (2), 125–135.
- Wesley, L.D. (1973) Some basic engineering properties of halloysite and allophane clays in Java, Indonesia. *Géotechnique*. [Online] 23 (4), 471–494. Available from: doi:10.1680/geot.1973.23.4.471.
- Wesley, L.D. & Irfan, T.Y. (1997) Classification of residual soils. In: G. E. Blight (ed.). *Mechanics of Residual Soils*. Rotterdam, The Netherlands, Balkema. pp. 17–29.
- Whittle, a. J. & Pestana, J.M. (1998) Time effects in the compression of sands. *Géotechnique*. [Online] 48 (5), 695–701. Available from:

doi:10.1680/geot.1998.48.5.695.

- Woo, S.I. & Salgado, R. (2015) Bounding surface modeling of sand with consideration of fabric and its evolution during monotonic shearing. *International Journal of Solids and Structures*. [Online] 63, 277–288. Available from: doi:10.1016/j.ijsolstr.2015.03.005.
- Wroth, C.P. (1984) The interpretation of in situ soil tests. *Géotechnique*. 34 (4), 449–489.
- Yamamuro, J.A. & Lade, P. V. (1993) Effects of strain rate on instability of granular soils,. *Geotechnical Testing Journal*. 16 (3), 304–313.
- Yimsiri, S. & Soga, K. (2011) Effects of soil fabric on behaviors of granular soils: Microscopic modeling. *Computers and Geotechnics*. 38 (7), 861–874.
- Yin, J.-H. (1999) Non-linear creep of soils in oedometer tests. *Géotechnique*. [Online] 49 (5), 699–707. Available from: doi:10.1680/geot.1999.49.5.699.
- Yin, J.-H. & Graham, J. (1999) Elastic viscoplastic modelling of the time-dependent stress-strain behaviour of soils. *Canadian Geotechnical Journal*. [Online] 36 (4), 736–745. Available from: doi:10.1139/t99-042.