SUELOS DERIVADOS DE CENIZAS VOLCÁNICAS EN COLOMBIA[1]

A. Lizcano[2], M.C. Herrera[3] y J.C. Santamarina[4]

Resumen: Los suelos residuales evolucionan a partir de la meteorización in situ, y normalmente, se caracterizan por una granulometría mas fina próxima a la superficie donde la alteración ha sido más intensa. A pesar de esta generalización, existen suelos residuales que reflejan mayor alteración en profundidad; este es frecuentemente el caso de los suelos derivados de cenizas volcánicas. Este estudio trata de explicar la formación de los suelos derivados de cenizas volcánicas en Colombia para entender los mecanismos que gobiernan sus propiedades físicas, el comportamiento mecánico y las principales consecuencias geotécnicas. El programa experimental incluye el estudio de propiedades químicas, térmicas, eléctricas y mecánicas, y su interpretación en términos de estructura interna, composición e interacción entre partículas y fluidos. A la luz de los resultados experimentales y de los problemas geotécnicos observados en campo, se evidencia la necesidad de reanalizar las técnicas de caracterización y diseño para optimizar el desempeño de estos suelos en aplicaciones de ingeniería.

Palabras claves: cementación, cenizas volcánicas, secado, remoldeo, suelos residuales.

VOLCANIC ASH SOILS IN COLOMBIA

Abstract: Residual soils have evolved from the in situ weathering of geomaterials; therefore, a typical cross-section shows finer particles closer to the surface where weathering processes are most intense. However, there are residual soils that exhibit finer grain size at depth; this is often the case with volcanic ash soils. These soils have formed from the in situ weathering of wind-transported volcanic ash emanated during different volcanic eruptions and environment conditions. Water-mediated weathering has facilitated the dissolution and leaching of some compounds and led to the re-precipitation of new minerals such as allophane, imogolite and halloysite. In the process of diagenesis from volcanic ash into volcanic ash soil, the sediment has experienced a large increase in void ratio and important fabric changes. The purpose of this study is to gain further insight into the formation of Colombian volcanic ash soils and ensuing physical properties in view of their mechanical response in geotechnical applications. The experimental program explores chemical, thermal, electrical and mechanical properties, and their interpretation in terms of structure, composition and particle-fluid interaction. Experimental results and field observations suggest the need for reanalyzing the application of standard geotechnical characterization and design approaches when volcanic ash soils are involved.

Keywords: cementation, drying effects, remolding effects, residual soils, volcanic ash.

INTRODUCCIÓN

Alrededor de las zonas volcánicas de todo el continente Americano se encuentran depósitos de suelos residuales formados a partir de la meteorización de cenizas volcánicas. Estudios sobre suelos similares y sobre su desempeño en obras de ingeniería en regiones como Indonesia, Nueva Zelanda, India, Dominica y Japón muestran que este tipo de suelos presentan propiedades inusuales en comparación con suelos sedimentarios (Wesley, 1974, Rouse, 1986, Rao 1995).

La caracterización adecuada de suelos derivados de cenizas volcánicas requiere de métodos diferentes a los convencionales (por ejemplo, USCS, ASTM). Criterios de diseño y construcción de estructuras geotécnicas, conocidos extensamente, resultan inaplicables en presencia de estos materiales. Las técnicas de experimentación utilizadas para

[1] Artículo recibido el 20 de agosto, y aceptado el 6 de febrero de 2006.
[2] Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental, Universidad de Los Andes, Bogotá, Colombia. E-mail: alizcano@uniandes.edu
[3] Universidad de Los Andes, Bogotá, Colombia. E-mail: mc.herrera34@egresados.uniandes.edu.co
[4] School of Civil & Environmental Engineering, Georgia Institute of Technology, Atlanta, Georgia, USA. E-mail: jcs@gatech.edu

determinar las propiedades de estos suelos pueden conducir a resultados que difieren significativamente de las propiedades in situ, debido, entre otras cosas, a que estos suelos presentan una alta sensibilidad a la fabricación de la muestra y al método seguido durante el ensayo. Problemas de tipo geotécnico comúnmente asociados a estos suelos incluyen inestabilidad de taludes, alta sensitividad, agrietamiento y problemas durante su manejo como materiales de construcción (excesiva humedad, consistencia muy blanda).

Una parte importante del territorio colombiano, localizada principalmente en las cercanías de los volcanes, está cubierta con depósitos de suelos de cenizas volcánicas. Este estudio presenta el programa experimental desarrollado para caracterizar este tipo de suelos y los resultados experimentales obtenidos con relación a las necesidades de la ingeniería geotécnica.

LOCALIZACIÓN Y DISTRIBUCIÓN

Los suelos de cenizas volcánicas representan aproximadamente el 0,84% de los suelos a nivel global y se localizan predominantemente en regiones tropicales (Quantin, 1986; Shoji et al., 1993). Los depósitos de suelos derivados de cenizas volcánicas en Colombia ocupan cerca del 11,6% del territorio y se localizan en regiones de importante crecimiento demográfico y económico. Estos suelos se extienden desde el Eje Cafetero (departamentos de Antioquia, Caldas, Risaralda y Quindío) en el centro del país, hasta los departamentos de Tolima, Cauca y Nariño hacia el sur oeste del mismo. En regiones del oriente de Colombia, como Bogotá y los Llanos Orientales, se han encontrado depósitos de estos suelos, distribuidos aleatoriamente, sin que presenten un patrón definido. La Figura 1 muestra la distribución de los suelos derivados de cenizas volcánicas en Colombia y la ubicación de los principales volcanes.

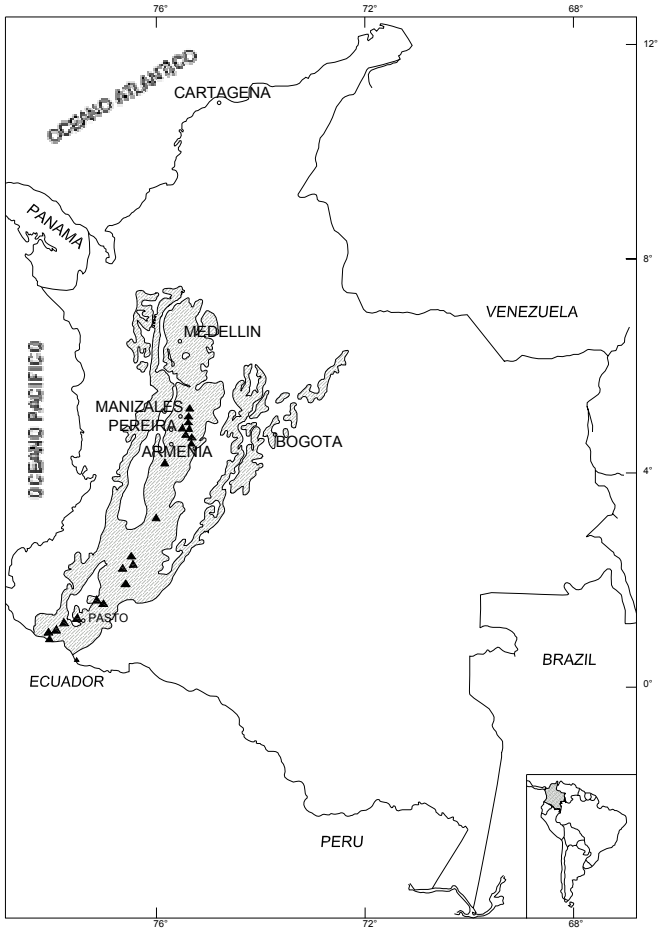


Figura 1: Distribución espacial de los volcanes (▲) y de los suelos derivados de cenizas volcánicas (área achurada) en Colombia (modificado de IGAC, 1995). Cerca del 12% del territorio nacional está cubierto por estos suelos.

FORMACIÓN

El proceso de formación de los suelos de cenizas volcánicas se presenta en la Figura 2. Éste proceso inicia con la generación de una nube de piroclastos durante la erupción volcánica, conformada por partículas de diámetro inferior a 2 mm, conocidas como cenizas volcánicas. En Colombia, las cenizas volcánicas que dieron origen a los suelos emanaron durante las erupciones del complejo de volcanes Ruiz-Tolima en el Holoceno y Pleistoceno (recientes 20.000 años) del período Cuaternario.

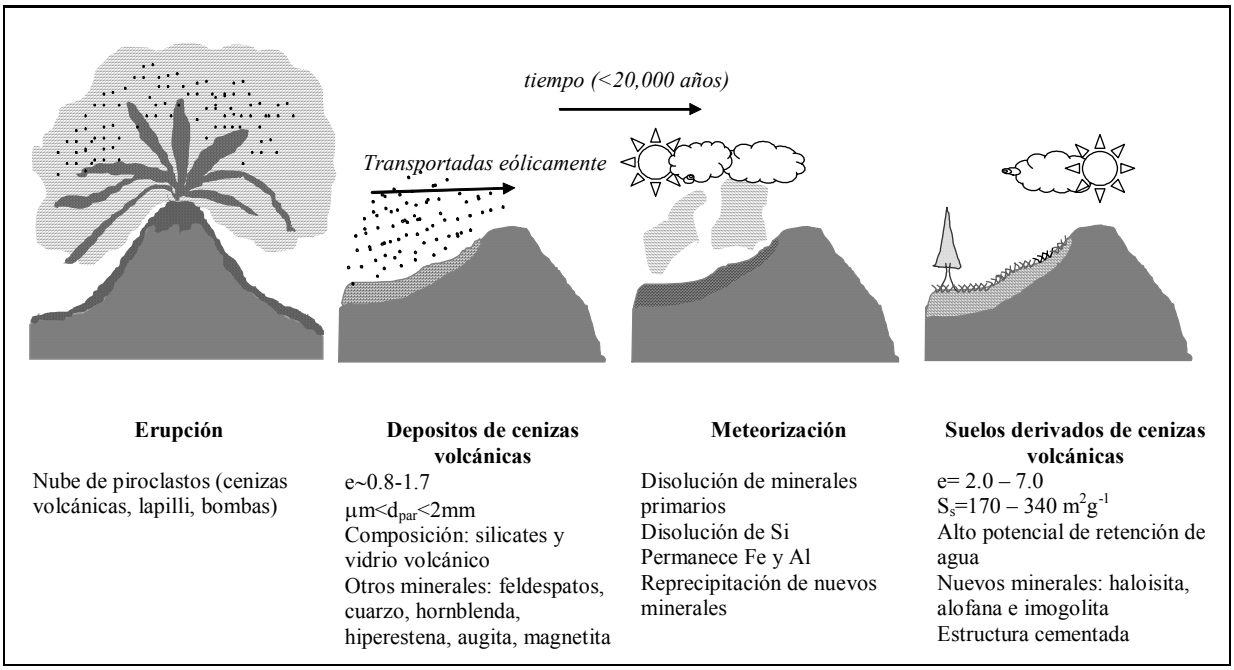


Figura 2: Formación de los suelos derivados de cenizas volcánicas.

Las cenizas volcánicas son generadas a partir de la fragmentación del magma y de materiales en el cono del volcán prevenientes de erupciones anteriores (Wohletz y Krinsley, 1982; Büttner et al., 1999). Tres mecanismos han sido identificados como los principales generadores de cenizas volcánicas: la ruptura del magma debido a vesiculación, la fragmentación del magma debido a los elevados esfuerzos térmicos y la pulverización de la lava en las paredes de la chimenea del volcán durante la erupción. El mecanismo de formación de las cenizas define la morfología en bloque o vesicular. Las cenizas en bloque tienen superficies planas resultado de la fractura vítrea del magma. Las cenizas vesiculares pueden tener texturas de gota de agua o superficies formadas por la ruptura del material a través de zonas que presentaban burbujas de aire (Wohletz y Krinsley, 1982).

La cantidad de agua consumida en la transferencia de energía térmica en energía mecánica también afecta la producción de cenizas volcánicas. Las erupciones secas (agua completamente consumida) llevan a la formación de capas de lapilli densamente laminadas y capas espesas de cenizas (escala: dm – m). Las erupciones húmedas (agua parcialmente consumida) llevan a capas de cenizas de bajo espesor (escala: cm) (Büttner et al., 1999).

La energía de la erupción volcánica controla el tamaño de la nube de cenizas y la altura que ésta alcanza. Las fuertes corrientes de viento pueden elevar y mover la nube de cenizas varios kilómetros lejos de la fuente. A medida que las partículas van cayendo la nube se hace menos densa hasta desaparecer. Las partículas transportadas en esta nube pueden permanecer suspendidas en la atmósfera por un período que puede variar de días a meses (Riley et al., 2003).

La morfología y textura de las cenizas volcánicas varía desde que son emanadas hasta su depositación. Las propiedades superficiales de las partículas depositadas dependen ampliamente de la abrasión que soportan durante su transporte. La distancia de transporte depende de características de las partículas que incluyen forma, esfericidad, rugosidad, superficie específica, composición química y carga electrostática (Riley et al., 2003). Estas propiedades afectan la interacción entre partículas y consecuentemente determinan la separación o agregación de las mismas. La forma y superficie de las partículas afectan la velocidad de depositación y la distancia de viaje; a medida que se incrementa el área superficial se produce una mayor fuerza de dragado y consecuentemente aumenta la distancia al lugar

de depositación. Adicionalmente, las partículas más finas (< 20 μm) pueden acercarse debido a la atracción electrostática generada por la presencia de fluidos o gases como el ácido sulfúrico. Este mecanismo explica la ocurrencia de partículas muy finas cerca de los volcanes, depositadas en forma de agregaciones (Gilbert et al., 1991).

Las cenizas están compuestas predominantemente por minerales primarios livianos (contenido: 70-95%, $G_s < 2,8$) y en menor proporción por minerales pesados ($G_s > 2,8$) (Shoji et al., 1993). Por lo general, los minerales presentes incluyen feldespatos ($G_s = 2,2 – 2,4$), cuarzo ($G_s = 2,6 – 2,65$), hornblenda ($G_s = 3,0 – 3,4$), hiperestena ($G_s = 3,2 – 3,9$), augita ($G_s = 3,2 – 3,6$), magnetita ($G_s = 4,5 – 5$), biotita ($G_s = 2,9 – 3,4$), apatita ($G_s = 3,1 – 3.2$) y principalmente vidrio volcánico ($G_s = 2,2 – 2,4$) (Nanzyo, 2004).

El vidrio volcánico es un mineral que tiene una estructura pobremente ordenada y una resistencia muy baja a la meteorización química (Tazaki et al., 1992; Shoji et al., 1993). Este mineral primario juega un importante papel en la formación de los minerales actualmente encontrados.

Las cenizas volcánicas son convencionalmente clasificadas de acuerdo con su composición, en particular con base en el contenido de sílice. Decreciendo en el contenido de sílice las cenizas se clasifican en riolíticas, dacíticas, andesíticas, basalto-andesíticas (Shoji et al., 1993). La mayor parte de las cenizas que han llevado a la formación de suelos en Colombia son de tipo dacítico, ricas en feldespato plagioclasa, vidrio volcánico, anfíbola y piroxena y pobres en cuarzo (Arango, 1993).

Suelos residuales derivados de las cenizas volcánicas se desarrollan a través de procesos de alteración física y química de los depósitos de cenizas volcánicas (disolución, lixiviación y precipitación de compuestos). Estos procesos transforman los minerales, la forma y el tamaño de las partículas, la fábrica y la porosidad. Su influencia es controlada por las condiciones climáticas y el tiempo. Las condiciones climáticas (precipitación, temperatura, humedad y viento) determinan la presencia de fluidos disponibles para las reacciones químicas, la tasa a la cual estas reacciones ocurren, la migración de compuestos, la erosión, entre otros procesos (Chadwick et al., 2003; Townsend, 1985). El tiempo por su parte, gobierna la secuencia para la síntesis de minerales secundarios y la distribución de tamaños de partículas.

El efecto del material parental es más importante en las etapas iniciales de la formación del suelo que en etapas avanzadas. La meteorización del material parental depende de la presencia de minerales ácidos o básicos. En general, los minerales ácidos (e.g. cuarzo, feldespasto, horblenda, mica) son más resistentes a la meteorización que los minerales básicos (e.g. olivino, piroxena y plagioclasa cálcico; Townsend, 1985). Durante la meteorización generalmente se obtiene una composición elemental rica en Si, Al y cationes base (e.g. Na, Ca). El Si y los cationes base son disueltos y removidos de las capas superficiales y el Al tiende a permanecer. A medida que el clima se hace más húmedo ocurre mayor disolución y se alcanza a remover Al progresivamente (Ziegler et al., 2003; Nanzyo, 2004). Los mecanismos de disolución y lixiviación son muy importantes para la formación de los suelos derivados de cenizas volcánicas ya que llevan a zonas superficiales altamente porosas y la disponibilidad de las soluciones necesarias para la síntesis de minerales secundarios.

ESTRATIGRAFÍA

Patrones dispersos en la depositación de las cenizas volcánicas y mecanismos y grado de meteorización son los responsables de la alta variabilidad espacial de los suelos actualmente encontrados tanto en profundidad como en superficie. Esta alta variabilidad se reconoce en mineralogía, granulometría, densidad, consistencia, entre otras propiedades. La distancia de depositación lleva a texturas arenosas cerca de los volcanes y limo-arcillosas en zonas alejadas. En Colombia, la influencia de la distancia de depositación se observa en los suelos arenosos de Pereira, ciudad cercana a los volcanes y en los suelos arcillosos de Armenia, ciudad más lejana de los volcanes activos. Adicionalmente, los depósitos más abundantes y de mayor espesor se presentan en regiones de clima frío y muy frío, mientras que espesores menores son formados en ambientes cálidos y húmedos en donde la meteorización es más intensa (Arango, 1993). Relieves ligeramente ondulados o planos contribuyen a la formación de depósitos de gran espesor, mientras que zonas de alta pendiente, más erodables, llevan a bajos espesores.

El perfil estratigráfico generalizado de estos suelos en Colombia consiste de una capa superficial formada a partir de la meteorización de las cenizas volcánicas, cuyo espesor puede alcanzar hasta 20 m. Subyaciendo esta capa se encuentra una capa de saprolito (espesor ~ 20 m) formada por la meteorización de materiales piroclásticos y flujos volcánicos. A mayor profundidad, se encuentra un depósito de 100 m de espesor, formado de los materiales emanados durante las erupciones volcánicas al final del terciario. Este depósito yace sobre roca intacta, anfibola y esquisto del período Cretáceo (Forero et al., 1999). Un perfil estratigráfico típico en la región del Eje Cafetero se presenta en la Figura 3.

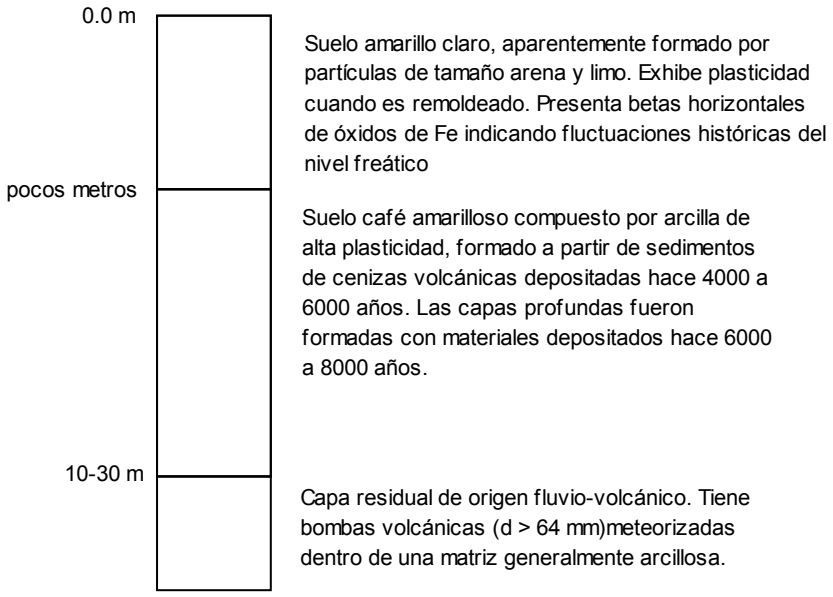


Figura 3: Perfil estratigráfico típico de suelos derivados de cenizas volcánicas en Colombia. Regla general: los suelos más profundos y más antiguos son suelos más finos y arcillosos.

PROPIEDADES FÍSICO-QUÍMICAS

La mineralogía de los suelos de cenizas volcánicas tiene de gran influencia sobre sus características y su comportamiento mecánico. Los minerales presentes en la fracción de arcilla (i.e. alofana, imogolita y haloisita) derivados de la meteorización de las cenizas volcánicas, en particular del vidrio volcánico, poseen propiedades (e.g. tamaño, forma, carga eléctrica, energía superficial, etc.) que los hacen distinguibles de los minerales comúnmente encontrados en suelos sedimentarios.

La alofana es un aluminosilicato hidratado producido en etapas tempranas de la meteorización del vidrio volcánico, a partir de soluciones de Si y Al y en condiciones de pH > 4,7 (van Olphen, 1971; Wesley, 1977; Wada, 1987). La composición de la alofana varía de acuerdo con el predominio de Al ó Si y en la naturaleza se pueden encontrar alofanas ricas en Al (Al:Si: 2:1) y alofanas ricas en Si (Al:Si : 1:1). Aunque la mayor parte de la literatura técnica se ha referido a la alofana como un mineral amorfo, este mineral presenta un estructura ordenada que consiste de esferas huecas con diámetros externos variando entre 3,5 y 5 nm y espesor variando entre 0,7 y 1 nm (Shoji et al., 1993; Wada, 1987). Estas esferas se agrupan en agregados (domains; diámetro: 0.01 – 1 μm), los cuales se unen para formar agregados de mayor tamaño (clusters; diámetro: 1 – 100 μm). Una fuerte agregación se desarrolla entre partículas individuales debido a los enlaces cementantes, enlaces de hidrógeno, atracción eléctrica y fuerzas de Van der Waals (Rao, 1995).

La presencia de alofana está generalmente asociada con la presencia de imogolita. Este mineral consiste de hilos suaves y curvos que conectan las partículas de alofana. Los hilos presentan un diámetro exterior variando entre 10 y 30 nm y longitud de varias micras (Wada, 1987). La imogolita presenta propiedades químicas similares a la alofana, pero a diferencia de la alofana se forma únicamente a partir de soluciones con relaciones Al/Si~0,5-1,0 y pH~5.

En una etapa más avanzada de alteración del vidrio volcánico se forma haloisita. Típicamente, la alofana rica en Si puede sintetizar este mineral después de un período de meteorización que puede tardar miles de años (Shoji et al., 1993; Parfitt, 1990; Parfitt et al., 1984; Fieldes y Claridge, 1975), bajo condiciones de precipitación inferiores a 1500 mm/año (Dahlgren et al., 1993) y pH entre 5,7 y 7,1 (Wada, 1990). La haloisita presenta una estructura similar a la caolinita, formada por una capa octahedral y una capa tetrahedral separadas por una capa de moléculas de H_2O cuando está completamente hidratada (Dixon y Weed, 1989). La haloisita se puede presentar completamente hidratada, parcialmente hidratada o deshidratada (metahalloysite) (Wada, 1987; Bailey, 1990). Por lo general, la haloisita producida a partir de material volcánico presenta una morfología tubular o esferoidal con diámetro variando entre 0,04 μm y 1 μm (Wada, 1987) y entre 0,1 μm y 1 μm (Singh, 1996), respectivamente.

La abundancia relativa de los minerales secundarios depende de las condiciones climáticas y la altitud: los contenidos de alofana e imogolita disminuyen y los de haloisita aumentan a medida que se reduce la precipitación, el drenaje y la altitud (Shoji et al., 1993).

La mineralogía de los suelos en Colombia ha sido estudiada por medio de la técnica de refracción de rayos X para la fracción arcilla y del microscopio petrográfico (polarizante) para la fracción de limos y arenas (0,05 – 0,250 mm). Los resultados se resumen en la Tabla 1. La identificación en campo de minerales como alofana, se hace por medio de la prueba de NaF (Fieldes y Perrot, 1966). Esta prueba consiste en la adición de fluoruro de sodio a una muestra de suelo colocada sobre un papel impregnado con fenolftaleina que actúa como indicador. La presencia de alofana conduce a una reacción en la cual el fluoruro de sodio libera iones hidróxilos de la alofana produciendo el incremento del pH por encima de 9 y la coloración roja del papel indicador.

Tabla 1: Composición mineralógica (Localización: Manizales. Profundidad: 7.0 m).

Fracción	Ensayo	Mineral	*z*=1.5 m	*z*=5.5 m	*z*=7.0 m
Fracción tamaño arcilla (diámetro< 2 μm)	Difracción de rayos X	Haloisita – 10Å	> 50%	~ 74%	~ 65%
		Mica	-	~ 9%	~ 12%
		Cristobalita	15 – 30%	Trazas	~ 20%
		Feldespatos	Trazas	-	-
		Minerales 2:1, 2:2	-	~ 14%	Trazas
		Material no cuantificable por XRD	Present but non quantifiable	-	-
Fracción tamaño limo y arena (50 – 250 μm)	Microscopio petrográfico	Vidrio volcánico	18%	20%	22%
		Feldespato plagioclase	51%	45%	17%
		Hornblenda	21%	24%	8%
		Hiperestena	4%	4%	-
		Magnetita	Trazas	4%	49%
		Biotita	Trazas	2%	3%
		Lamprobolita	Trazas	Trazas	Trazas
		Fragmentos de toba	6%	-	-
		Fragmentos líticos	Trazas	-	-

Nota: Resultados similares reportados por Arango (1993).

La presencia de minerales primarios de rápida alteración (secuencia de meteorización mineral de Goldich) como el vidrio volcánico y el feldespato plagioclasa en la fracción de limos y arenas permite en alguna medida distinguir diferencias en edad y grado de meteorización en muestras extraídas a diferente profundidad. En general las zonas cercanas a la superficie tienen mayor densidad, altos contenidos de limo y arena y bajos contenidos de arcilla. En estas zonas predominan minerales primarios tales como el vidrio volcánico y el feldespato plagioclasa. A medida que se penetra en profundidad se evidencia mayor edad y alto grado de meteorización a través de bajos contenidos de minerales primarios, incremento del contenido de arcilla, baja densidad y cementación. La fracción de arcilla contiene abundancia de haloisita hidratada (> 50%), moderada cantidad de cristobalita (15% - 30%), algunas trazas de feldespatos y material no cuantificable por XRD. Éste último incluiría alofana, mineral que fue identificado en campo por medio de la prueba de NaF. Los resultados encontrados en este estudio respecto a la composición mineralógica de los suelos del Eje Cafetero concuerdan apropiadamente con los resultados reportados en previos estudios sobre los suelos derivados de cenizas volcánicas en Colombia (Arango, 1993; Forero et al., 1999).

Los suelos derivados de cenizas volcánicas tienen una estructura cementada muy porosa conformada por agregaciones aleatoriamente distribuidas de tamaño limo y minerales de la fracción arcilla.

La cementación es generalmente producida por minerales de arcilla tales como alofana, imogolita, haloisita y ferrihidrita, o compuestos de humus y Al/Fe y opalina silícea. La ocurrencia de uno de estos grupos de minerales depende de distintas condiciones ambientales. Estos minerales de arcilla son principalmente producidos por la alteración de vidrio volcánico, feldespatos, anfíbola y piroxena.

La distribución de partículas de los suelos derivados de cenizas volcánicas depende de la distancia de depositación de las cenizas y del grado de meteorización que han soportado. Los métodos experimentales convencionalmente utilizados para la determinación de esta propiedad (i.e. hidrómetro) difícilmente llevan a resultados exactos debido a que son afectados por la preparación de la muestra (i.e. nivel de desagregación) y por la tendencia floculante de los minerales de la fracción de arcilla (i.e. alofana; Wesley, 1973; Maeda et al., 1977, Rouse, 1986; Rao, 1995). El estudio de estos materiales hace necesario implementar otras metodologías para estudiar las características de las partículas.

No obstante las restricciones la distribución de tamaños de partículas de los suelos derivados de cenizas volcánicas en Colombia se estudió mediante el ensayo de hidrómetro. La tendencia floculante de los minerales de arcilla se exploró con diferentes concentraciones de dos tipos de dispersantes, hexametafosfato de sodio y un coloide comercial (Colloid 260 manufacturados por Rhône-Poulenc). Los resultados confirmaron que la mejor dispersión es obtenida con hexametafosfato de sodio (ASTM D422-63 1998). Con esta recomendación se realizó el ensayo del hidrómetro para muestras a diferente profundidad. Los resultados resumidos en la Figura 4 permiten observar el predominio de limos y arenas en zonas superficiales y de arcillas en zonas más profundas.

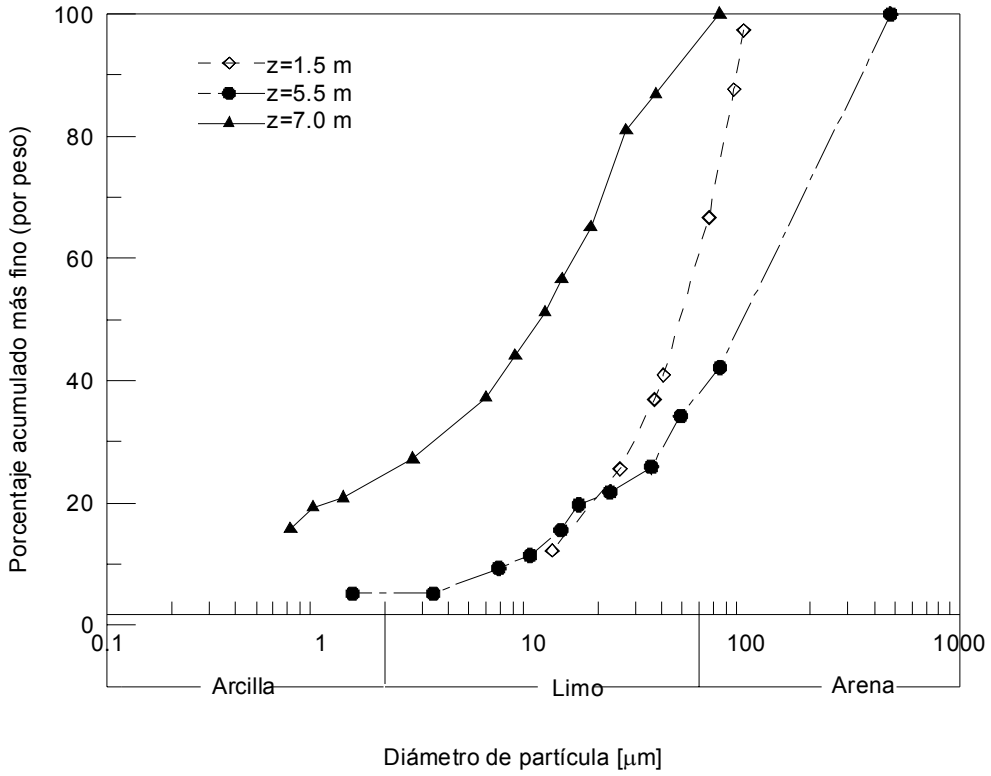


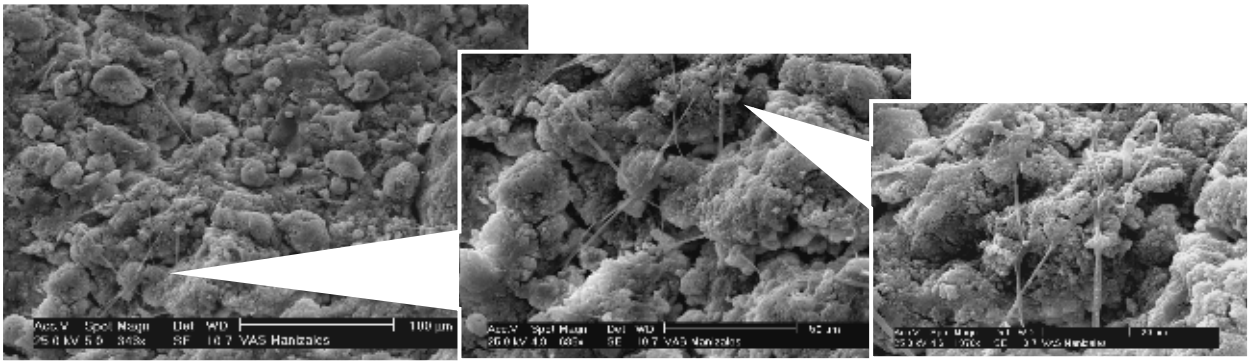
Figura 4: Distribución de tamaños de partículas (Localización: Manizales).

La amplia variación en la distribución de tamaños de partículas en suelos derivados de cenizas volcánicas también se observa en otras regiones. En Nueva Zelanda estos suelos contienen fracciones de arcilla variando entre 21% y 42%, de limo entre 52 % y 76% y de arena hasta un 30%, en West Indies (Dominica) y Japón los suelos contienen fracciones de arcilla variando entre el 17% y 19%, fracción de limo variando entre el 23% y el 51% y de arena entre el 25% y el 59% (Warkentin y Maeda, 1974; Rao, 1996).

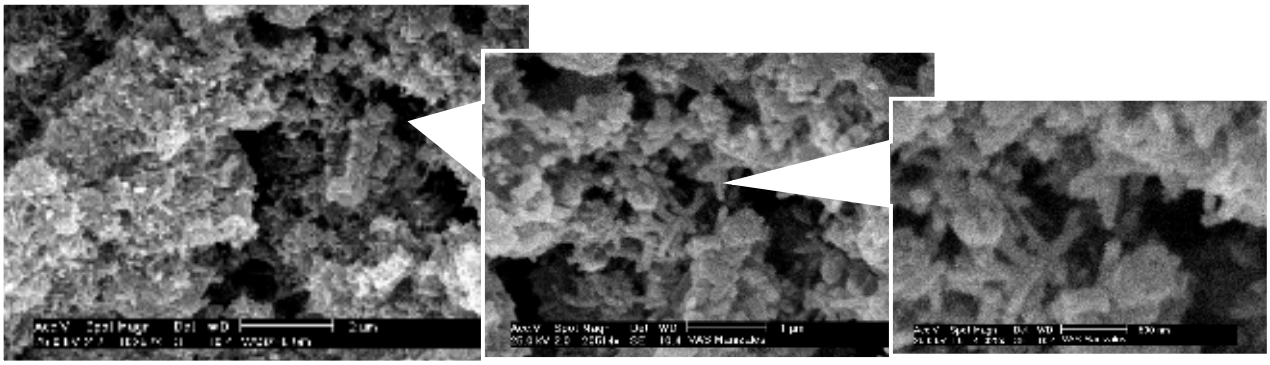
La presencia de partículas de la escala nanométrica resalta la importancia de la superficie específica y consecuentemente de las fuerzas superficiales: capilares y electromagnéticas sobre el comportamiento mecánico del suelo. La alofana e imogolita tienen elevada superficie específica, variando entre S_s=700 – 1100 m^2g^{-1} por medio del método de adsorción de éter monoetílico de etilenglicol (Shoji et al., 1993). La superficie específica de la haloisita varía

entre S_s=40 – 81 m^2/g, por adsorción de N_2 y alcanza valores dos a siete veces superiores utilizando éter monoetílico del etilenglicol (Poudel y West, 1999).

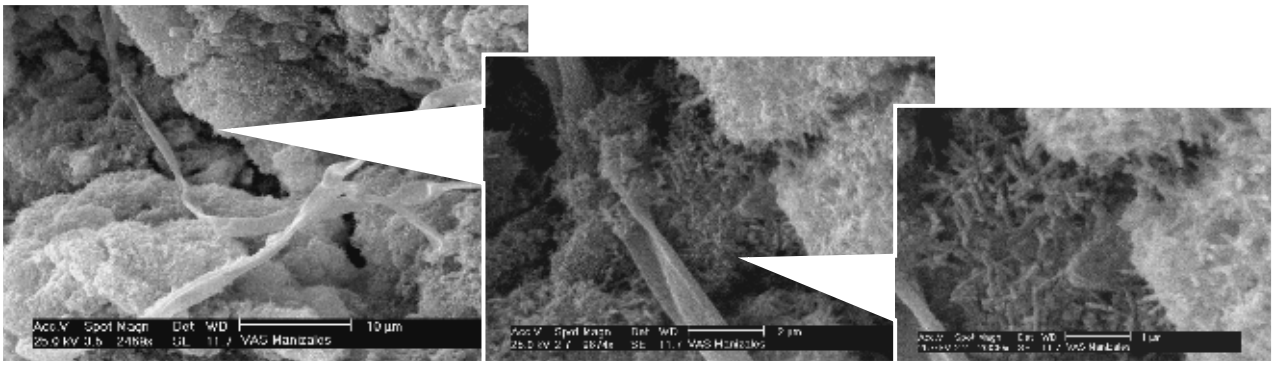
La superficie específica de los suelos derivados de cenizas volcánicas en Colombia, determinada mediante ensayos de adsorción de azul de metileno y de adsorción de gas (Nova 1200 Quantachrome) en la fracción inferior a 75 μm, dio como resultado S_s=147 – 177 m^2g^{-1} (método de adsorción de gas) y S_s=245 – 360 m^2g^{-1} (método de adsorción de azul de metileno) bajo condiciones húmedas. Los resultados denotan la presencia de partículas de la escala nanométrica con dimensiones equivalentes de 6 a 9 nm para partículas esféricas (diámetro = $6/(S_s\rho_w G_s)$), 4 nm a 6 nm para partículas prismáticas (longitud >> ancho, ancho = $4/(S_s\rho_w G_s)$), y 2 a 3 nm para partículas laminares (espesor = $2/(S_s\rho_w G_s)$).



a)



b)



c)

Figura 5: Imágenes de microscopia electrónica obtenida en diferentes grados de magnificación (Localización: Manizales. Profundidad: 7.0 m).

Imágenes de microscopía electrónica permitieron analizar estructura, arreglo de partículas y porosidad de estos suelos en estado inalterado (Figura 5). La Figura 5a presentan imágenes de una estructura formada por agregaciones multiformes, que tienen un diámetro equivalente promedio de 5,2 μm y puede variar entre 2,5 μm y 75 μm. Estas agregaciones están distribuidas de manera aleatoria, no presentan una orientación preferencial o patrón definido. Las

partículas que conforman las agregaciones pueden ser observadas a una escala inferior a las 2 μm. Las partículas observadas en la Figura 5b consisten de cilindros unidos unos a otros por sus extremos en dirección aleatoria. La longitud de estos cilindros varía entre 0,46 y 0,66 μm y su diámetro promedio es de 0,1μm. Basados en las características de estas partículas es posible concluir que corresponden a partículas de haloisita derivadas de la meteorización del vidrio volcánico.

Estas imágenes permiten observar una porosidad dual: entre agregaciones y dentro de cada agregación. La porosidad entre agregaciones, observada a una escala de 100 μm (Figura 5a), corresponde a vacíos sin una forma definida y con un diámetro equivalente variando entre 4,5 μm y 10 μm. En la microescala, se observa que los poros que separan las agregaciones tienen un diámetro equivalente de 0,5 μm a 2 μm. En la escala de 500 nm se puede observar la altísima porosidad formada dentro de cada agregación como consecuencia de un arreglo de partículas similar al de una formación coralina.

La distribución de poros obtenida por deadsorción de gas (Figura 6) para el rango de diámetros de 25 nm (mesoporos) a 169 nm (macroporos), sugieren predominio de poros en escala nanométrica con un diámetro promedio de 32 nm.

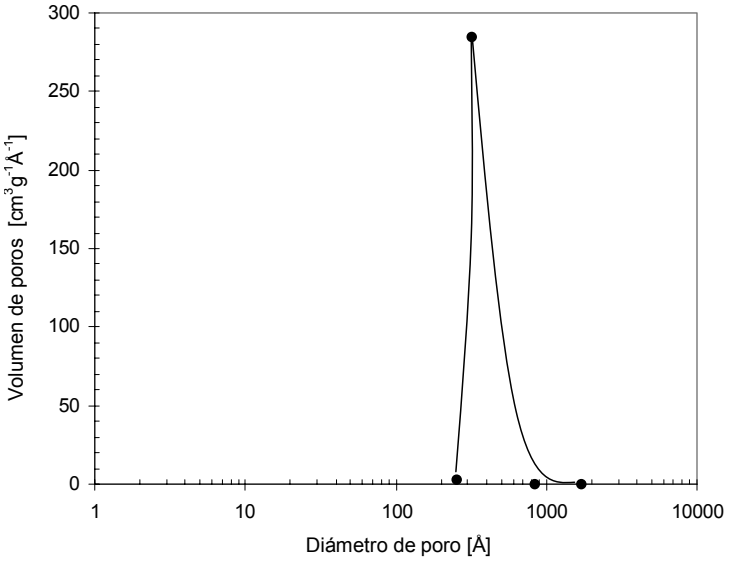


Figura 6: Distribución de tamaños de poros (Localización: Manizales. Profundidad: 7.0 m).

La porosidad calculada en la macroescala lleva a valores n = 0,57 y n = 0,79 para profundidades z = 5,5 m y z =7,0 m, respectivamente. Estos valores confirman que a medida que se profundiza, el grado de meteorización aumenta y se genera una estructura cementada altamente porosa.

La interacción de la superficie de los minerales de arcilla con iones disponibles en los fluidos tiene gran influencia sobre el comportamiento físico-químico de los suelos. Las fuerzas de repulsión o atracción entre las partículas, y consecuentemente su organización, están determinadas por el tipo y concentración de los iones que se adsorben sobre la superficie de los minerales. Estos iones permiten conocer la carga eléctrica de la superficie de las partículas. Por lo general se utiliza la capacidad de intercambio catiónico (CEC) como la medida de la carga negativa o cantidad total de cationes adsorbidos en la superficie de las partículas bajo ciertas condiciones de temperatura, presión y pH. La haloisita, alofana e imogolita desarrollan carga eléctrica dependiendo de las condiciones de pH. En este estudio, los suelos a diferente profundidad (z = 5,5 – 7,0 m) presentaron un pH próximo al estado neutro, pH = 6,5. En estas condiciones de pH, la capacidad de intercambio catiónico para suelos a z = 5,5 m y z = 7,0 m varío entre CEC=11,9 cmol(+)/kg y CEC=38,7 cmol(+)/kg, respectivamente. El incremento de la carga eléctrica con la profundidad es consecuencia del incremento del contenido de minerales de arcilla como la haloisita. Valores en el mismo rango han sido reportados para suelos derivados de cenizas volcánicas en Costa Rica (CEC=20 – 50 cmol(+)/kg – Wada, 1989) y Honduras (CEC=50.0 cmol(+)/kg – Fassbender, 1987).

Las condiciones de humedad impuestas por el medio por lo general llevan a estos suelos a estados no saturados y por lo tanto al desarrollo de succiones que afectan la interacción entre partículas y la respuesta mecánica del suelo. La

humedad natural de los suelos derivados de cenizas volcánicas en Colombia es gobernada por el grado de alteración de los sedimentos inicialmente depositados. Suelos jóvenes, densos y con menor contenido de arcilla presentan una humedad natural inferior que suelos más evolucionados, porosos y con mayor contenido de arcilla, bajo similares condiciones climáticas. En este estudio las muestras extraídas del mismo sitio a una profundidad z = 5,5 m presentan una humedad natural w_o = 30%, mientras que aquellas extraídas a z = 7 m tienen w_o = 117 – 127 %.

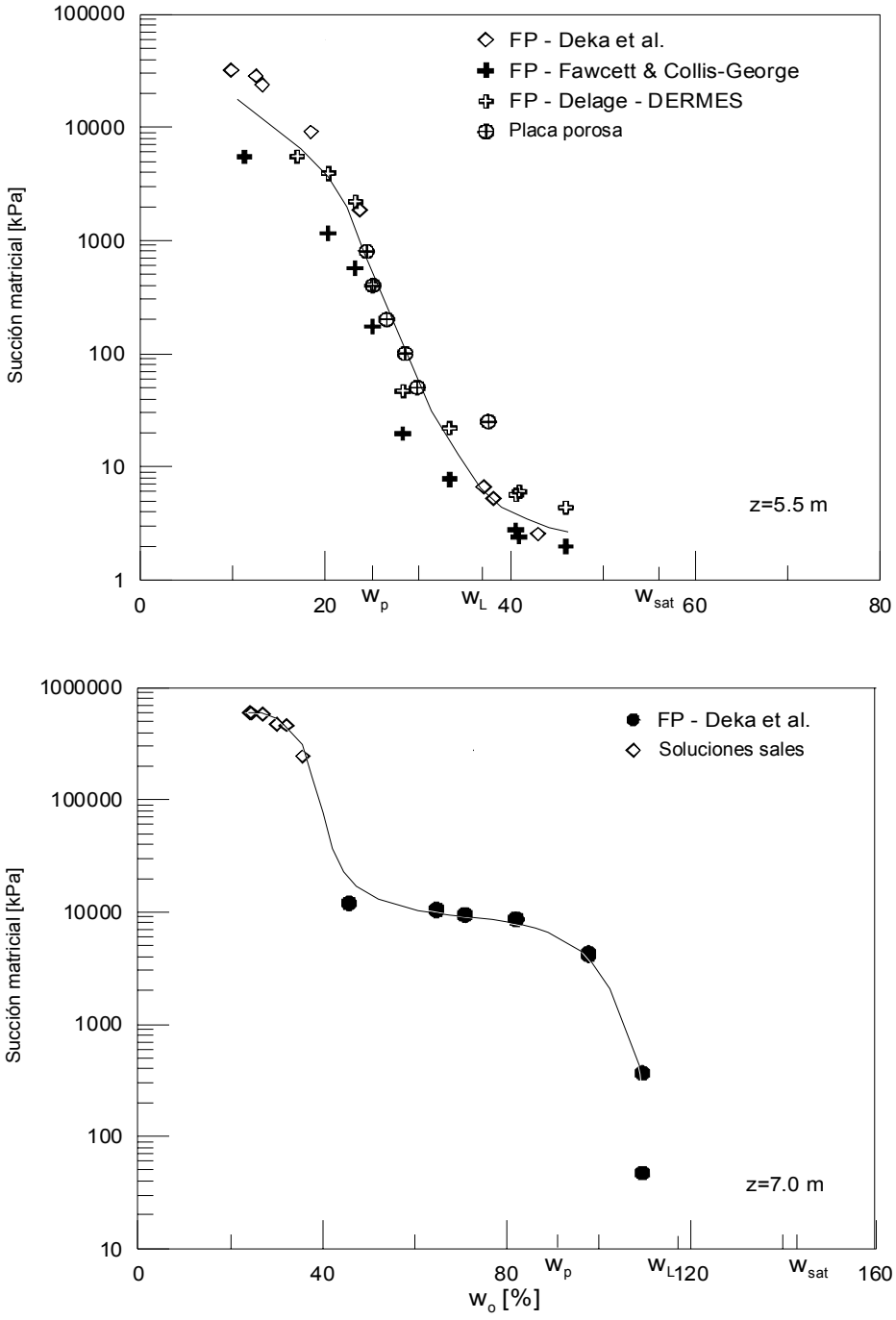


Figura 7: Curvas características de retención de agua para suelos derivados de cenizas volcánicas en Colombia (Localización: Manizales. Profundidad: z=5.5 m y z=7.0 m). Los resultados utilizando el método del papel filtro FP son interpretados siguiendo los autores referidos.

La curva característica de los suelos derivados de cenizas volcánicas en Colombia extraídos a z = 5,5 m y z = 7 m se obtuvo mediante placa porosa, transferencia de vapor y papel filtro. Los resultados de la variación de la succión

matricial con la humedad son resumidos en la Figura 7. En estos suelos se encontró que la componente osmótica de la succión total es prácticamente despreciable ($\pi < 10$ kPa). Esto se determinó a partir de la medición de la conductividad eléctrica y el cálculo de la succión osmótica con base en USDA (1950) y McBride (1994).

El suelo a $z = 7.0$ m es un suelo con una estructura muy abierta, altos contenidos de arcilla capaz de alojar grandes cantidades de agua (w_{sat} = 139% – 144%). En la curva característica se pueden apreciar tres regiones que indican el predominio de diferentes mecanismos de retención de agua (i.e. capilar, adsorción en corto rango). La región con humedad por encima de w_o = 98% presenta elevados cambios de succión con pequeños incrementos de humedad. El grado de saturación correspondiente a esta humedad (S_r = 66%) denota la presencia de aire en el suelo, que estaría ocupando principalmente los macroporos formados entre las agregaciones localizados cerca de la superficie. Los cambios de succión en esta región podrían ser atribuidos a la alta sensibilidad de la capilaridad en microporos ante ligeros cambios de humedad. La región con humedad inferior a w_o = 98% y superior a w_o = 36% presenta pequeños cambios de succión con altas variaciones de humedad. Las succiones generadas son muy altas y superan ψ = 4,3 MPa. Esta región de baja pendiente hace distintiva la curva característica de estos suelos respecto a curvas convencionales. Una explicación a ésto podría asociarse con la capilaridad en los macroporos. Cuando se presentan grandes pérdidas del agua contenida en los macroporos ocurren bajas pérdidas de succión. La última región corresponde a niveles de succión muy elevados obtenidos con la técnica de transferencia de vapor. En esta región la succión supera ψ = 242 MPa para humedades inferiores a w_o = 36%. Estos altos niveles de succión podrían atribuirse a fuertes efectos capilares desarrollados posiblemente en partículas de la fracción nanométrica y a la fuerte adsorción de agua sobre las paredes de los minerales de arcilla y en el interior de su estructura.

Los suelos próximos a la superficie (profundidad: z = 5,5 y z = 1,5 m) tienen menor grado de meteorización, mayor densidad y mayor contenido de limos y arenas. Estos suelos presentan menor capacidad para alojar agua (w_{sat} = 56%) y una mayor sensibilidad de la succión al cambio de humedad como se observa en la Figura 7. En el estado funicular (w_o = 22% - 38%) se aprecian grandes cambios de succión debidos a bajos cambios de humedad. En esta zona la alta pendiente de la curva sugiere que la distribución de poros de estos suelos cubre un amplio rango de diámetros, por lo que los efectos capilares varían considerablemente con la humedad.

PROPIEDADES ÍNDICES

La presencia de alofana, imogolita y haloisita contribuye al desarrollo de las propiedades químicas y físicas únicas que estos suelos exhiben. Entre estas propiedades las más reconocidas son: baja densidad, alta plasticidad, alta capacidad de retención de agua, friabilidad y tendencia a agregarse (Wesley, 1973; Wesley, 1974; Wesley, 1977, Wesley, 2003; O´Rourke y Crespo, 1988; Rouse, 1990; Rao, 1995; Wesley, 2001; Wan et al., 2002; Wesley, 2003a, Ugolini y Dahlgren, 2004; Nanzyo, 2004). Algunos valores típicos de las propiedades índices de los suelos derivados de cenizas volcánicas en Colombia en comparación con otros países son mostradas en la Tabla 2.

Tabla 2: Propiedades índice - Suelos derivados de cenizas volcánicas en Colombia y otros países.

Propiedades	Colombia		Otros países		
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	Japón	[18]
			4.8 – 7.2	Nueva Zelandia	[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	Japón	[11]
	2.50 – 2.67	[28]	2.28 – 2.65	Fiji	[7]
S_a [m^2g^{-1}]	170 – 340	[28]	50 – 250	Japón	[18]
			581 Alofana (adsorción de N_2)	–	[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 alofana predominante	India	[20]
	2.0 – 2.7	[4]	3.0 – 5.7, 1.0 – 6.1	Japón	[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]

Propiedades		Colombia		Otros países		
		29 – 119%	[28]	102 – 205%, 40 – 50%, 27 – 184%	Japón	[6, 11, 9]
w_L		52 – 64% 60 – 70% 120 – 250 % 37 –117%	[4] [12] [15] [28]	70 – 110% haloisita predominante 85 – 190% alofana predominante 95 – 107% haloisita predominante 156 – 165% alofana predominante 179 – 187% 80 – 213% 72 – 159%, 31 – 40% 105 – 107%	Indonesia Indonesia Nueva Guinea Nueva Guinea Indonesia India Japón Ecuador	[25] [25] [10] [10] [26] [19] [18, 11] [8]
w_P		27 – 33% 45 – 50% 70 – 150% 25 – 90%	[4] [12] [15] [28]	55 – 75% haloisita predominante 65 – 150% alofana predominante 65 – 73% haloisita predominante 119 – 129% alofana predominante 139 – 149% 40 – 100%, 17 – 20% ~ 60%	Indonesia Indonesia Nueva Guinea Nueva Guinea Indonesia Japón Ecuador	[25] [25] [10] [10] [26] [18, 11] [8]
S_r		65 – 88%	[28]	50 – 80% > 95%	India Japón	[16] [6]
γ_{dry} [kN/m^3]		8.70 (limo arenoso) 10.7 (arena limosa) 7.0 – 8.4 4.5 – 13.8 5.7 – 13.8	[21] [21] [4] [1] [28]	4.0 – 7.2, 3.8 – 12.7 7.9 – 9.8 4.3 – 7.6	Japón Fiji Java	[6, 9] [7] [22]
γ_{sat} [kN/m^3]		15.1 (limo arenoso) 16.1 (arena limosa) 12.8 – 13.1	[21] [21] [28]	13.3 – 14.9 11 – 14 21.8 – 25.7	India Ecuador Japón	[19] [13] [9]
Fracción	Arena	5 – 40%	[28]	0 – 30%* 25 – 59%**	* Nueva Zelandia ** West Indies and Japón	[20]
	Limo	55 – 70%		52 – 76%* 23 – 51%**		
	Arcilla	5 – 25%		21 – 42%* 17 – 19%**		[24]

Referencias: [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, 1984. [13] O'Rourke and Crespo, 1988. [14] Parfitt and Kimble, 1989. [15] Rivera J.D., 2003. [16] Rouse, 1986. [17] Shoji et al., 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] este estudio.

Suelos derivados de cenizas volcánicas presentan relaciones de vacíos muy elevadas, variando típicamente entre e = 2,5 y e = 7 (Rants et al., 2002; Wesley, 2001; So, 1998) y baja densidad seca, aproximadamente de ρ_d = 0,9 gcm^{-3} o menor (Shoji et al., 1993). En Colombia se han encontrado relaciones de vacíos variando entre e = 2 hasta valores muy altos e = 7 de acuerdo con Forero et al. (1999). Los suelos estudiados en esta investigación presentaron relaciones de vacíos variando entre e = 1,3 y e = 3,8 y densidades variando entre ρ_d = 0,56 gcm^{-3} y ρ_d =1,03 gcm^{-3}.

En estado inalterado, los suelos derivados de cenizas volcánicas parecen estar formados por agregaciones de tamaño arena o limo y presentan baja plasticidad o no son plásticos. Sin embargo, cuando son remoldeados su apariencia cambia a la de suelos finos con elevada plasticidad y humedad (NZ Geotechnical Society, 2005).

Los procesos de secado modifican algunas propiedades del suelo, en especial la plasticidad. La alta plasticidad que estos suelos presentan en condición natural se reduce cuando el suelo es expuesto a secado al aire o al horno. La variación de la plasticidad por desecación depende de la humedad inicial, la temperatura y la duración de la desecación. Mientras que la mayor parte de la literatura técnica (Warkentin y Maeda, 1974; Maeda et al., 1977; Lohnes y Demirel, 1983; Wells y Northey, 1984; Townsend, 1985; Moore y Styles, 1988; Wells y Theng, 1988; Wesley, 1996; Pandian et al., 1993; Shoji et al., 1993; Wan et al., 2002; Wesley, 2003) reporta la variación de la desecación como un proceso irreversible, esa misma literatura no estima el grado de irreversibilidad de este proceso en función de la humedad inicial, la temperatura y la duración de la desecación.

Los límites de Atterberg de los suelos derivados de cenizas volcánicas de Colombia fueron estudiados a humedad natural y después de ser sometidos a secado. Los resultados (Figura 8) indican que estos suelos son por lo general, limos de alta o baja plasticidad, localizados bajo la línea A. Los límites de Atterberg pueden alcanzar valores significativamente altos cuando los ensayos son realizados a partir de la humedad natural y sin previo secado del material. De los minerales presentes en la fracción arcillosa, la alofana y la imogolita son los que más contribuyen al incremento de la plasticidad (Rao, 1996; Rants et al., 2002). El secado del suelo antes del ensayo redujo los límites de Atterberg y la plasticidad de estos suelos. Los cambios se hacen más severos para suelos con una plasticidad natural alta y a medida que ocurre mayor pérdida de humedad previa al ensayo. En la Tabla 3 se resumen los cambios debidos a secado para suelos en Colombia y en otros países.

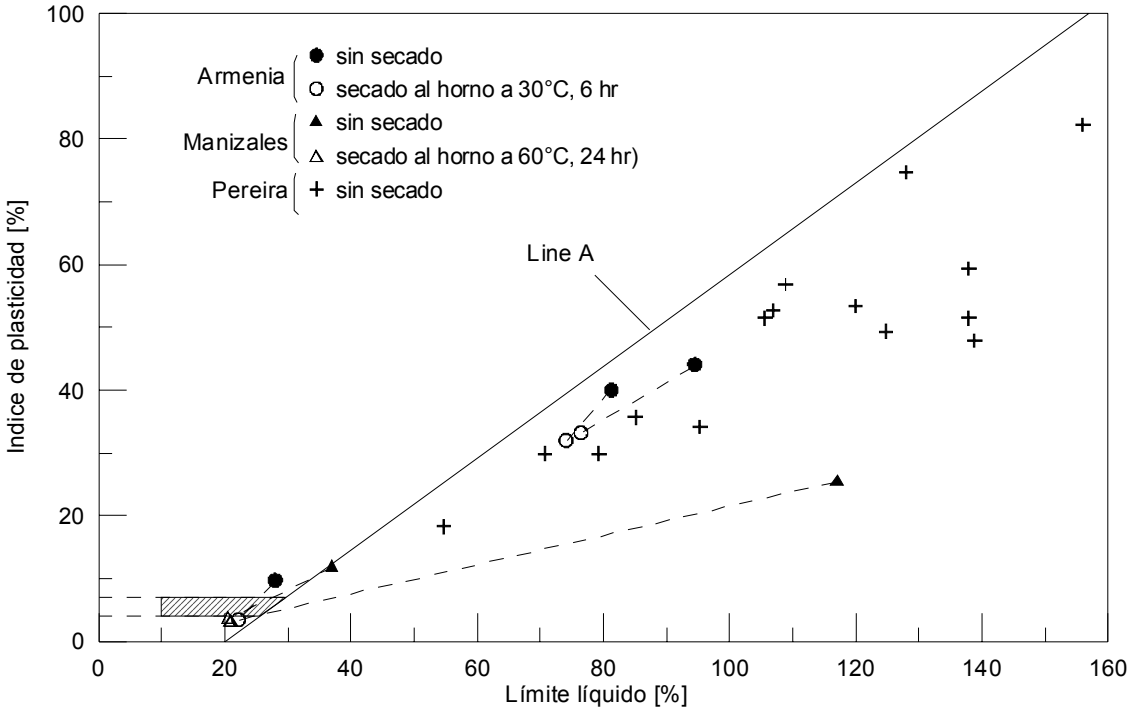


Figura 8: Clasificación de suelos derivados de cenizas volcánicas en Colombia en la carta de plasticidad (datos resumidos para Pereira obtenidos por Uniandes, 2001).

Tabla 3: Cambios en los límites de Atterberg inducidos por secado.

Propiedades	Condición	Colombia	Ecuador [2]	Nueva Guinea [3]
w_L	Natural	117% [5] 81 – 94% [4] 112 – 183% [1] 104 – 200% [1] 97 – 111% [1]	105 – 107%	Haloisita predominante: 95 – 107% Alofana predominante: 156 – 165%
	Secado al horno	59% [5] 74 – 76% [4] 57 – 94% [1] 51 – 66% [1] 64 – 70% [1]	59%	Haloisita predominante: 61 – 65% Alofana predominante: 44%
w_P	Natural	90% [5] 45 – 50% [4] 82 – 113% [1] 57 – 98% [1] 73 – 76% [1]	~ 60%	Haloisita predominante: 65 – 73% Alofana predominante: 119 – 129%

Propiedades	Condición	Colombia	Ecuador [2]	Nueva Guinea [3]
	Secado al horno	46% [5] 42 – 45% [4] 46 – 80% [1] 49 – 64% [1] 56 – 58% [1]	46%	Haloisita predominante: 46 – 47% Alofana predominante: 42%

Referencias: [1] Arango, 1993, [2] Mendoza, 1985, [3] Moore and Styles, 1988, [4] Rivera, 2003, [5] Este estudio.

PROPIEDADES MECÁNICAS

La historia de formación y los resultados experimentales indican que los suelos derivados de cenizas volcánicas en Colombia son suelos cementados que evolucionan a partir de la meteorización de cenizas volcánicas. Diferentes mecanismos químicos y físicos gobiernan el acercamiento de las partículas y la formación de agregaciones.

Actualmente los suelos derivados de cenizas volcánicas en Colombia presentan propiedades mineralógicas y físicas notablemente distintas de las que exhiben los sedimentos de cenizas volcánicas recién depositadas. Mientras que las cenizas emanadas se sedimentan alcanzando relaciones de vacíos que varían entre e = 0,8 y e = 1,7 (ver Figura 9), la meteorización química lleva a la disolución y reprecipitación de nuevos minerales y a la formación de suelos residuales con una relación de vacíos muy alta y evidentes características de cementación.

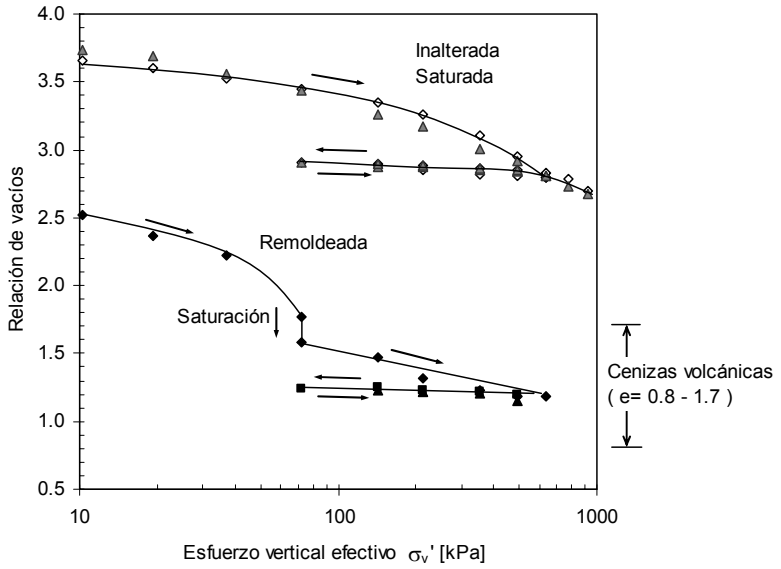


Figura 9: Relación de vacíos vs. esfuerzo vertical efectivo. Muestras inalteradas saturadas sin esfuerzo aplicado y muestras remoldeadas preparadas con material secado pasando tamiz No. 200 y saturadas a σ_v'=72 kPa.

La acción cementante es realizada por los minerales de la fracción de arcilla derivados de la meteorización de las cenizas volcánicas, principalmente por haloisita y posiblemente por alofana e imogolita. Estos minerales son susceptibles de disolverse en soluciones ácidas (ácido sulfúrico) y presentan baja solubilidad en agua. Otros agentes cementantes que como el carbonato de calcio, comúnmente encontrado en suelos, no está presente en los suelos derivados de cenizas volcánicas en Colombia.

La estructura natural del suelo explica índices de consistencia muy bajos ($I_c \sim 0$) y altas humedades in situ (w_o = 98% – 131%). Esta estructura es igualmente responsable de las propiedades de resistencia, compresión y conducción.

Respuesta esfuerzo-deformación: condición K_o

La respuesta esfuerzo-deformación de los suelos derivados de cenizas volcánicas de Colombia se estudió mediante ensayos oedométricos con muestras inalteradas y reconstituidas, obtenidas de bloques de suelo extraídos de un talud de la Zona Cafetera (Manizales).

Las muestras inalteradas fueron talladas a mano minimizando alteración. La relación de vacíos inicial varió entre e = 3,7 – 3,8 y la humedad natural entre w_o = 119% - 128%. Estas muestras fueron ensayadas en condiciones de humedad natural y de saturación. La saturación de estas muestras fue realizada antes de aplicar la carga, por medio de inmersión en agua y monitoreando la deformación vertical. Los cambios volumétricos durante la saturación fueron despreciables.

Las muestras inalteradas presentan dos zonas diferenciadas por su comportamiento compresivo (Figura 9). A pesar de la alta humedad inicial, alta relación de vacíos y alta plasticidad, el suelo presenta baja compresibilidad (C_c = 0,19 – 0,35) a esfuerzos verticales efectivos inferiores a σ_v'= 200 – 300 kPa. En esta zona la cementación limita las deformaciones. Una vez se supera este nivel de esfuerzos, ocurre un incremento considerable de la compresibilidad (C_c = 0,85 – 1,40) debido al deterioro o destrucción de la estructura cementada (Wesley, 2003). El esfuerzo que limita las dos zonas ha sido denominado por algunos investigadores como un esfuerzo de preconsolidación aparente ya que no es debido a la historia de carga del suelo (Wesley, 1973; Jacquet, 1990; Wesley, 2001) sino a la cementación. La descarga y recarga siguen trayectorias similares y presentan coeficientes de recompresión variando entre C_r = 0,08 y C_r = 0.12.

Las muestras remoldeadas fueron construidas con suelo secado previamente al horno separado en diferentes fracciones de tamaño de partícula para simular diferentes grados de remoldeo y construidas procurando una ligera compactación para alcanzar las altas relaciones de vacíos del estado inalterado. La relación de vacíos inicial de estas muestras varía entre e = 2,2 y e = 2,7. La alta porosidad del estado inalterado no puede ser alcanzada con el material remoldeado. La curva de compresión de estos materiales se presenta en la Figura 9. Estas muestras son cargadas con un esfuerzo vertical σ_v' = 72 kPa similar al esfuerzo vertical in situ a la profundidad a la cual fueron extraídas las muestras (z = 7 m). Después de alcanzar este esfuerzo, las muestras son saturadas por humedecimiento desde la base del oedómetro para anular los efectos capilares. Durante la saturación se registra una deformación volumétrica positiva (contracción) variando entre ε_z = 4 – 13% aproximadamente. Después de la saturación, se incrementó el esfuerzo vertical sucesivamente y se registró la compresión del suelo con un coeficiente de compresión C_c = 0,35 – 0,62. Las ramas de descarga y recarga producen muy bajos cambios de volumen dados por un coeficiente de expansión y recompresión variando entre C_r = 0.03 – 0.05.

Los resultados demuestran la influencia de la cementación sobre el comportamiento mecánico del suelo. El desarrollo de esta cementación depende del grado de meteorización del suelo. Por otra parte, el remoldeo lleva a muestras con relaciones de vacíos considerablemente menores. La cementación natural que confiere alta porosidad al suelo se deteriora irreversiblemente con el secado y la desagragación mecánica impuesta. Este cambio lleva a efectos importantes sobre la compactación y la estabilidad de estos materiales por remoldeo.

Tasa de consolidación y conductividad hidráulica

La conductividad hidráulica del suelo inalterado se determinó a partir del coeficiente de consolidación C_v en cada uno de los esfuerzos aplicados. El coeficiente de consolidación es calculado por medio del método de la raíz cuadrada del tiempo propuesto por Taylor (1948). La Figura 10 presenta los resultados C_v en función del esfuerzo. La conductividad hidráulica de estos suelos es baja, similar a la que exhiben arcillas y limos arcillosos de baja permeabilidad.

En coherencia con las tendencias mencionadas de la compresibilidad y la rigidez, las curvas de la tasa de consolidación y la conductividad hidráulica en función del esfuerzo presentan dos regiones de comportamiento distintivo (Figura 10). La primera región, en esfuerzos inferiores a σ_v' = 143 kPa, se caracteriza porque la conductividad hidráulica permanece prácticamente constante y es independiente del esfuerzo. La segunda región, en esfuerzos mayores a σ_v'=143 kPa, muestra que la conductividad hidráulica es controlada por el esfuerzo vertical efectivo y se reduce hasta alcanzar k = 1.9×10^{-9} m/s en σ_v' = 636 kPa.

Adicionalmente, la tasa de consolidación de las muestras remoldeadas se presenta en la parte inferior de Figura 10. Los datos de C_v son inferiores a los observados para muestras inalteradas y presentan poca variación con el esfuerzo. Mayor densidad de las muestras remoldeadas respecto a las inalteradas y pérdida de la cementación durante su preparación explican estos cambios.

Rigidez en pequeñas deformaciones – Velocidad de onda cortante

La evolución de la velocidad de onda cortante durante carga y descarga es monitoreada por medio de bender elements instalados en la base y en el cabezal de la celda oedométrica. Los resultados de la velocidad de onda cortante reflejan la evolución de la rigidez durante los cambios de esfuerzo en condiciones oedométricas.

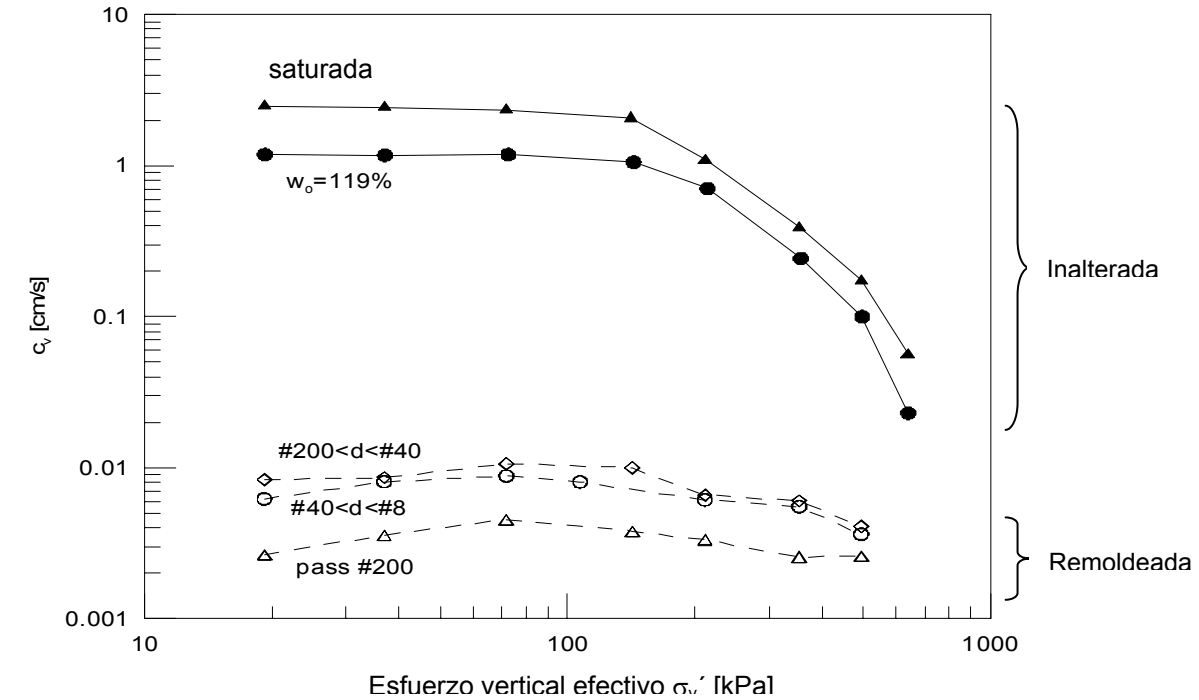


Figura 10: Coeficiente de consolidación vs. esfuerzo vertical efectivo – Datos obtenidos bajo condición k_o. (Localización: Manizales. Profundidad: 7.0 m).

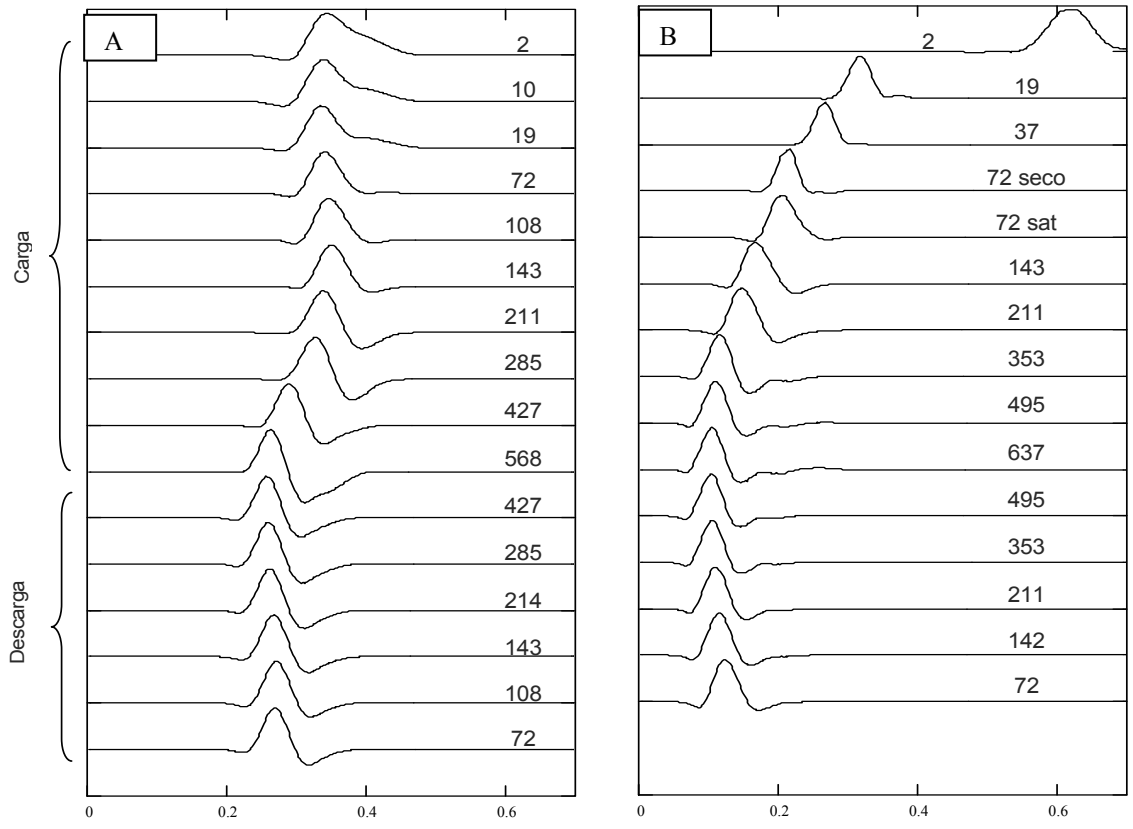


Figura 11: Señales de onda cortante bajo diferentes niveles de esfuerzo – cada señal en kPa. a) Muestra inalterada para una humedad inicial w_o=118%; altura inicial de la muestra: 45.91 mm. b) Muestra remoldeada preparada con material seco, triturado, pasando tamiz No. 40 y retenido del tamiz No. 200; la muestra es saturada en σ_v'=72 kPa; altura inicial de la muestra: 35.40 mm.

La Figura 12 resume la evolución de la velocidad de onda cortante en muestras inalteradas y remoldeadas durante las etapas de carga, descarga y recarga. Basados en la función potencial de Hardin y Richart (1963), la velocidad de onda cortante en función del esfuerzo puede aproximarse mediante:

$$V_S = \alpha\left(\frac{\sigma_p' + \sigma_m'}{2\ kPa}\right)^{\beta}, \tag{1}$$

en donde σ_p' y σ_m' son los esfuerzos efectivos en la dirección de la propagación de la onda y del movimiento de las partículas.

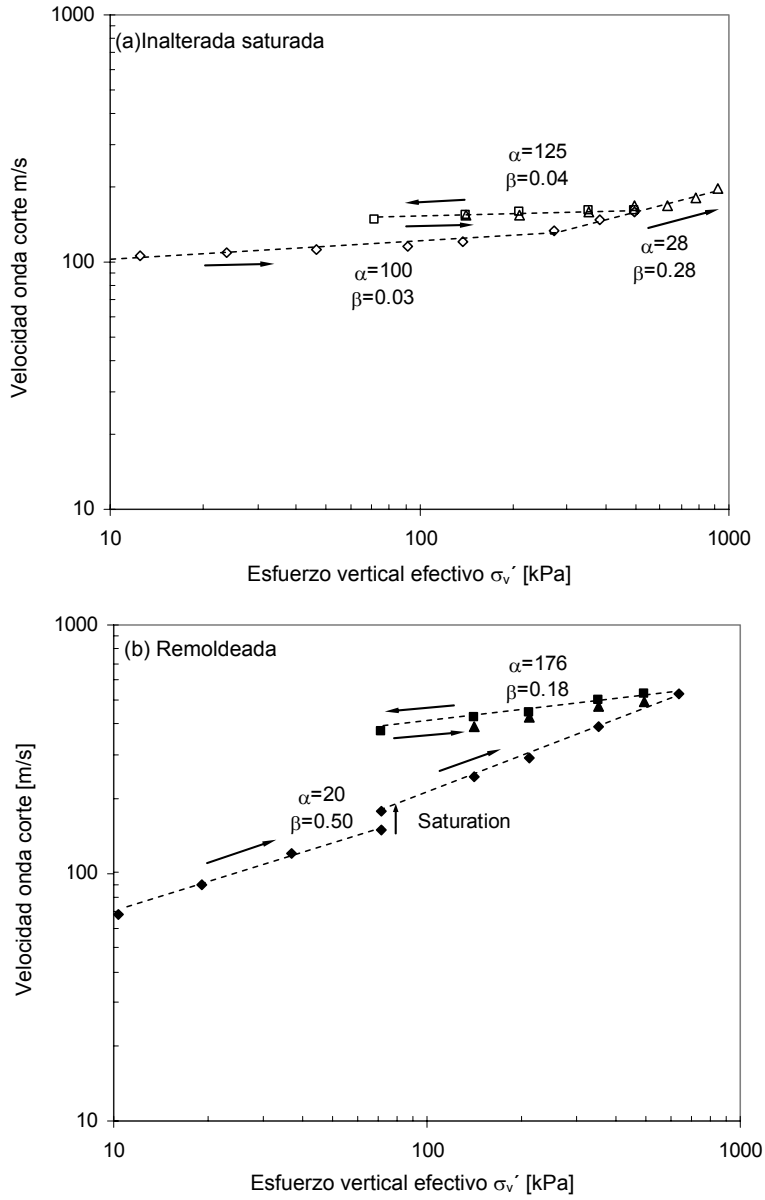


Figura 12: Velocidad de onda cortante vs. esfuerzo vertical efectivo. a) Muestra inalterada saturada sin esfuerzo aplicado. b) Muestra remoldeada preparada con material pasando el tamiz No. 200 y saturada a σ'_v=72 kPa (Localización: Manizales. Profundidad: 7.0 m).

De acuerdo con la Figura 12, en las etapas iniciales de carga ($\sigma_v' < 200$–300 kPa), la velocidad de onda cortante de las muestras inalteradas es ligeramente afectada por el esfuerzo. En estas etapas $\beta = 0.005$–$0.08 \approx 0$, lo cual denota la presencia de cementante uniendo las partículas y contribuyendo a la rigidez del suelo. Para $\sigma_v' > 200$–300 kPa la

velocidad de onda experimenta un cambio de tendencia demostrado en una mayor dependencia del esfuerzo aplicado e incremento del exponente β ($\beta \sim 0.5$). Este cambio obedece a la degradación de la cementación.

La velocidad de onda cortante de las muestras inalteradas presenta ligeras diferencias entre las condiciones no saturada y saturada, y consecuentemente una baja contribución de la succión a la rigidez. Ésto se debe a que las muestras no saturadas presentan una humedad inicial muy alta y grado de saturación S_r > 86% en el que los efectos capilares son mínimos.

La velocidad de onda cortante de las muestras remoldeadas y la rigidez son controladas por el nivel de confinamiento aplicado. Durante la saturación estas muestras colapsan y el incremento de la densidad lleva al aumento de la velocidad de onda cortante.

Durante la etapa de descarga, la pendiente de las muestras inalteradas y remoldeadas se mantiene muy baja. El valor β de las muestras inalteradas (β < 0,05) es inferior al β de las muestras de las muestras remoldeadas (β > 0.1). Este comportamiento sugiere que existe alguna cementación remanente en las muestras inalteradas.

Los parámetros α y β de la ecuación (1) para todos las muestras, durante y después de la fluencia se grafican en la Figura 13. La figura incluye la localización de los parámetros de arcillas y arenas por comparación. Esta figura confirma que en estado inalterado los suelos derivados de cenizas volcánicas en Colombia son cementados. Cuando se supera el esfuerzo en el que se degrada la estructura cementada, los suelos se comportan como materiales remoldeados.

Yun y Santamarina (2005) observaron que en materiales cementados (p.e. arenas cementadas) la velocidad de onda es superior a la velocidad de onda de materiales no cementados, para cualquier nivel de esfuerzos. Este comportamiento difiere del observado en suelos derivados de cenizas volcánicas en Colombia para las cuales la velocidad de onda cortante del suelo cementado e inalterado es inferior a la velocidad de onda cortante de suelos remoldeados para esfuerzos en el rango intermedio–alto de relevancia para aplicaciones en ingeniería. Esta es una característica sorprendente de estos suelos atribuida a la estructura desarrollada durante su evolución. Las diferencias se deben a que las arenas cementadas o no cementadas se organizan en un rango estrecho de relación de vacíos y bajo número de coordinación, mientras que los suelos cementados derivados de cenizas volcánicas presentan relaciones de vacíos considerablemente mayores respecto al estado remoldeado. La cementación en estos suelos ocurre en baja coordinación de partículas por lo cual lleva a valores bajos de velocidad. Estas observaciones aplican también para el módulo cortante cuando se aplican las correcciones apropiadas de densidad.

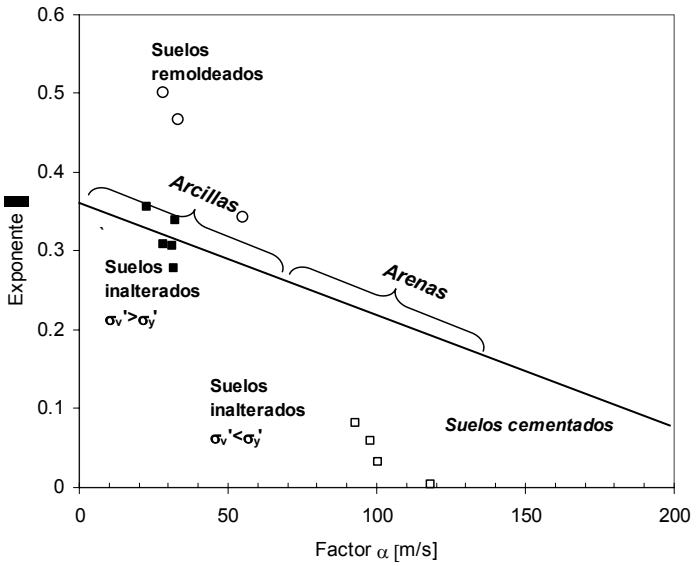


Figura 13: Valores de los coeficientes α y β. La tendencia lineal corresponde a suelos remoldeados β=0.36-α/700 (con α en [m/s]; Santamarina et al., 2001). Los segmentos en los que se presentan los datos de este estudio representan el rango de los parámetros calculados con k_o=0 y k_o=0.5.

Resistencia cortante drenada

Los suelos derivados de cenizas volcánicas usualmente tienen propiedades atípicas de resistencia cortante a pesar de la alta humedad y alta plasticidad que presentan. Estas propiedades son el resultado de la estructura cementada y de las succiones debidas al estado de no saturación del material. Evidencia de ésto son las elevadas pendientes observadas taludes naturales en este tipo de material y los elevados ángulos de fricción reportados típicamente en la literatura (Rao, 1995; Wesley, 1977; Rouse, 1986; Rouse, 1990). En Colombia se observan taludes estables con alturas mayores a 10 m y pendientes superiores a 60°. Los ángulos de fricción de estos suelos pueden variar entre $\varphi = 26°$ y $\varphi = 43°$ (Forero et al., 1999). En otros países se han reportados ángulos de fricción de φ =29º-41º para tipos de suelos similares, con humedades entre w_n = 50-100 % y límites líquidos entre w_L = 80-213 % (Rao, 1995).

El estudio del comportamiento mecánico de suelos derivados de cenizas volcánicas en Colombia se realizó mediante ensayos de corte directo y triaxial CU, con muestras de suelo inalterado, saturadas para eliminar los efectos capilares.

Los ensayos de corte directo se realizaron con muestras inalteradas, saturadas y consolidadas con esfuerzos normales variando entre σ_n' =50 – 600 kPa. La relación de vacíos y la humedad de saturación de las muestras varío entre e =1,30 – 1,48 y w_{max} = 45 – 50%, respectivamente. La saturación se realizó mediante inundación, registrando la deformación vertical (valores despreciables). Durante cada ensayo el corte se aplicó velocidad constante de desplazamiento horizontal de 0,13 mm/min, seleccionada para evitar la generación de exceso de presión de poros. El criterio de selección se basa en considerar un tiempo de falla $t_f = 50 t_{50}$ [min] (ASTM D3080), en donde t_{50} [min] es el tiempo requerido para alcanzar el 50% de la consolidación bajo el esfuerzo normal.

La deformación vertical observada durante la consolidación es baja para esfuerzos variando entre σ_n' = 50 – 150 kPa (ε_z = 1% - 3%) y aumenta considerablemente para esfuerzos variando entre σ_n' = 200 – 600 kPa (ε_z = 8%-21%). Las muestras presentan un comportamiento predominantemente contractivo con excepción de la muestra bajo un esfuerzo σ_n' = 50 kPa que presentó dilatancia. La contracción se incrementa con el esfuerzo y el mayor incremento ocurre a un esfuerzo σ_n' = 150 kPa. La Figura 14 presenta los resultados de los ensayos de resistencia cortante. En esta figura se observa una ligera variación de la resistencia con el esfuerzo normal para muestras sometidas a un esfuerzo normal menor que σ_n' = 200 kPa. El ángulo de fricción en esta región es aproximadamente φ =12° y la resistencia varía en un rango entre τ_{max} = 60 kPa y τ_{max} = 110 kPa. Cuando el esfuerzo normal supera σ_n' = 200 kPa la resistencia máxima aumenta significativamente con el esfuerzo normal, lo cual se manifiesta en el incremento del ángulo de fricción (φ =30° – 32°).

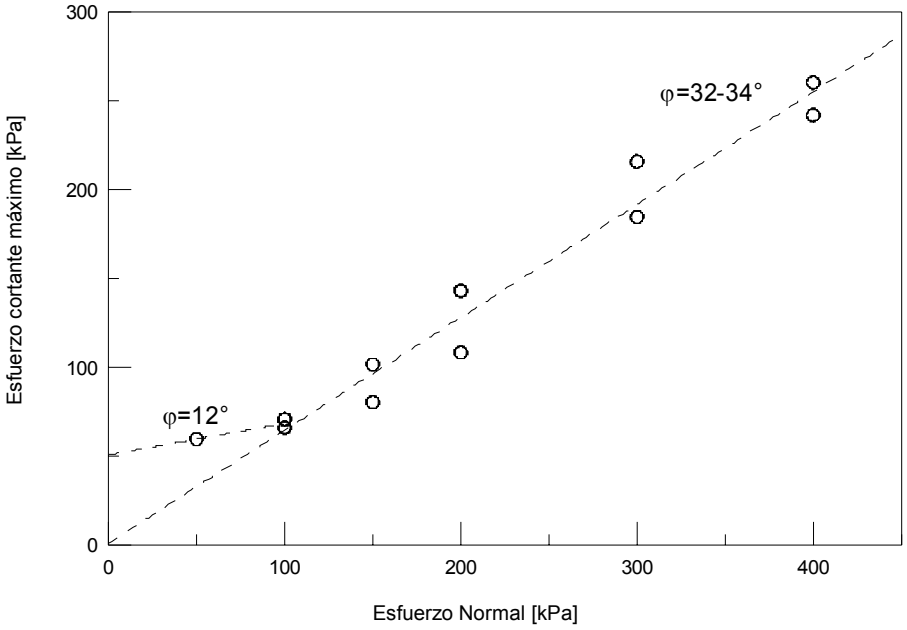


Figura 14: Datos de resistencia ensayo de corte directo – Muestras saturadas (Localización: Manizales. Profundidad: 5.5 m).

El ensayo de compresión triaxial CU fue realizado en muestras inalteradas (h_o =10.0 cm, d_o=5.0 cm). Las muestras se saturaron por contrapresión hasta valores del parámetro B de Skempton superiores 0,9. En este punto consideró que la muestra estaba saturada. De las trayectorias de esfuerzos en el espacio $q - p$ (Figura 15) se obtuvo la línea del estado

crítico con una pendiente M =1.2 correspondiente a φ = 30°. Esta línea intercepta el eje vertical en q = 30 kPa. Este intercepto puede interpretarse como la existencia de una estructura ligeramente cementada como resultado de la historia de formación de los suelos extraídos a z = 5,5 m de profundidad.

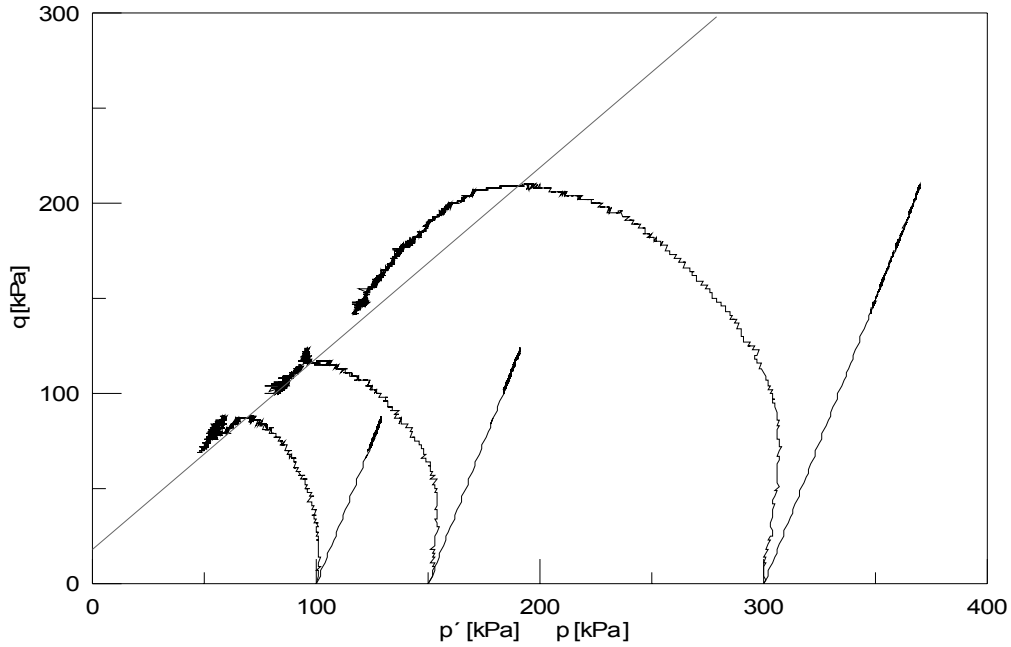


Figura 15: Datos de ensayo de compresión triaxial CU – Muestras saturadas (Localización: Manizales. Profundidad: 7.0 m).

Sensitividad

En comparación con suelos de origen sedimentario de similar plasticidad, se ha observado que algunos suelos derivados de cenizas volcánicas presentan baja sensitividad. El ángulo de fricción presenta ligeras diferencias entre el estado de resistencia pico y residual de acuerdo con datos reportados para suelos de Dominica (West India), Indonesia, Papua New Guinea y Tanzania (Rao, 1995, Wesley, 1977). Estas ligeras diferencias pueden estar relacionadas con la presencia de alofana, haloisita e imogolita. Wesley (1977) sugiere que las partículas de alofana, debido a su estructura no cristalina (no laminar), no alcanzan una orientación preferencial única más allá de la resistencia máxima y consecuentemente las diferencias entre los estados de resistencia máxima y residual son ligeras.

Una tendencia diferente ha sido reportada en suelos derivados de cenizas volcánicas en Nueva Zelanda. A partir de ensayos de compresión inconfinada se han obtenido valores de sensitividad variando entre 5 y 55 (Jacquet, 1990). Estos valores han sido atribuidos a una resistencia excepcionalmente alta en condición inalterada, determinada por la presencia de alofana y haloisita (Torrance, 1992).

La sensitividad de los suelos derivados de cenizas volcánicas en Colombia se estudió mediante el ensayo de veleta sobre muestras superficiales. Las muestras presentan alta variabilidad en sus propiedades físicas (i.e. color, consistencia, plasticidad, tamaño de partículas). La resistencia pico de las muestras ensayadas varió entre 70 kPa y 195 kPa. En comparación, Wesley (1973) encontró valores del ensayo de veleta variando entre 70 kPa y 100 kPa para suelos derivados de cenizas volcánicas de Nueva Zelanda. La resistencia residual encontrada para las mismas muestras de la Zona Cafetera varía entre 38 kPa y 170 kPa. La mayoría de las muestras presentaron una leve variación entre la resistencia máxima y residual (sensitividad: 1 – 3).

Colapso

Los efectos de succión relacionados con la adsorción del agua en las partículas finas, la capilaridad y la presión osmótica son controlados principalmente por el arreglo de partículas y poros y la humedad. Estas propiedades determinan la estructura del suelo porque conducen al acercamiento de las partículas y aumentan la resistencia. Con la saturación la succión desaparece y se producen cambios volumétricos que pueden llevar al colapso o hinchamiento del suelo. El potencial de colapso se estudió para los suelos derivados de cenizas volcánicas, con baja meteorización y mayor densidad que los suelos más evolucionados a mayor profundidad. Los resultados presentados en la Figura 16 indican que en el caso de los suelos extraídos a z = 5,5 m, estos cambios son positivos (contracción) y muy bajos para producir el colapso de la estructura. El potencial de colapso es leve y se incrementa ligeramente a medida que aumenta el esfuerzo de confinamiento al cual se satura el suelo. El índice de colapso calculado como $I_c[\%] = \frac{\Delta e}{1+e_o} \times 100\%$ (ASTM D5333) es muy bajo (I_c = 0.03% – 0.88%) incluso cuando el esfuerzo alcanza σ_v'=1600 kPa.

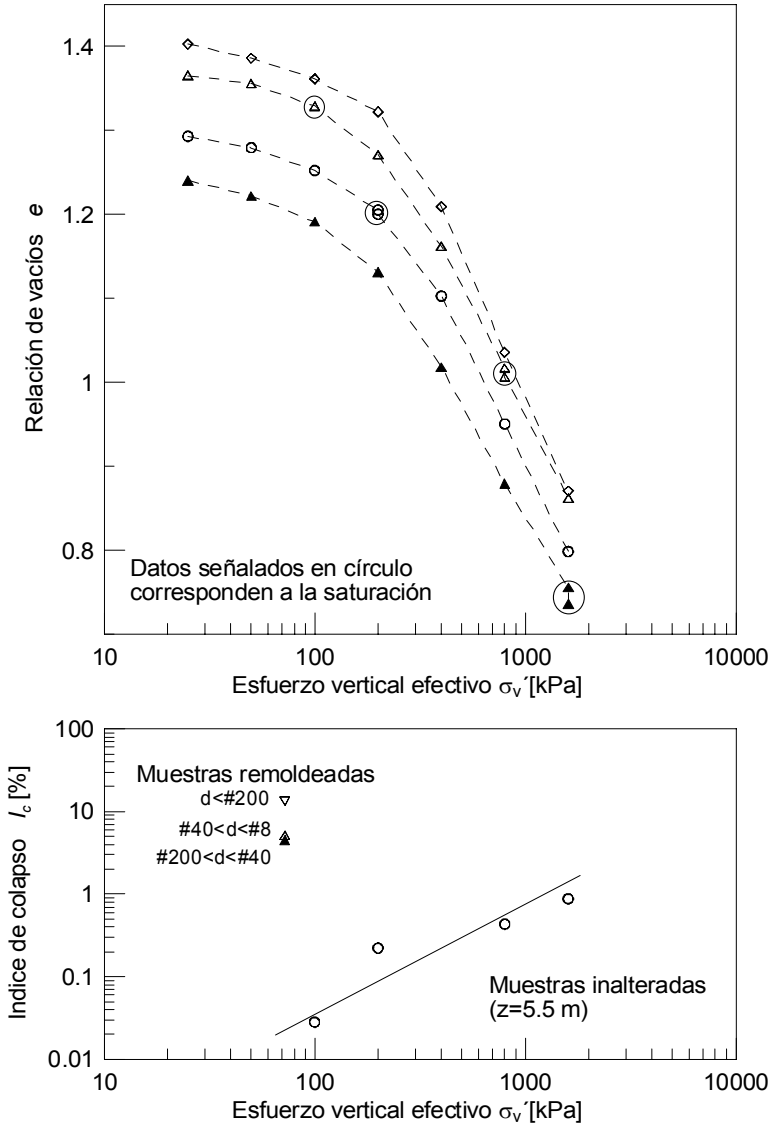


Figura 16: Potencial de colapso – Muestras inalteradas (Localización: Manizales). Por comparación se muestran valores de índice de colapso I_c para muestras remoldeadas formadas a partir de diferentes fracciones de tamaños.

Se anticipa que suelos más porosos y de mayor meteorización (z = 7 m de profundidad) tendrían mayor índice de colapso. Sin embargo la cementación limitaría altos cambios de volumen durante la saturación en esfuerzos de confinamiento por debajo del esfuerzo de fluencia.

Por comparación, la Figura 16 presenta el índice de colapso de las muestras remoldeadas estudiadas en el estudio del comportamiento oedométrico correspondientes a material secado y desagregado en diferentes fracciones y grados de remoldeo. En este caso, el colapso durante la saturación es considerablemente superior (I_c = 5 – 13%) al de muestras inalteradas.

IMPLICACIONES EN INGENIERÍA

Agrietamiento debido a ciclos de secado y humedecimiento

De manera general puede decirse que la estructura, el estado de esfuerzos y el flujo del agua en cualquier tipo de suelo, cambian cuando éste es expuesto a los ciclos intensos de secado y humedecimiento propios de las condiciones climáticas del trópico. Estos cambios afectan las propiedades físicas y el comportamiento mecánico del suelo, lo cual puede conducir a problemas de tipo geotécnico (p.e. erosión, inestabilidad de taludes, etc.).

Los suelos derivados de cenizas volcánicas en Colombia están ubicados en regiones en las que se presenta un régimen bimodal de lluvias durante en Abril-Mayo y Octubre-Noviembre y entre estas etapas, períodos muy secos.

Durante períodos de escasa precipitación y elevada temperatura, se presenta alta evaporación del agua en los poros del suelo produciendo su desecación. La evaporación produce contracción e incremento de las fuerzas de succión en suelos finos (limos y arcillas), para los estados de saturación completa o parcial saturación, respectivamente. La desecación evoluciona ocasionalmente hacia la formación de grietas. Estas grietas pueden entenderse como una consecuencia de los esfuerzos de tensión producidos por la desecación. Grietas en la superficie del suelo conforman zonas susceptibles a problemas de erosión e inestabilidad, frecuentemente observados en taludes con poca cobertura vegetal, expuestos continuamente a procesos de desecación. La Figura 17 esquematiza el deterioro de taludes por desecación observado en el Eje Cafetero.

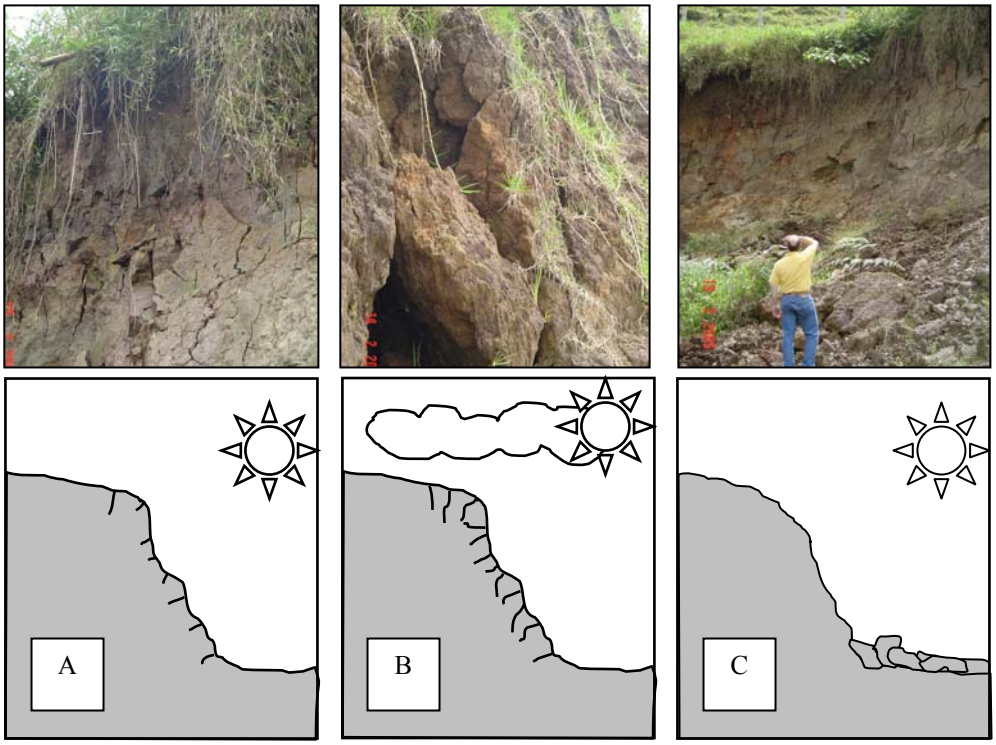


Figura 17: Degradación gradual de taludes por desecación (Imágenes de la vía Pereira – Armenia).

Por otra parte, durante los períodos húmedos, caracterizados por lluvias permanentes e intensas, el agua infiltrada reduce los efectos capilares y ocasiona cambios volumétricos que pueden llevar al hinchamiento o colapso de la estructura del suelo. En general, estos cambios son tridimensionales pero no necesariamente isotrópicos, debido a que la

conductividad hidráulica es predominantemente anisotrópica en suelos naturales. Las grietas preexistentes en el suelo, comúnmente generadas por el proceso de desecación, tienden a cerrarse en estos períodos, debido al avance del humedecimiento del suelo. Las grietas cerradas conforman zonas débiles, susceptibles de abrirse con gran facilidad en futuros períodos secos.

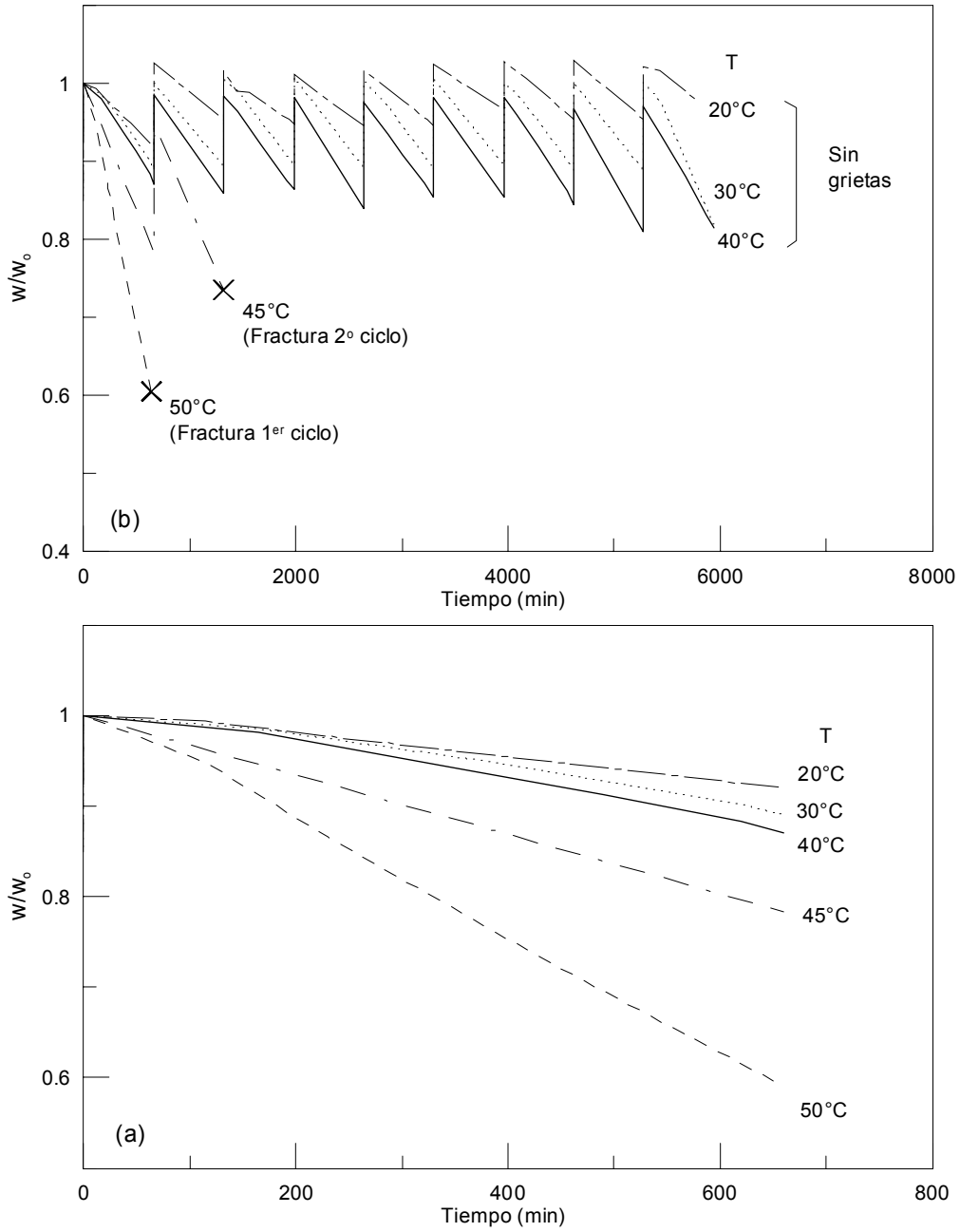


Figura 18: Ciclos de secado y humedecimiento – Deterioro. (Localización: Manizales. Profundidad: 7.0 m). (a) Pérdida de humedad en un ciclo. (b) Ciclos sucesivos y formación de grietas.

El proceso de desecación de un suelo inicialmente saturado progresa en varias etapas. En la primera etapa, denominada de contracción normal, la evaporación del agua incrementa progresivamente los esfuerzos capilares, los cuales son completamente balanceados por la contracción del suelo mientras que la saturación de la superficie del suelo es preservada (Aitchinson y Holmes, 1953). En esta etapa el cambio de volumen equilibra el cambio de humedad. A medida que el suelo se hace más denso, la resistencia a contraerse aumenta. Cuando esta resistencia iguala el esfuerzo capilar aplicado en la superficie, el aire entra en la estructura del suelo y la desecación avanza hacia el interior del suelo. Esta etapa, denominada contracción residual, se caracteriza por producir una pequeña reducción de volumen. El tiempo

al inicio de esta etapa define el límite superior de la contracción residual (Aitchinson y Holmes 1953**;** Bronswijk, 1991; Colina y Roux, 2000). Durante la etapa final del proceso de desecación no ocurre ningún cambio de volumen debido a que el suelo ha ganado suficiente rigidez para evitar la contracción y las pérdidas de agua equivalen al volumen de aire que entra en el suelo. La transición entre la contracción residual y la contracción nula está definida por el límite inferior de la contracción residual (Bronswijk, 1991; Colina y Roux, 2000).

Durante la contracción los cambios de volumen son determinados por el contenido de arcilla, la mineralogía, la textura y la estructura (Aitchinson y Holmes, 1953; Baer y Anderson, 1997). La variabilidad espacial de la humedad en un suelo parcialmente saturado produce gradiente de succión y consecuentemente esfuerzos de tensión y de compresión aleatoriamente distribuidos en el suelo que pueden conducir a la formación de grietas. Los efectos de la desecación son controlados por las condiciones climáticas (tasa de evaporación, gradientes de temperatura, precipitación, etc.), nivel freático y vegetación (Naser y Drobroslav, 1995).

El patrón de agrietamiento tiende a desarrollarse en bloques de cuatro a seis lados. La dimensión del bloque tiene una relación proporcional con la profundidad de la capa de suelo que se está desecando. Nuevas grietas se propagan interceptando grietas preexistentes en un ángulo aproximadamente recto. Las grietas secundarias son usualmente generadas en la mitad del lado más largo de un bloque preexistente, en donde los esfuerzos son altos (Morris et al., 1992; Jagla, 2004).

La degradación de los suelos derivados de cenizas volcánicas por agrietamiento fue estudiada a través de ensayos en los cuales muestras hexagonales (lado ~ 5 cm) de suelo fueron sometidas a sucesivos de ciclos de secado-humedecimiento bajo diferentes condiciones de temperatura (T = 20°C, 30°C, 40°C, 45°C y 50°C). Cada ciclo tenía una duración de 12 hr (1hr humedecimiento, 11 hr secado). Durante el ensayo se midieron los cambios de humedad y se identificó la generación de grietas. Los resultados de varios ciclos y un ciclo de secado-humedecimiento resumidos en la Figura 18 muestran la influencia de la temperatura sobre los cambios de humedad y la formación de grietas. La desecación no es un proceso lineal con la temperatura, mientras que a temperaturas entre 20°C y 40°C la humedad se redujo a una tasa $\Delta w/\Delta t$ = 0.013-0.019 %/min, a temperaturas ligeramente superiores esta tasa se incrementó significativamente ($\Delta w/\Delta t$ = 0.04 %/min a 45°C y $\Delta w/\Delta t$ = 0.05 %/min a 50°C). El secado a temperaturas inferiores o iguales a 40°C llevó a una pérdida de humedad relativamente baja (Δw < 14 % durante 11 hr) para inducir el agrietamiento masivo de la muestra. Sin embargo, mayores temperaturas (45°C y 50°C) produjeron dramáticos cambios de humedad y consecuentemente el deterioro de la muestra por agrietamiento.

Compactación

Tradicionalmente el criterio de compactación del suelo implica la aplicación de un procedimiento por medio de la cual se reducen los vacíos del suelo con el fin de obtener una estructura más rígida, con mayor resistencia y menor compresibilidad y permeabilidad. En los suelos derivados de cenizas volcánicas la aplicación de este criterio ha llevado a resultados disímiles respecto a los que son convencionalmente encontrados. Estos resultados disímiles son controlados por el grado de secado y remoldeo aplicados al material (Townsend, 1985; Wesley, 2003).

La curva de compactación de suelos derivados de cenizas volcánicas altamente meteorizados puede variar considerablemente con el secado del material (Wesley, 2003). Cuando el suelo está en sus condiciones in situ (i.e. alta humedad y baja densidad), el máximo de densidad seca en la curva de compactación no es apreciable y consecuentemente tampoco lo es la humedad óptima. Este comportamiento es gobernado por la contracción del suelo. Esto implicaría que el suelo natural, caracterizado por tener una estructura cementada altamente porosa y capaz de alojar grandes cantidades de agua (w_o > 100 % y ρ_d < 9 gcm^{-3}), se densificará ante la reducción de la humedad. La densificación es controlada por la cementación; mientras que ésta permanezca, el aumento de la densidad por la reducción de la humedad será muy bajo para un rango amplio de humedades.

Los suelos derivados de cenizas volcánicas presentan cambios fuertes e irreversibles en compactación debidos a desecación. Cuando estos suelos han sido secados y rehumedecidos, la curva de compactación en laboratorio se asemeja a la encontrada tradicionalmente, en la cual es claramente identificado el punto de máxima densidad seca y humedad óptima. Este comportamiento es posiblemente debido a la pérdida irreversible del agua retenida por los minerales arcillosos que caracterizan los suelos de origen volcánico (alofana, imogolita y haloisita) y los consecuentes cambios de volumen. Por ejemplo, el agua retenida internamente en partículas de alofana es removida a temperaturas mayores a 140°C y el agua adherida a las paredes externas es removida a temperaturas mayores a 85°C (Regalado, 2005). Adicionalmente, la desecación conduce a la formación de agregaciones que dan al suelo una apariencia limosa al suelo y de baja plasticidad. El suelo resultante de la desecación no tiene la capacidad de retención de agua inicial y no permite

formar una estructura tan abierta como aquella desarrollada naturalmente. Estos efectos incrementan el máximo peso seco, lo cual conduce a una curva de compactación convencional con una humedad óptima considerablemente inferior a la humedad in situ. Como consecuencia de este resultado, la recomendación constructiva consiste en secar el material antes de la compactación.

Las observaciones mencionadas sobre el comportamiento atípico de los suelos derivados de cenizas volcánicas sugieren poca aplicabilidad de las prácticas convencionales de compactación en estos suelos. Las técnicas constructivas aplicadas en las regiones que presentan suelos derivados de cenizas volcánicas en Colombia se basan en el control del esfuerzo de compactación y la simulación de las propiedades in situ. La experiencia en la utilización de estos materiales en obras geotécnicas ha llevado a aplicar una ligera compactación, suficiente para reducir grandes vacíos y no más de la necesaria para evitar destruir la estructura natural del suelo e inducir ablandamiento. Este criterio de compactación consiste en conseguir en construcción la misma densidad que presenta el suelo en su condición de humedad natural (Millan, comunicación personal, Pereira). Con esto se trata de simular la estructura de inicial del suelo, la cual presenta, por lo general, adecuado comportamiento resistivo.

El grado de remoldeo impuesto al suelo durante la compactación, representado por la energía aplicada, es una variable que gobierna la densidad y propiedades resistivas resultantes de los suelos derivados de cenizas volcánicas. Los resultados presentados por Wesley (2003) indican la reducción de la resistencia con el incremento del número de golpes. Este fenómeno puede explicarse por el progresivo deterioro y destrucción de la estructura cementada del suelo, la liberación del agua y el consecuente ablandamiento del suelo.

En este estudio, se realizó el ensayo de compactación (próctor estándar) con suelos extraídos a z = 5.5 m de profundidad. La curva de compactación (Figura 19), no presentó las características anteriormente mencionadas, sino que corresponde a una tendencia de compactación típica. Una posible explicación a este comportamiento es que estos materiales son ligeramente meteorizados, tienen mayor densidad, menor capacidad para alojar agua y baja cementación. Adicionalmente, se realizaron ensayos de compresión y colapso de muestras preparadas a la densidad y humedad in situ con el fin de observar su respuesta esfuerzo-deformación y su estabilidad ante la pérdida de succión. Los resultados (Figura 20) demuestran que el humedecimiento no produce cambios considerables en la compresibilidad del suelo y el colapso por pérdida de succión (a σ'_v = 100 kPa) es muy bajo (I_c = 0.33%).

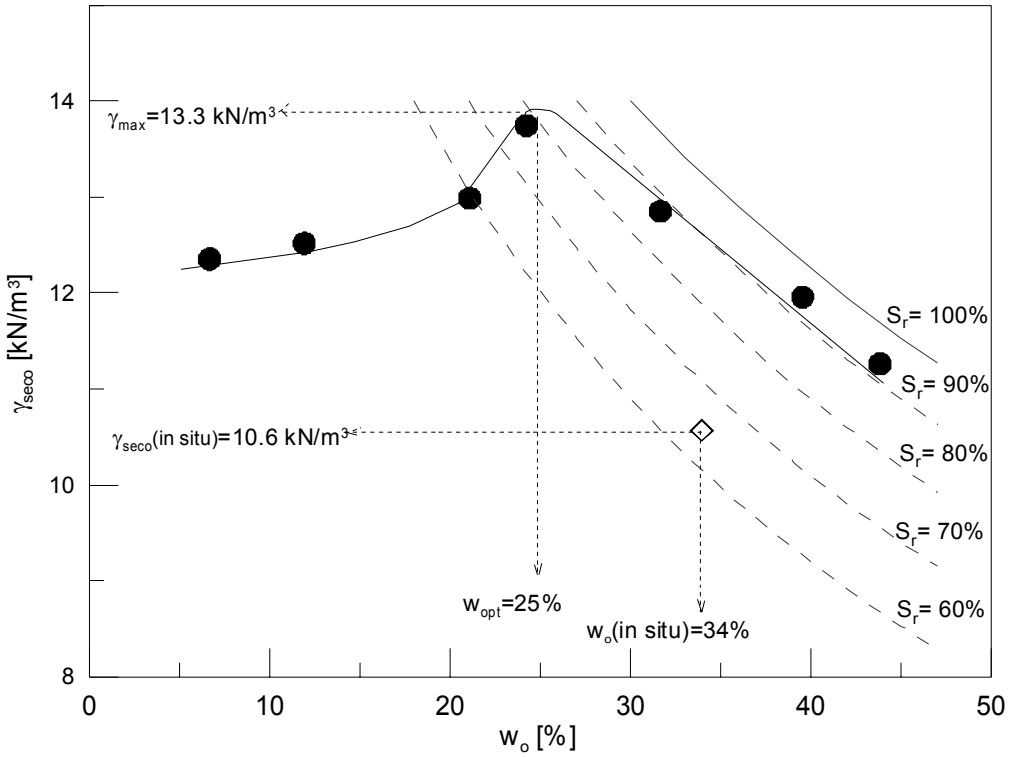


Figura 19: Curva de compactación obtenida con suelo secado al aire, pasando tamiz No. 40 (Localización: Manizales. Profundidad 5.5 m).

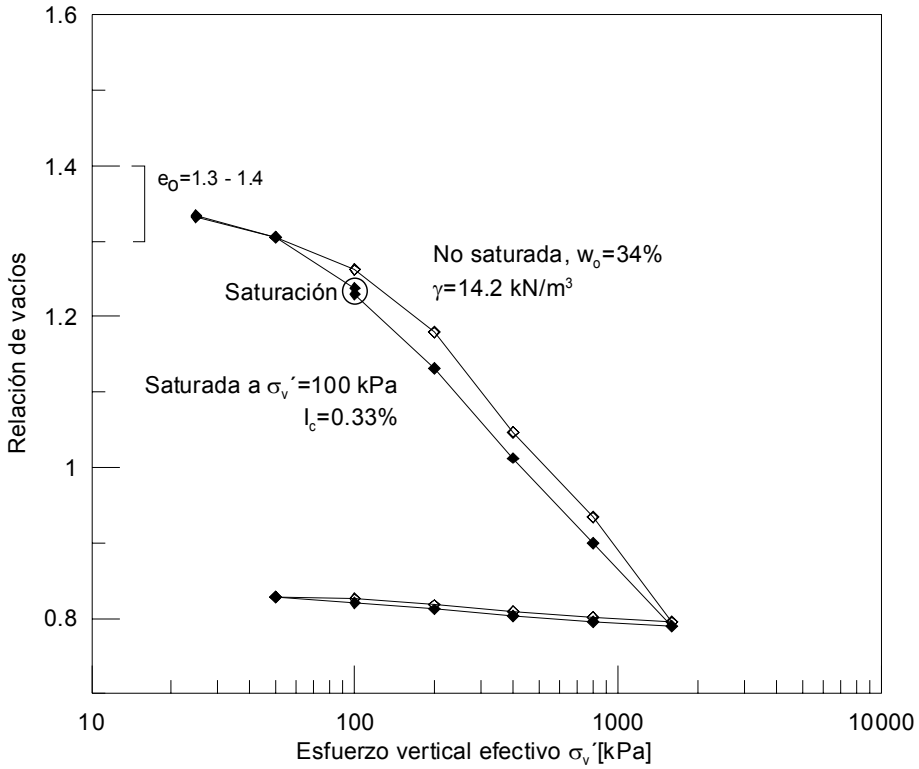


Figura 20: Ensayo oedométrico para muestras remoldeadas preparadas con material pasando tamiz No. 40. Una muestra es ensayada a la humedad natural w_o=31%. La otra muestra es cargada a σ_v'=100 kPa y saturada antes del ensayo. (Localización: Manizales. Profundidad: 5.5 m).

Estabilidad de taludes

La cementación y la succión son factores importantes que contribuyen a la resistencia cortante del suelo y a la estabilidad natural de taludes de gran altura e inclinación, comúnmente observados en suelos derivados de cenizas volcánicas.

En Colombia, taludes naturales en suelos de cenizas volcánicas alcanzan alturas estables entre 10 m y 20 m de altura con pendientes superiores a 60° (Forero et al., 1999; Redondo, 2003). A pesar de esto, los taludes son susceptibles a inestabilidad, erosión y agrietamiento dependiendo de las condiciones climáticas y cobertura vegetal.

En el Eje Cafetero se reportan a menudo deslizamientos de tierra detonados por intensas precipitaciones o sismos localmente intensos. Estos deslizamientos pueden tener un alto potencial de destrucción en zonas densamente pobladas y de elevada pendiente. Adicional al agente detonante, la ocurrencia de un deslizamiento es determinada por condiciones precedentes relacionadas con la cobertura vegetal, el uso y desarrollo del suelo, la disposición de aguas en la corona del talud, agrietamiento de la capa superficial, etc.

La falla de taludes debida a lluvias es causada por fuerzas desestabilizantes incrementadas por la infiltración del agua y la reducción de la resistencia cortante debido a la pérdida de succión. La variación de la succión con la humedad es obtenida de la curva característica mostrada en la Figura 7.

El Eje Cafetero está localizado en una zona tropical que presenta grandes cambios climáticos por cambios de altitud y tiene un régimen climático bimodal dado por dos períodos húmedos y dos períodos secos. La zona recibe una precipitación anual variando entre 1500 mm y 2250 mm. Deslizamientos superficiales (profundidad < 1.5m) son usualmente activados en períodos de intensas lluvias, Abril-Mayo y Octubre-Noviembre, en los cuales la precipitación acumulada durante uno (Terlien, 1997) o dos días (Cuadros y Sisa, 2003) supera los 70 mm. Estos deslizamientos tienen una superficie plana y frecuentemente se presentan en tajadas. Deslizamientos de mayor profundidad (profundidad: 3 – 10 m) se producen con una precipitación detonante inferior a 50 mm, cuando la precipitación acumulada precedente supera 200 mm (Terlien, 1997). La superficie de estos deslizamientos es plana y de forma irregular definida por el

contacto entre la capa de suelos derivados de cenizas volcánicas y la capa que la subyace, compuesta por materiales de origen Vulcano-detrítico ligeramente meteorizados. Diferencias dramáticas en la permeabilidad de estos estratos conduce a la formación de un nivel freático colgado que reduce los esfuerzos efectivos e incrementa la inestabilidad (Arango, comunicación personal). Observaciones similares se han reportado en regiones del Asia que presentan suelos derivados de cenizas volcánicas (Rao, 1996; Ng et al., 2003).

De la igual manera que las intensas precipitaciones, la actividad sísmica se considera importante causa de deslizamientos en suelos derivados de cenizas volcánicas. El movimiento dinámico del suelo durante un sismo produce el incremento de la presión de poros y la generación de esfuerzos desestabilizantes. Estos esfuerzos pueden romper los enlaces cementados que unen las partículas y consecuentemente llevar al colapso de la estructura. Durante el movimiento sísmico se pueden desprender materiales (e.g. de grietas preexistentes) que se acumulan en la pata del talud. Estos materiales pueden ser arrastrados en flujos de tierra dependiendo de las condiciones topográficas e hidrológicas de la región.

El Eje Cafetero está localizado en una zona de intensa actividad sísmica debido a la confluencia de diversas fallas geológicas. Manizales se encuentra a 15 km de una zona sismo tectónica capaz de generar sismos de profundidad variando entre 10 km y 13 km y magnitudes que superan M =6 en la escala de Richter (Valencia, 1988). En esta región, los movimientos sísmicos tienden a detonar deslizamientos de taludes muy inclinados con materiales residuales y coluviones o deslizamientos rotacionales en zonas relativamente planas (Terlien, 1997).

RECOMENDACIONES PARA LA CARACTERIZACIÓN

En campo

En campo, los suelos derivados de cenizas volcánicas pueden reconocerse a través de ciertas propiedades que incluyen: alta pendiente de taludes naturales, apariencia limosa y alta plasticidad al remoldeo, perfiles estratigráficos en los que predominan materiales limo-arenosos en superficie y finos en profundidad. Las capas con alto grado de meteorización presentan densidad muy baja que se puede identificar mediante una prueba de flotación en agua (Pulido - IGAC, comunicación personal). La profundidad del estrato derivado de la meteorización de las cenizas volcánicas por lo general está determinada por el inicio de un estrato de origen fluvio-volcánico compuesto por una matriz arcillosa y algunos bloques volcánicos altamente meteorizados. La identificación en campo de minerales como la alofana es posible mediante la prueba de NaF (Fieldes y Perrot, 1966).

En general, los suelos derivados de cenizas volcánicas en Colombia presentan valores de SPT menores que 10 y usualmente variando entre 4 y 8, lo cual corresponde a suelos muy sueltos. Aunque los bajos valores del SPT indican tradicionalmente que el suelo es muy compresible, esta interpretación en el caso de los suelos derivados de cenizas volcánicas merece ser analizada cuidadosamente. Es importante reconocer que el ensayo de penetración estándar induce elevados esfuerzos dinámicos que no representan de manera realista los esfuerzos in situ y las deformaciones que induce son demasiado elevadas, especialmente en el caso de estos suelos que presentan baja compresibilidad en el rango de esfuerzos próximo al esfuerzo in situ. Consecuentemente, estos valores bajos del SPT son atribuidos a cambios en la estructura abierta y húmeda del suelo debidos a la perturbación y remoldeo durante la penetración dinámica (Failmezger et al., 1999). Maeda et al., (1977) formularon una ecuación experimental para el valor del SPT (valor N) de suelos alofánicos y la capacidad portante (q_a) como q_a = (2 a 2.5) N. El coeficiente en este caso es mayor que el encontrado para suelos no volcánicos en el mismo rango de humedad (i.e. 1 a 1.3).

En laboratorio

El estudio experimental de las propiedades físicas, químicas y mineralógicas de los suelos derivados de cenizas volcánicas en Colombia ha demostrado la aplicabilidad y relevancia de métodos poco convencionales para el estudio y la caracterización de suelos. Estos métodos incluyen el estudio de la estructura en condición inalterada por medio de microscopia electrónica y poro-simetría. La presencia de partículas en la escala nanométrica y la tendencia a formar agregaciones son características que demuestran la dificultad para explorar la distribución de tamaños de partículas y la importancia de medir la superficie específica. La superficie específica puede ser determinada de manera sencilla por medio de adsorción de azul de metileno. Los niveles de succión que desarrolla el suelo en su estado no saturado interrelaciona cambios de resistencia y de volumen con la humedad. La determinación de la curva característica de retención puede hacerse de manera práctica por medio del método del papel filtro, el cual permite cubrir un amplio rango de succión. Es particularmente útil la medición de la velocidad de onda de corte durante la saturación para así caracterizar el balance entre la succión y la cementación en la rigidez del esqueleto. Adicionalmente, es deseable que el

estudio de estos materiales involucre ensayos de mineralogía, capacidad de intercambio catiónico y conductividad eléctrica que permitan analizar la influencia de la composición del suelo sobre el comportamiento mecánico.

AGRADECIMIENTOS

Este documento fue escrito en paralelo al estudio presentado en la conferencia de suelos naturales en Singapore. Apoyo para este estudio fue proporcionado por la Universidad de Los Andes (Colombia) y la Goizueta Foundation (USA).

REFERENCIAS

Aitchinson G.D. y Holmes J.W. (1953). "Aspects of swelling in the soil profile". *Aust.J.Appl.Sci*. No. 4: 244-259.

Arango, J.D. (1993). Características generales y comportamiento geotécnico de las cenizas volcánicas en la Zona del Antiguo Caldas, Tesis de Maestría en Ingeniería Civil. Universidad de Los Andes, Bogotá, Colombia.

ASTM D422-63 (1998). Standard test method for particle-size analysis of soils, ASTM International.

ASTM D3080 (2003). Standard Test Method for Direct Shear Test of Soils Under Consolidated Drained Conditions. ASTM International.

ASTM D5333 (2003). Standard Test Method for Measurement of Collapse Potential of Soils. ASTM International.

Baer J.U. y Anderson S.H. (1997). "Landscape effects on desiccation cracking in an Aqualf". *Soil Science Society of America J*ournal, Vol. 61, pp. 1497-1502.

Bailey S.W. (1990). "Halloysite – A critical assessment". *Proceedings of the 9th International Clay Conference*, Strasbourg, 1989. V.C. Farmer and Y. Tardy (Eds). Sci. Géol. Mém., 85, pp. 89-98, Strasbourg.

Benavides G. (1982). "El intercambio aniónico como criterio de diferenciación de suelos derivados de cenizas volcánicas". *Colombia Geográfica*, Vol. 9, No.2, pp. 99-109.

Bronswijk J.J.B. (1991). "Relation between vertical soil movements and water-content changes in cracking caliz". *Soil Science Society of American Journal*, Vol . 55, pp. 1220-1226.

Büttner R., Dellino P. y Zinranowski B. (1999). "Identifying magma – water interaction from the surface features of ash particles". *Nature*, Vol., 401, No. 6754, pp. 688-690.

Chadwick O.A., Gavenda R.T., Kelly E.F., Ziegler K., Olson C.G., Elliott W.C. y Hendricks D.M. (2003). "The impact of climate on the biogeochemical functioning of volcanic soils". *Chemical Geology*, Vol. 202, pp. 195-223.

Colina H. y Roux S. (2000). "Experimental model of cracking induced by drying shrinkage". *The European Physical Journal E 1*, pp. 189-194.

Cuadros O. y Sisa R. (2003). Relación lluvia-deslizamientos en Manizales y sus alrededores. Departamento de Ingeniería Civil, Universidad Nacional de Colombia

Dahlgren R., Shoji S. y Nanzyo M. (1993). Mineralogical characteristics of volcanic ash soil. In: Shoji S., Nanzyo M. and Dahlgren R.A. Volcanic Ash Soils: Genesis, properties and utilization. Elsevier Science.

Dixon J.B. y Weed S.B. (1989). Minerals in Soil Environments, SSSA Madison, Wisconsin, USA, 2nd Edition.

Failmezger R., Rom D., y Ziegler S.B. (1999.) "Behavioral Characteristics of Residual Soils. SPT?- A Better Approach to Site Characterization of Residual Soils using other In-Situ Tests", ASCE Geotechnical Special Pub. No. 92, Edelen, Ed., ASCE, Reston, Virginia, pp. 158-175.

Fassbender H.W. (1987). *Química de suelos con énfasis en suelos de América Latina*. Servicio Editorial IICA. San José, Costa Rica.

Fieldes M. y Claridge C.G.C. (1975) Allophane. En: J.E. Gieseking (Editor), Soil Components. Springer-Verlag, Heidelberg, Vol. 2, pp. 351-393.

Fieldes M y Perrot K.W. (1966). "The nature of allophane in soils". *New Zealand Journal of Science*, Vol. 9, pp. 623-629

Forero Dueñas C., Gálvez P., Fino y Ulloa. (1999). "Estudios de la estructura de las cenizas volcánicas de Armenia y su relación con el comportamiento geotécnico". *X Jornadas Geotécnicas de la Ingeniería Colombiana*. Boletín Colombiano de Geotecnia. Sociedad Colombiana de Geotecnia.

Gilbert J.S., Lane S.J., Sparks R.S.J. y Koyaguchi t. (1991). "Charge measurements on particle fallout from a volcanic plume". *Nature*, Vol. 349, pp. 598.

Hardin B.O. y Richart, F.E. (1963). "Elastic wave velocities in granular soils". *Journal of Soil Mechanics and Foundations*, ASCE, Vol. 89, No. SMI, pp. 33-65.

IGAC. (1996). Suelos: Departamento del Quindío. Instituto Geográfico Agustín Codazzi - Subdirección Agrológica. Bogotá, Colombia.

Jagla E.A. (2004). "Maturation of crack patterns". Physical Review E 69, 056212.

Jacquet D. (1990). "Sensitivity to remoulding of some volcanic Ash soils in New Zealand". *Engineering Geology*, Vol. 28, pp. 1-25.

Johnson – Maynard J.L., McDaniel P.A., Ferguson D.E. y Falen A.L. (1997). "Chemical and mineralogical conversion of Andisols following invasion by Bracken Fern". *Soil Science Society of America Journal*, Vol. 61, pp. 549-555.
Kitazono Y., Suzuki A., Kajiwara M. y Aramaki S. (1987). "Contribution of micro structure to repeated loading effect on compacted allophaneous volcanic ash soil". *Soils and Foundations*, Vol. 27, No. 4, pp. 23-33.
Knight D.J. (1986). "Geotechnical properties and behavior of the Monasavu halloysite clay, Fiji". *Clay Minerals*, No. 21, pp. 311-332.
Lohnes, R.A. y Demirel, T. (1983). Geotechnical properties of residual tropical soils. En: Geological Environment and Soil Properties. Raymond N. Yong, (Ed.), Special Publication on Geological Environment and Soil Properties, ASCE Geotechnical Engineering Division.
Maeda T., Takenaka H., y Warkentin B.P. (1977). Physical properties of allophone soils. In: Advances in Agronomy. N.C. Brady (Editor). Academic Press, New York, pp. 229-264.
Mendoza, M.J. (1985). "Remoldeling and drying effects upon plasticity limits of residual soils". *First International Conference on Geomechanics in Tropical Lateritic and Saprolitic Soils*. Brasilia, Brazil, Technical Sessions, Vol. 2, pp. 145:155.
Miura S. (2003). Mechanical behaviour and particle crushing of volcanic course-grained soils in Japan. En: Characterisation and Engineering Properties of Natural Soils. Tan et al. (Editors). pp. 1169-1203.
McBride M.B. (1994). *Environmental Chemistry of Soils*. Oxford University Press.
Moore P.J. y Styles J.R. (1988). "Some characteristics of a volcanic ash soil, Geomechanics in Tropical Soils". *Proocedings of the Second International Conference in Tropical Soils*. Singapore, pp. 161.
Moroto N. (1991). "Mechanical behaviour of two typical compacted volcanic soils in Hachinohe, Japan under different sample preparation methods". *Soils and Foundations*, Vol. 31, No. 2, pp. 108-116.
Morris P.H., Graham J. y Williams D.J. (1992). "Cracking in drying soils". *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 29, pp. 263-277.
Ng. C.W.W., Zhan L.T., Bao, C.G., Fredlund, D.G. y Gong, B.W. (2003). "Performance of an unsaturated expansive soil slope subjected to artificial rainfall infiltration". *Geotechnique*, Vol. 53, No. 2, 143-157.
Nanzyo M. (2004). Unique properties of volcanic ash soils, Global Environmental Research Vol.6, No.2. Association of International Research Initiatives for Environmental Studies (AIRIES), Japan.
Naser A. y Drobroslav Z. (1995). "Desiccation theory for soft cohesive soils". *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 121, No. 6, pp. 493-502.
New Zealand Geotechnical Society Inc (2005). Field description of soils and rocks. – Guideline for field classification and description of soils and rocks for engineering purposes. En: www.nzgeotechsoc.org.nz/documents/Publications/guidelines/html
Olarte J.J. (1984). Suelos residuales en Colombia y su utilización en construcción de presas: primera etapa. Publicaciones Uniandes. Universidad de Los Andes. Bogotá, Colombia.
O´Rourke, T.D. y Crespo, E. (1988). "Geotechnical properties of cemented volcanic soils". *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol 114, No. 10, pp. 1126-1147
Pandian, N.S., Nagaraj, T.S. y Sivakumar Babu, G.I. (1993). "Tropical Clays, II: Engineering Behavior". *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 119, No. 5, pp. 840-861
Parfitt, R.L., Saigusa M. y Coiwe J.D. (1984). "Allophane and halloysite formation in volcanic ash bed under different moisture conditions". *Soil Science*, Vol. 138, No. 5, pp. 360-364.
Parfitt, R.L. y Kimble J.M. (1989). "Conditions for formation of allophone soils". *Soil Science Society of America Journal*, Vol. 53, pp. 971-977.
Parfitt R.L. (1990). "Allophane in New Zealand – A Review". *Australian Journal of Soil Research*, Vol. 28, pp. 343-360.
Poudel D.D. y West L.T. (1999). "Soil Development and Fertility Characteristics of a Volcanic Slope in Mindanao, the Philippines". *Soil Science Society of America Journal*, Vol. 63, pp. 1258-1273.
Quantin P. (1986). Properties and genesis of Andisols. Pédologue ORSTOM, 70-74, Vol. XXII, No. 1, pp. 105-111.
Shoji S., Nanzyo M. y Dahlgren R.A. (1993) *Volcanic Ash Soils: genesis, properties and utilization*. Elsevier.
Rants E. Van, Utami, S.R. y Shamshuddin J. (2002). "Andisols on volcanic ash from Java Island, Indonesia: Physico-chemical properties and classification". *Soil Science Society of America Journal*, Vol. 167, No. 1, pp. 68-79.
Rao, S. M. (1995). "Mechanistic approach to the shear strength behavior of allophonic soils". *Engineering Geology*, No. 40, pp. 215-221.
Rao, S. M. (1996). "Role of apparent cohesion in the stability of Dominican allophane soil slopes". *Engineering Geology*. No. 43, pp: 265-279.
Redondo, G. A. (2003). Comportamiento geomecánico de los materiales volcánicos aplicado a la estabilidad de taludes del Eje Cafetero. Tesis de Maestría en Ingeniería Civil, Universidad Nacional de Colombia, Bogotá, Colombia.
Regalado, C. M. (2005). "A geometrical model of bound water permittivity based on weighted averages: the allophane analogue". *Journal of Hydrology* (in print) pp. 1-10

Riley, C. M., Rose, William I. y Bluth, Gregg J. S. (2003). "Quantitative shape measurements of distal volcanic ash". *Journal of Geophysical Research*, Volume 108, No. B10, pp. ECV8.1-ECV8.15.
Rivera, J.D. (2003). Caracterización de las cenizas volcánicas en el departamento del Quindío sometidas a condiciones de secado. Tesis de Pregrado, Universidad de Los Andes, Bogotá, Colombia.
Rouse, W. (1986). "Volcanic soil properties in Dominica, West Indies". *Engineering Geology*, Vol. 23, pp. 1-28.
Rouse, W. (1990). "The mechanics of small tropical flowslides in Dominica, West Indies". *Engineering Geology*, Vol. 29, pp. 227-239.
Singh B. (1996). "Why does halloysite roll ? A new model". *Clays and Clay Minerals*, Vol. 44, No. 2, pp. 191-196.
Shoji S., Nanzyo M. y Dahlgren R.A. (1993). *Volcanic Ash Soils: Genesis, properties and utilization.* Elsevier Science. Amsterdam.
So Ei-Kon. (1998). "Statistical correlation between allophane content and index properties for volcanic cohesive soil". *Soils and Foundations*. Vol. 38, No. 4, pp. 85-93.
Tazaki K., Tiba T., Aratani M. y Miyachi M. (1992). "Structural water in volcanic glass". *Clays and Clay Minerals*, Vol. 40, No. 1, pp. 122-127.
Taylor, D.W- (1948). *Fundamentals of Soil Mechanics*. John Wiley & Sons, New York.
Terlien M.T.J. (1997). 'Hydrological landslide triggering in ash-covered slopes of Manizales (Colombia)". *Geomorphology*, Vol. 20, pp. 165-175.
Torrance J.K. (1992). "Discussion on sensitivity to remoulding of some volcanic ash soils in New Zealand, by D. Jacquet". *Engineering Geology*, Vol. 32, pp. 101-105.
Townsend, F. C. (1985). "Geotechnical characteristics of residual soils". *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 111, No. 1, pp. 77-94.
U. Andes. (2001). Zonificación sísmica de Pereira. Proyecto de investigación. Informes del estudio - Cimoc. Facultad de Ingeniería. Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental. Bogotá, Colombia.
USDA (1950). *Diagnosis and improvement of saline and alcali soils*. USDA Agricultural Handbook No. 60, United States Department of Agriculture, Washington, D. C.
Ugolini F. y Dahlgren R.A. (2004). "Soil development in volcanic ash", *Global Environmental Research*, Vol. 6 No.2, Association of International Research Initiatives for Environmental Studies (AIRIES), Japan.
Valencia C.L. (1988). Geotectónica regional del Antiguo Caldas con énfasis en la aplicación de la ingeniería sísmica. Tesis de Maestría en Ingeniería Civil, Universidad de Los Andes, Bogotá, Colombia.
Van Olphen, H. (1971). "Amorphous clay materials". *Science*, Vol.171, pp. 90-91.
Van Rants E., Utami, S.R. y Shamshuddin J. (2002). "Andisols on volcanic ash from Java Island, Indonesia: Physico-chemical properties and classification". *Soil Science*, Vol. 167, No. 1, pp. 68-79.
Wada, K. (1990). "Minerals and mineral formation in soils derived from volcanic ash in the tropics". *Proceedings of the 9th International Clay Conference, Strasbourg, 1989*. V.C. Farmer and Y. Tardy (Eds). Sci. Géol. Mém., Vol. 85, pp. 69-78, Strasbourg.
Wada, K. (1989). Allophane and imogolite. En: J.B. Dixon and S. B. Weed (Editors), Minerals in Soil Environment, SSSA Madison, WI, USA., pp. 1051-1087.
Wada, K. (1987). "Minerals formed and mineral formation from volcanic ash by weathering". *Chemical Geology*, Vol. 60, pp. 17-28.
Wan, Y., Kwong, J., Brandes, H.G. y Jones, R.C. (2002). "Influence of amorphous clay-size materials on soil plasticity and shrink-swell behavior". *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 128, No. 12, pp. 1026-1031
Warkentin B.P. y Maeda T. (1974). "Physical properties of allophone soils from the West Indies and Japan". *Soil Science Society of American Proceedings*, Vol. 38, pp. 372.
Wells N. y Northey, R.D. (1984). "Shearing characteristics of an allophonic soil". *Clay Science*. Vol.6, pp. 93-101.
Wells N. y Theng B.K.G. (1988). "The cracking behavior of allophone and ferrihydrite rich minerals: effect of pretreatment and material amendments". *Applied Clay Science*, Vol. 3, pp. 237-252.
Wesley L.D. (2003). Geotechnical properties of two volcanic soils. Geotechnics on the volcanic edge. Tauranga, March 2003. New Zealand Geotechnical Society Symposium. The Institution of Professional Engineers New Zealand.
Wesley, L.D. (2003a). Geotechnical characterization and behavior of allophone clays. Characterisation and engineering properties of natural soils – Tan et al. (eds). Swets & Zeitlinger, Lisse.
Wesley, L.D. (2001). "Consolidation behavior of allophane clays". *Géotechnique*, Vol. 51, No. 10, pp. 901-904.
Wesley, L.D. (1990). Influence of structure and composition on residual soils". *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 166, No. 4, pp. 589-603
Wesley, L.D. (1977). "Shear strength properties of halloysite and allophane clays in Java, Indonesia". *Geotechnique*, Vol. 27, No. 2, pp. 125-136
Wesley, L.D. (1974). "Structural behavior of residual soils of the continually wet highlands of Papua New Guinea – Discussion". *Geotechnique*, Vol. 23, pp. 471-494.

Wesley, L.D. (1973). “Some basic engineering properties of halloysite and allophane clays in Java, Indonesia”. *Geotechnique*, Vol. 23, No. 4, pp. 471-494.

Wohletz K y Krinsley, D, 1982, Scanning electron microscopy of basaltic hydromagmatic ash. Los Alamos National Laboratory Report, LA-UR 82-14, pp. 33-43

Yun, T.S. y Santamarina J.C. (2006). Collapse, “Decementation and softening – changes in small-strain shear stiffness”. *ASCE Geotechnical Journal* (en prensa)

Ziegler K., Hsieh J.C.C., Chadwick O.A., Kelly E.F., Hendricks D.M. y Savin S.M. (2003). “Halloysite as a kinetically controlled end product of arid-zone basalt weathering”. *Chemical Geology*, Vol. 202, No. 3, pp. 461-478.