

Estudio básico de suelos derivados de ceniza volcánica modificados con cemento (bajos contenidos de cemento)

Basic study of volcanic ash-derived soils modified with cement (low cement content)

Otilia Pantoja-Quiscualtud^{1a}, Lucio Cruz-Velasco^{1b}, Valentina Muñoz-Mendez^{1c}

¹ Grupo de Investigación en Geotecnia Vial y Pavimentos GEPV, Facultad de Ingeniería Civil, Universidad del Cauca, Colombia. Orcid: 0000-0002-4044-1252 ^a, 0000-0003-2438-5526 ^b, 0000-0002-6200-7561 ^c. Correo electrónico: pestefania@unicauca.edu.co ^a, lucruz@unicauca.edu.co ^b, valenmm@unicauca.edu.co ^c

Recibido: 4 abril, 2024. Aceptado: 2 agosto, 2024. Versión final: 6 noviembre, 2024.

Resumen

Esta investigación se centra en suelos derivados de cenizas volcánicas de la ciudad de Popayán estabilizados con bajos porcentajes de cemento. Los resultados revelan la alta variabilidad de las propiedades ante los cambios de humedad, estado de la estructura, y el tiempo de curado. El estudio consistió en evaluar las propiedades físicas y mecánicas tanto en estado natural como modificado con cemento al 3%, 4% y 5%. Los resultados indican que en estado natural presentan condiciones deficientes como subrasantes o terraplenes. Por lo cual, en diversos casos se requiere un mejoramiento. Al utilizar cemento como estabilizante, es posible concluir que hay aumento en la resistencia mecánica y mejoras en las propiedades hidráulicas de manera marginal (suelo modificado con cemento) y no son comparables a los aumentos importantes que se dan en las propiedades después del 5% como porcentaje de estabilizante (suelo-cemento).

Palabras clave: Estabilización química; Estabilización de suelos; Limo de alta plasticidad; Mejoramiento de suelos; Protección de taludes; Subrasante; Suelo modificado con cemento; Suelos derivados de ceniza volcánica; Suelos tropicales; Terraplenes.

Abstract

This research focuses on soils derived from volcanic ash in the city of Popayán, stabilized with low percentages of cement. The results reveal high variability in properties due to changes in moisture content, structural condition, and curing time. The study involved evaluating the physical and mechanical properties in both natural state and after modification with cement at 3%, 4%, and 5%. Natural state soils exhibit deficient conditions, such as subgrades or embankments, necessitating improvement in various cases. When cement is used as a stabilizer, it is possible to conclude that there is an increase in mechanical strength and marginal improvements in hydraulic properties (cement-modified soil). However, these improvements are not comparable to the significant enhancements observed after reaching a 5% cement content (soil-cement).

Keywords: Chemical stabilization; Soil stabilization; High plasticity silt; Soil improvement; Slope protection; Subgrade; Cement-modified soil; Volcanic ash soils; Tropical soils; Embankments.

1. Introducción

Desde la antigüedad se han construido asentamientos humanos cerca de los volcanes por razones que incluyen la fertilidad del suelo, la disponibilidad de recursos geotérmicos, la belleza del paisaje y la creencia en la influencia divina [1] y [2]. Esto parece explicar cómo en la Región Andina de Colombia se tiene la mayor densidad poblacional y el mayor crecimiento económico del país [3], también se encuentra la mayor concentración de suelos derivados de cenizas volcánicas, estos suelos componen cerca del 12% de su territorio [4] y este dato es relevante al estar relacionados con un bajo desempeño como material de fundación. Esto se debe a su sensibilidad, desecación, humedad excesiva, consistencia muy blanda e inestabilidad en taludes en presencia de fuertes regímenes de lluvia [5], [6] y [7].

Los principales volcanes que aportaron el material parental que dio origen a los suelos del Cauca pertenecen al sector centro y son, de sur a norte, el volcán Doña Juana, Volcán Sotará, Volcán Puracé y el Volcán Nevado del Huila [5], [3] y [8]. Estos volcanes dieron origen a suelos cementados que evolucionaron a partir de la meteorización de cenizas volcánicas provenientes de la nube de piroclastos durante las erupciones. A la nube de partículas de diámetro en el rango de 2mm a 0.0002 mm se le conoce como cenizas volcánicas y a los suelos cementados que originan, se les conoce como suelos derivados de cenizas volcánicas (SDCV). En gran medida, los suelos de Popayán son una muestra representativa de los SDCV [5], [8], [9] y [10].

Las planicies de suelos limosos y limo-arcillosos de los SDCV muestran propiedades variables según las técnicas de laboratorio y las condiciones in situ, debido a su alta sensibilidad a cambios estructurales, de esfuerzos y humedad [5]. Además, presentan un carácter metaestable, con límites líquidos elevados que en Colombia pueden variar entre (37%-250%) y límites de plasticidad entre (25%-150%) [8]. Estos suelos generalmente tienen elevadas relaciones de vacíos (2.5-7.0), densidades secas bajas (0.56-1.03) y consistencias blandas [11]. También pueden tener altos contenidos de agua por lo que es necesario evaluar los cambios de comportamientos al experimentar modificaciones en la humedad, en estudios de ingeniería [8] y [11]. Se ha propuesto y evidenciado una clasificación de los suelos finos de Popayán, basada en la sensibilidad eléctrica de las partículas, ya que describe mejor el comportamiento plástico de los SDCV [5] y [12].

Los SDCV presentan una estructura cementada bastante porosa producida por minerales de arcilla como la alofana, imogolita y halosita, arcillas de presencia casi

exclusiva en SDCV, o por ferrihidrita o compuestos de humus y Al/Fe y opalina silíceas [8]. La distribución de partículas de estos suelos depende de la distancia a la que fueron depositadas las cenizas junto al grado de meteorización que han soportado [13].

En estado inalterado, los SDCV son de baja plasticidad y se asemejan a arena o limo, sin embargo, al ser remoldeados, adquieren elevada plasticidad y su apariencia cambia a la de suelos finos. Los procesos de secado al aire libre o al horno, reducen esta plasticidad de acuerdo con la humedad inicial, la temperatura y la duración del secado [8]. Según Herrera [8], no hay datos concretos sobre la reversibilidad de la reducción de la plasticidad, aunque la desecación puede deshidratar de manera irreversible los minerales de arcilla, alterando los límites de Atterberg.

En Popayán, Hernández [7] encontró en el secado al horno (hasta 65.3%) que el IP se reduce en un 8%. Si se seca hasta humedad higroscópica el suelo se vuelve no plástico, generando dos curvas de compactación completamente diferentes. Además, se ha observado que el secado gradual mantiene la granulometría y plasticidad en comparación con los suelos sometidos a ciclos de secado y humedecimiento [12] y [14]. La deshidratación de la halosita presente en los SDCV de Popayán que se produce con el presecado de las muestras afecta al comportamiento hidromecánico y estructural del SDCV. El comportamiento hidráulico de las muestras sin secado previo mostró una alta histéresis. La compresibilidad de las muestras sin secado previo fue mayor que la de las muestras con secado previo. En resumen, al estudiar la estructura del suelo, se encontró que la compactación y el secado influyen en la distribución de los poros de la siguiente manera: reducción de los macroporos ($\emptyset > 0,05 \mu\text{m}$) y aumento en la visibilidad de los microporos ($\emptyset \leq 0,002 \mu\text{m}$), por su parte, los mesoporos ($0,002 \mu\text{m} < \emptyset \leq 0,05 \mu\text{m}$) no se ven afectados por estos procesos. Hernández [7] evidenció un inconveniente a la hora de realizar el proceso de compactación de los SDCV, primero porque presentan una gran y rápida variación de la humedad óptima; y segundo, porque algunas curvas de compactación no muestran picos que indiquen densidades secas máximas y contenidos óptimos de humedad, por lo cual sostiene que el origen del problema radica en la evaluación de los suelos y la elección del método utilizado para especificar y controlar la compactación. Pues los SDCV, inclusive pueden compactarse efectivamente con una humedad en el rango del 100% al 180%, hecho que puede generar dudas durante la ejecución de un proyecto.

Finalmente, Esta investigación evaluó las propiedades físicas y mecánicas del SDCV de la ciudad de Popayán,

estabilizado con porcentajes de cemento al 3%, 4% y 5% (suelo modificado con cemento), las muestras de suelo tomadas de tres puntos de muestreo se evaluaron hasta una edad de curado de 28 días. El objetivo es determinar si bajos contenidos de cemento mejoran el suelo para su uso en aplicaciones de infraestructura. Esta mejora podría contribuir a la economía de Cauca, ya que una de las causas de su rezago económico es la falta de infraestructura, representando solo entre el (1.5% al 1.9%) del PIB Nacional entre (2005-2022) [15].

2. Metodología

La investigación inicia con la selección de los tres sitios para la toma de muestras, de cada uno de ellos se tomaron dos muestras inalteradas mediante tubo de pared delgada y aproximadamente 15 kg de muestra alterada extraído por medio de palas; el primer punto corresponde a suelo tomado de la cantera o ladrillera, se caracteriza por ser de color amarillo, en adelante será S1; el punto 2, se encuentra en la parte posterior a la Facultad de Ciencias Contables y Administrativas de la Universidad del Cauca, es color marrón, en adelante será S2; finalmente, el punto 3, está en el Club Campestre de Popayán, es de color rosado y será denominado S3. Las muestras fueron extraídas el 19 de septiembre, el 31 de agosto y el 2 de septiembre de 2018 respectivamente, lo que indica que las muestras se tomaron entre el final de la temporada seca y el inicio de las lluvias [16], por lo que los datos referentes a las humedades son relativos. Además, las profundidades de muestreo fueron 4.5m, 3.0m y 4.0m. Dichas muestras se llevaron al laboratorio, donde a las muestras naturales se le practicaron ensayos para propiedades físicas: Humedad natural [17], gravedad específica [18], límites e índices de Atterberg [19], [20] y [21], análisis granulométrico [22], clasificación SUCS y AASTHO [23], y ensayos para propiedades mecánicas, CBR con y sin inmersión [24], resistencia a la compresión confinada de las muestras inalteradas [25], compactación estándar y resistencia a la compresión confinada en muestras remoldeadas [26]. Posteriormente se realizaron las estabilizaciones con porcentajes de Cemento Portland Tipo 1, de 3%, 4% y 5%. En adelante CPP (Portland Pozzolana Cement) y humedades óptimas que se ubican en el rango entre 32% hasta 57% y se les realizaron los ensayos físicos: gravedad específica [18], límites de Atterberg [19], [20], [19] y permeabilidad [27], y el ensayo mecánico de resistencia a la compresión confinada de muestras remoldeadas a los 2, 7 y 28 días [28].

Se realizaron pruebas de compresión a las muestras inalteradas, también se realizaron pruebas al suelo remoldeado en el cilindro japonés ($h/D=2$). Esto en consideración a que las muestras de suelo pasan en su

totalidad el tamiz de 4.75 mm (Método B [28]), se moldean con densidad máxima y contenido de humedad óptimo, en este estudio se eligió compactar el suelo inmediatamente después de homogenizar la muestra. Terminado el proceso de compactación los especímenes fueron introducidos en bolsas de polietileno y llevados a cámaras para conservar su humedad hasta completar las edades de curado, la resistencia se evaluó a pocas horas del moldeo el mismo día, luego a 2, 7 y 28 días de curado.

La estabilización con cemento (bajos contenidos) consiste en un mejoramiento que implica la aplicación de aditivos químicos in situ, alterando las propiedades básicas del suelo de manera permanente [29]. Al respecto de la estabilización de los limos de alta plasticidad (MH), Mitchell y Freitag [30] recomiendan un porcentaje de cemento entre 8% y 12%; por su parte la PCA [31] para suelos A-7-5, sostiene que el porcentaje óptimo de cemento está habitualmente en el rango de 10% al 16%.

3. Resultados

3.1. Granulometría

Como parte de la caracterización previa a la estabilización de los suelos, se determinaron las curvas granulométricas mediante lavado-tamizado y con el hidrómetro (Figura 1) encontrando que el S2 es el que presenta una mayor proporción de finos (64%), le sigue el S3 (43%) y finalmente el S1 que es el que tiene una menor proporción de finos (28%). Respecto a los requerimientos de las especificaciones [32] expuestos en la Tabla 1, las mismas restringen el uso de limos y arcillas para subrasante, por lo tanto, los suelos evaluados no están cumpliendo la granulometría exigida.

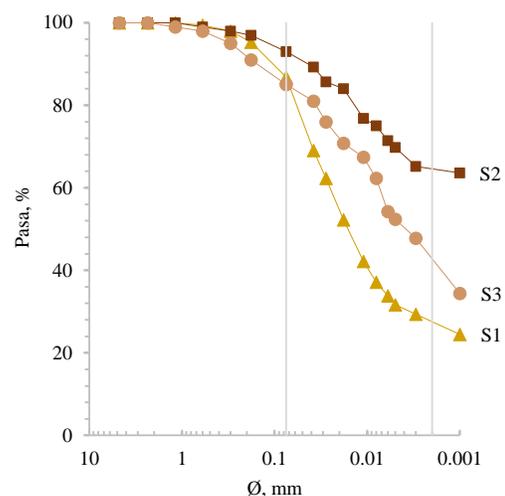


Figura 1. Granulometría del suelo natural. Fuente: elaboración propia.

Tabla 1. Verificación de los requerimientos de los suelos evaluados en estado natural, para emplearse en subrasante y terraplén

Característica	Requerimiento	Suelos de Popayán evaluados en este estudio
Tamaño máximo del agregado	≤ 100 mm	S1=1.18mm; S2=1.18mm; S3=2.36mm
<i>Granulometría 1</i>		
%Pasa del tamiz de 0.425 mm	$\leq 15\%$	S1=99%; S2=99%; S3=96%
<i>Granulometría 2</i>		
%Pasa del tamiz de 2.00 mm	$< 80\%$	S1=100%; S2=100%; S3=100%
%Pasa del tamiz de 0.425 mm	$< 75\%$	S1=99%; S2=99%; S3=96%
%Pasa del tamiz de 0.075 mm	$< 25\%$	S1=86.86%; S2=94%; S3=85%
LL	$< 30\%$	S1=86%; S2=97%; S3=52%
IP	$< 10\%$	S1=30%; S2=45%; S3=18%
CBR _{inalterada}	> 5	S1=6; S2=9; S3=17
CBR _{inmersión (4d)}	-	S1=9; S2=10; S3=3

Con las curvas granulométricas y el índice de plasticidad se determinó la actividad de Skempton (1953), ver [Figura 2](#). La actividad, se usa como un índice para identificar la expansión de suelos arcillosos reflejando la capacidad de sus partículas para retener la humedad. Se observó que el S3 tiene menor retención de agua (0.4), mientras el S1 tiene la mayor retención (1.1). El S1 presenta actividad normal, mientras que el S3 y S2 son clasificados como inactivos.

La gravedad específica en estado natural es cercana a la de los SDCV del eje cafetero [7] y [8] ([Figura 3](#)).

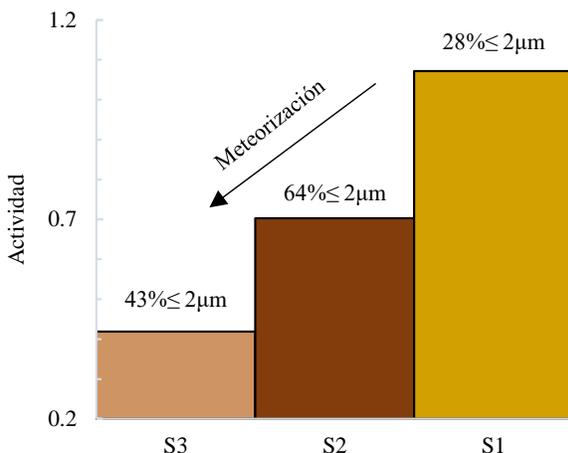


Figura 2. Actividad del suelo natural. Fuente: elaboración propia.

3.2. Relación de soporte de californias CBR

El CBR es un indicador de la calidad del suelo basado en su resistencia, es una práctica común diseñar la estructura del pavimento a partir del CBR, adicionalmente está directamente relacionado con la resistencia a la compresión confinada [33]. En los SDCV se requiere

realizar pruebas de expansión en CBR de los suelos sumergidos, pues las variaciones climáticas inciden significativamente en los valores de succión alcanzados, lo que conlleva a que estos suelos sean susceptibles a los cambios volumétricos. En épocas de verano pueden presentar una disminución de volumen causada por secado, lo cual ocasionaría la aparición de grietas en el suelo; además, en épocas de intensa lluvia pueden presentar hinchamientos [11], con el fin de verificar que la expansión producida no supere 1.5% [32], se realizaron pruebas de CBR del suelo sumergido 4 días.

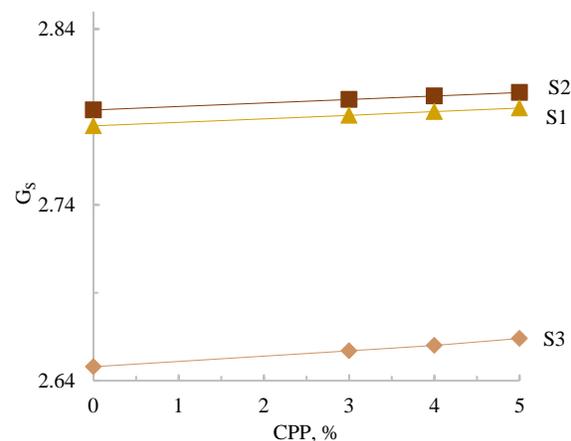


Figura 3. Gravedad específica del suelo natural 0% de cemento y de suelo estabilizado con 0, 3, 4 y 5% de cemento. Fuente: elaboración propia.

En carreteras se considera inaceptable para subrasante todo suelo con $CBR < 5\%$, por lo que aquellos suelos con $CBR < 5\%$ son susceptibles de mejoramiento. Para el núcleo y cimiento de terraplenes, es viable usar $CBR \geq 3\%$ [32]. El CBR de las muestras inalteradas se ubicó en el rango (4 - 18%) y el del suelo sumergido 4 días en agua fue de (2 - 11%). Por lo anterior, es pertinente la estabilización con cemento [Figura 4](#).

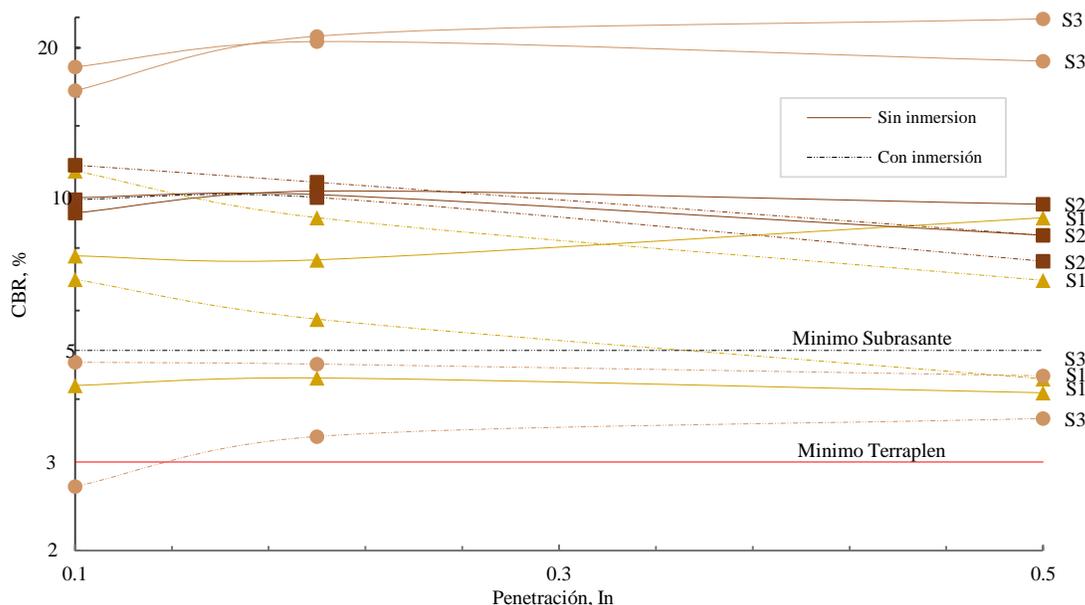


Figura 4. CBR en función de la penetración (Dos ensayos por tipo de suelo). Fuente: elaboración propia.

En la **Figura 5** se representa el porcentaje de expansión promedio de las muestras, la cual se mantuvo en el rango (0.11 – 0.93) % aceptable, donde S2 presento la menor expansión (0.11%) y es también el suelo con el menor contenido de arcilla (28%), le sigue el S1 (0.31%) finalmente el suelo con mayor expansión fue el S3 (0.93%).

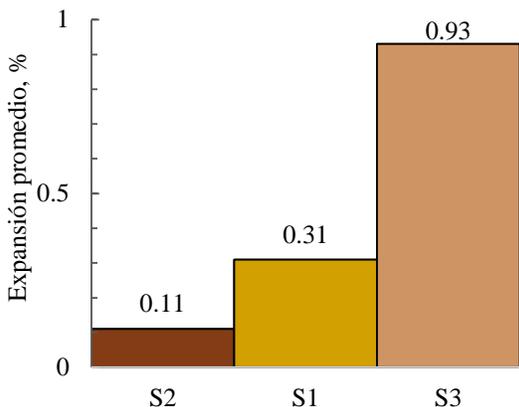


Figura 5. Expansión de las muestras sumergidas 4 días, (Dos ensayos por tipo de suelo). Fuente: elaboración propia.

El S3 es el que presenta mayor CBR (**Figura 4**) y es el mismo que presentó las mayores densidades en la prueba de compactación. Pero al sumergir en agua los cilindros su CBR disminuyó casi 7 veces su resistencia, demostrando alta sensibilidad al agua, en concordancia con la expansión calculada (0.93%). Sin embargo, este comportamiento se esperaba en el S1 que tenía la mayor

actividad de Skempton en lugar del S3 que tenía la menor actividad. Esto se podría explicar a partir del bajo IP del suelo S3.

3.3. Límites de Atterberg

En este estudio se evaluaron los límites e índices Atterberg del suelo en estado natural y del suelo estabilizado con una edad de curado de 1h, porque se ha comprobado que en ese tiempo empiezan a ocurrir las mejoras en el suelo, también se evaluó a 24h, pero solo para la muestra con el mínimo porcentaje de cemento que exige la norma, es decir la de 3% (**Figura 6**).

Se ha observado que los suelos con humedad natural menor al límite plástico poseen características muy secas, que pueden ocasionar fisuras o grietas en los pavimentos soportados en ellos, los suelos 1 y 3 de este estudio tienen esa cualidad, que se resuelve con una adecuada compactación.

La humedad natural del S2 está en un rango normal, es decir entre el límite plástico y el límite líquido. En la **Figura 6**, se puede notar como al aplicar el cemento se disminuyen los límites líquidos, por su parte los índices de plasticidad no se redujeron en todos los casos y tienden a permanecer en un rango constante.

3.4. Índices de Atterberg

Se puede observar en la **Figura 7** que en estado natural, el S3 cambia de estado plástico a líquido (LL) a una humedad más baja que los demás suelos, tiene menor

fluidez, por lo que es el más plástico y cohesivo de los tres, también se puede ver que con el aumento del porcentaje de cemento se reduce proporcionalmente el índice de fluidez, es decir que la curva se hace menos pronunciada, reduciendo también el límite líquido; al reducir el índice de fluidez, el suelo se hace más plástico.

El S1 a las 0 horas como a las 24 horas y con contenidos de cemento de 0%, 3% 4% y 5% presentó mayor LL que el S3 y menor que el S2. En este suelo también se reduce proporcionalmente el índice de fluidez con el contenido de cemento. Por otro lado, el S2 presenta el máximo límite líquido y el índice de fluidez mayor, por lo que, de los tres suelos, es el suelo más fluido y menos cohesivo. El aumento del contenido de cemento reduce el límite líquido del S2, pero no lo hace de manera proporcional.

El suelo con mayores índices de plasticidad es el S2, con valores que varían del 38% al 15%. Le sigue el S1, cuyos valores oscilan entre el 25% al 32%. Los menores IP corresponden al S3, con un rango del 17% al 22%, como se muestra en la carta de plasticidad (Figura 10).

Respecto al índice de liquidez (IL) presentado en la Figura 8 se puede decir, que en la condición natural el S3 tienden a tener fractura repentina y ser muy colapsable ($IL < 0$). El IL es directamente proporcional al contenido de cemento y presenta una tendencia creciente, el IL también aumenta con el tiempo.

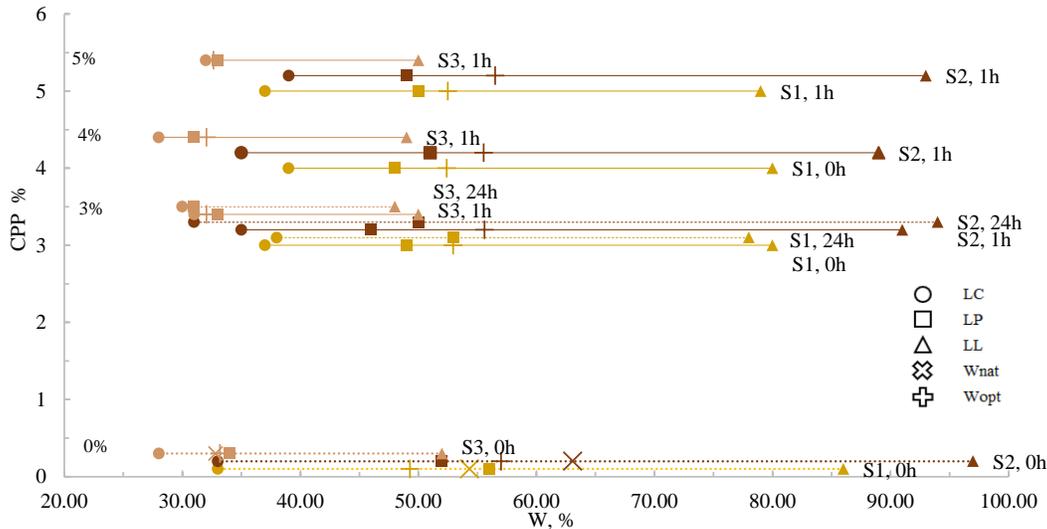


Figura 6. Límites de Atterberg. Fuente: elaboración propia.

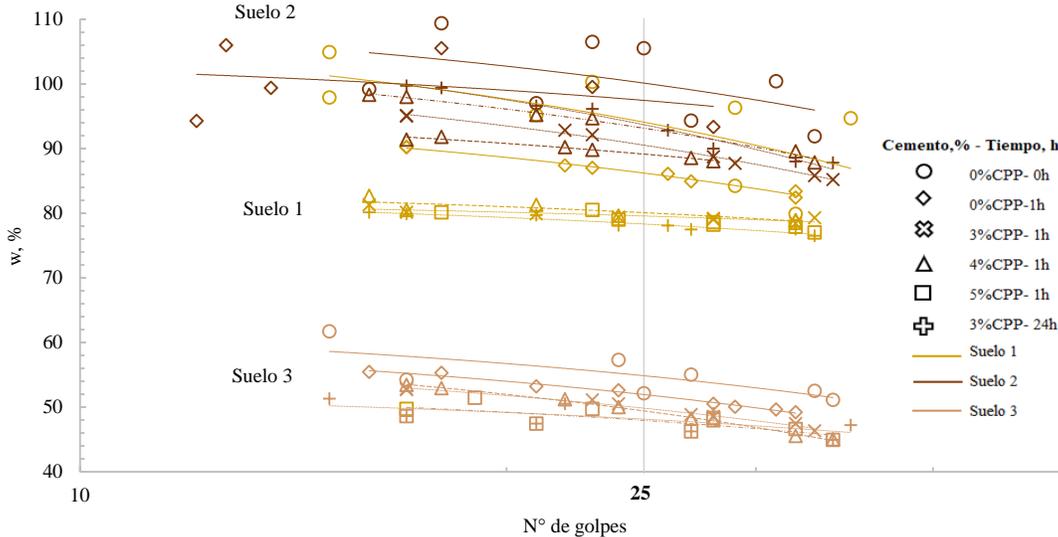


Figura 7. Curvas de flujo de los suelos en función de los porcentajes de cemento. Fuente: elaboración propia.

Todas estas observaciones se relacionan también con el cambio volumétrico (Figura 9) que disminuye proporcionalmente con el contenido de cemento y con el tiempo, se nota también como el S2 experimentó mayores cambios volumétricos; el S1 presentó menores cambios que el S2, pero mayores que el S3; finalmente el S3 fue el que tuvo mínimos cambios volumétricos, demostrando la relación que existe entre el IP (Figura 6) y el cambio volumétrico.

3.5. Clasificación

De acuerdo con el SUCS el SDCV de la ciudad de Popayán se clasifica comúnmente como limo de alta plasticidad MH. De acuerdo con el sistema AASHTO es del grupo A-7-5. Aunque los valores de sus límites de Atterberg sugieren que puede presentar problemas de expansión ($LL > 50$ y el $IP > 35$), la expansión obtenida en el ensayo CBR con inmersión, clasifica como marginal, es decir que la expansión es de baja a aceptable ($< 1.5\%$).

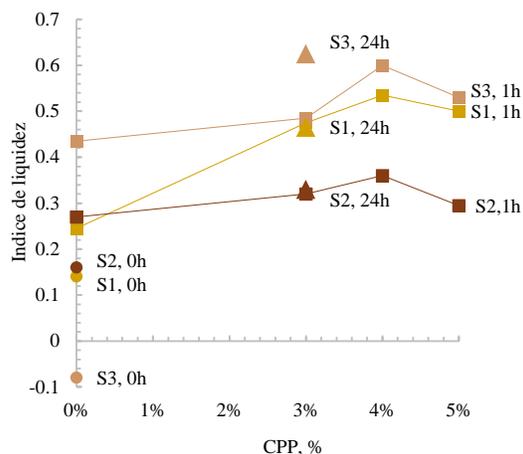


Figura 8. Índices de liquidez en función de los porcentajes de cemento. Fuente: elaboración propia.

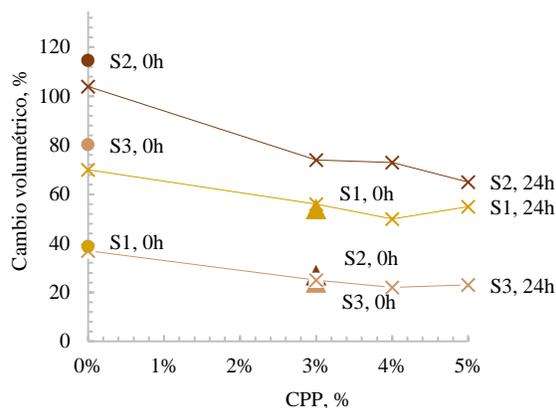


Figura 9. Cambios volumétricos en función de los porcentajes de cemento. Fuente: elaboración propia.

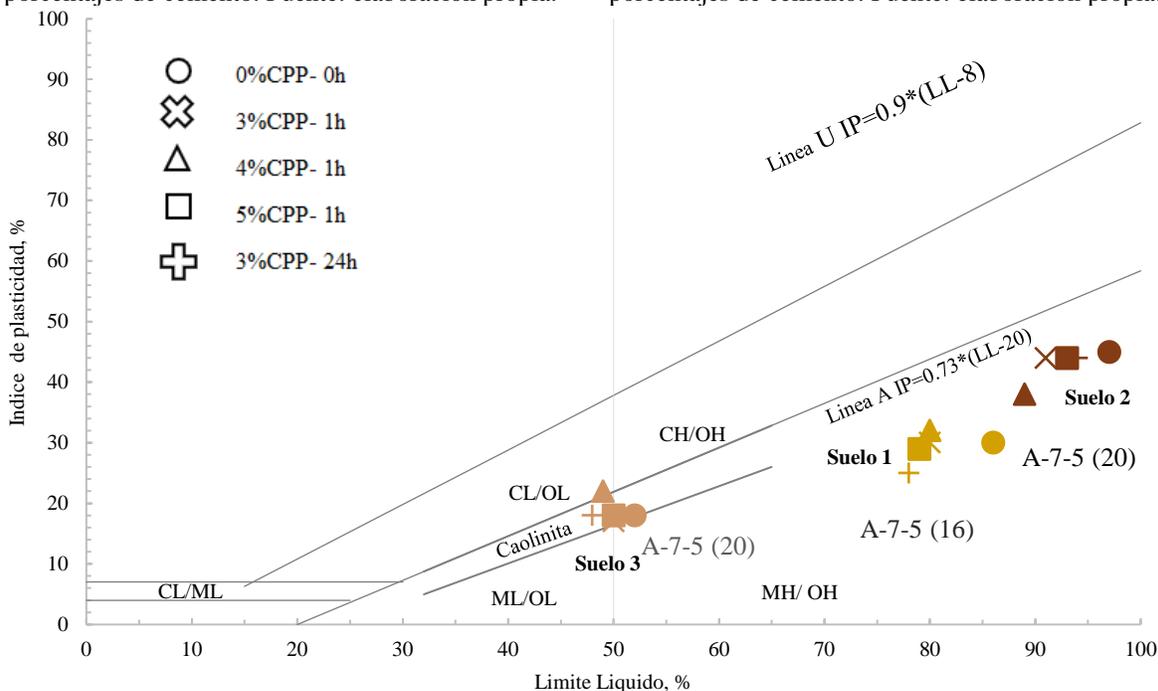


Figura 10. Clasificación de los suelos de acuerdo con la carta de plasticidad de Casagrande. Fuente: Adaptación de la carta de plasticidad de Casagrande [34] actualizada por Mitchell [35] y R. Holtz, W. Kovacs y T. Sheahan [36].

Se observa que son susceptibles al mejoramiento de su resistencia y a la disminución de los Límites de Atterberg (ver [Tabla 1](#)).

3.6. Compactación

Las curvas de compactación permiten notar que con la estabilización se logra aumentar la densidad máxima y disminuir la humedad óptima en el caso de los S2 y S3,

mientras que en el caso del S1 se puede ver que la estabilización redujo la densidad máxima y aumentó la humedad óptima ([Figura 11](#)). En general, el suelo con máxima densidad es el S3, el siguiente es el S1 y el suelo con densidad mínima es el S2.

3.7. Conductividad hidráulica (K) y coeficiente de permeabilidad (k)

Las arcillas generalmente presentan valores de conductividad hidráulica inferiores a 1×10^{-6} cm/s [29]. El rango de K de los suelos naturales fue $(3.4 - 6.4) \times 10^{-8}$ cm/s, el día 28 disminuyó hasta el rango $(0.063 - 5.1) \times 10^{-8}$ cm/s ([Figura 12](#)). Esto es un indicador de que el suelo tiende a retener el agua con mayor facilidad conforme se va fraguando el cemento, se puede observar que el 7mo día tiene un pico, el suelo se hace muy permeable en el momento donde la estabilización desarrolla el mayor porcentaje de resistencia.

En los suelos arcillosos, la estructura juega un papel importante en la permeabilidad, así como la concentración iónica y el espesor de las capas de agua

adheridas a las partículas de arcilla [29]. En los suelos evaluados la granulometría y la permeabilidad tuvieron una relación inversamente proporcional, dado que el suelo con mayor proporción de finos (S2) fue aquel con menor permeabilidad, le sigue el S3 con una cantidad intermedia de finos y así mismo de permeabilidad y finalmente el S1 con menor proporción de finos y mayor permeabilidad. Este comportamiento se puede explicar por el hecho de que la porosidad aumenta proporcionalmente con la permeabilidad.

3.8. Resistencia máxima a la compresión inconfiada (q_u)

Los resultados se pueden observar en la [Figura 13](#). De las estabilizaciones realizadas, el S2 a partir de 3% logra estabilizarse a los 28 días, considerando la estabilización como alcanzar la resistencia a la compresión del suelo en estado natural. Mientras el S1 y S3 no lograron alcanzar la resistencia de la muestra inalterada. Por otro lado, el S3 tuvo una mayor pérdida de su resistencia con el remoldeo. La [Figura 13](#), permite notar que las muestras remoldeadas sin cemento después de mantenerse en reposo, recuperaron resistencia con el tiempo. La conclusión principal es que la adición de bajos porcentajes de cemento no logra recuperar la resistencia natural del suelo, porque no alcanza a tener la resistencia a la compresión simple que presentó la muestra inalterada. Es así como la estabilización con bajos porcentajes de cemento (contenido CPP < 5%) no es viable en todos los casos para SDCV de Popayán.

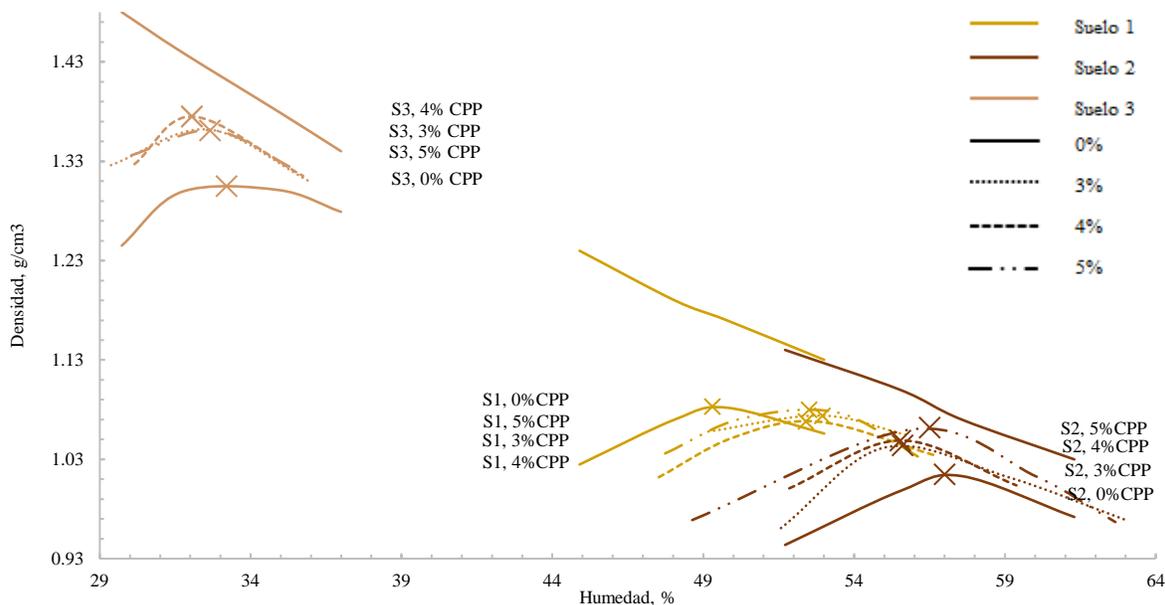


Figura 11. Curvas de compactación del suelo. Fuente: elaboración propia.

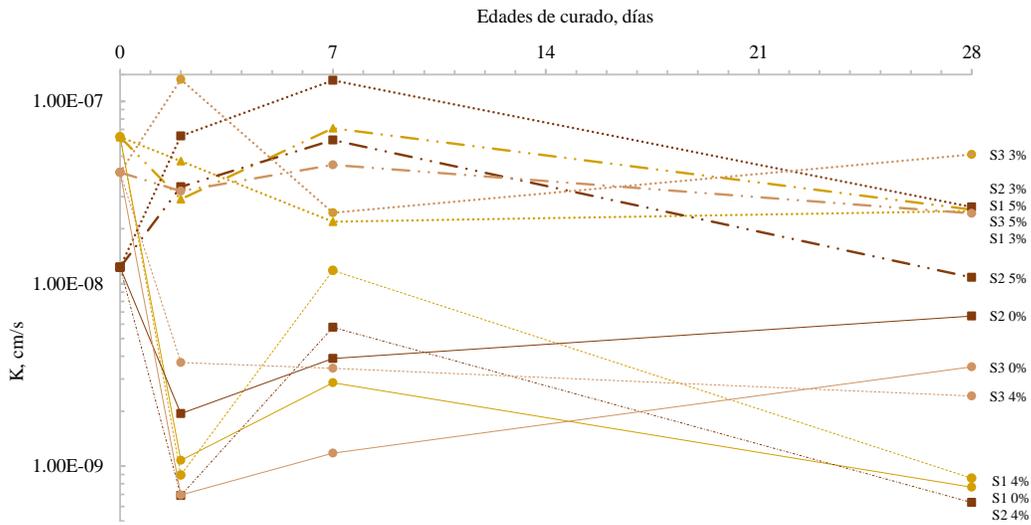


Figura 12. Conductividad hidráulica en función del tiempo. Fuente: elaboración propia.

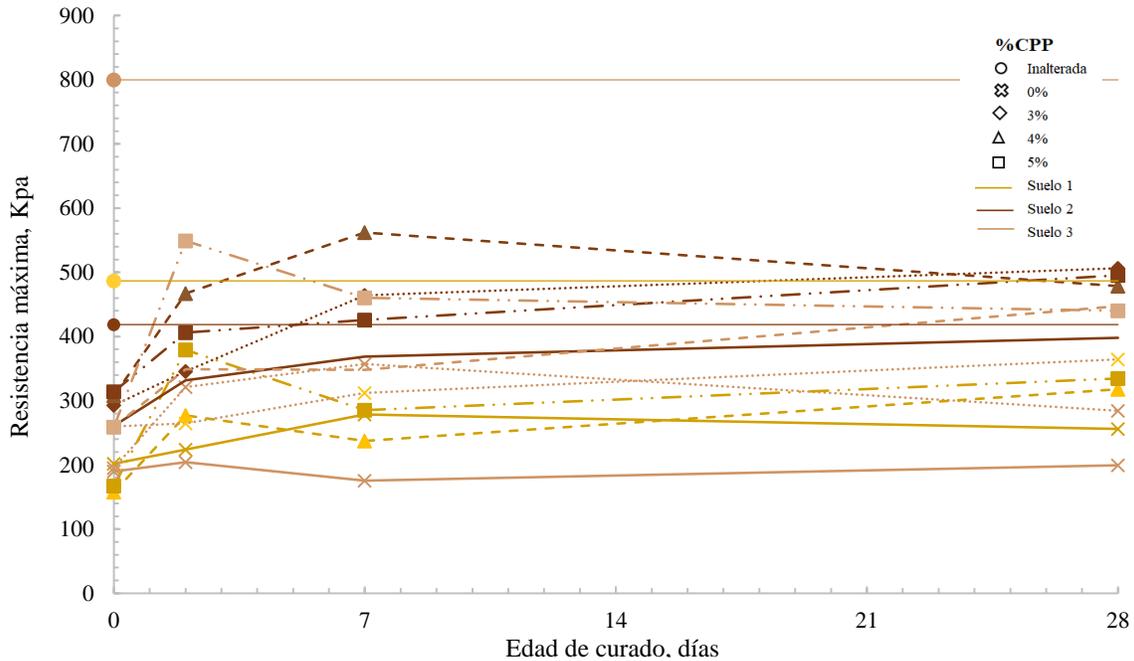


Figura 13. Evolución de la resistencia a la compresión simple (qu) en función de la edad de curado y porcentaje de cemento. NOTA: La RCE_{28d} de las muestras inalteradas son: S1=190%; S2=105%; S3=401%. En la gráfica solo se alcanza a observar el dato correspondiente al S2. Fuente: elaboración propia.

Para analizar la evolución de la resistencia a la compresión simple con la edad (Figura 14), se calculó el porcentaje de adquisición de resistencia de los cilindros estabilizados con la expresión (1).

$$\frac{RCE}{RCE_{28d}} \times 100\% \quad (1)$$

Donde, RCE hace referencia a la resistencia a la compresión de cada cilindro estabilizado y RCE_{28d} es la

resistencia alcanzada a los 28 días, de esa manera se logra visualizar cómo se comporta la resistencia con la edad de curado en la Figura 14, lo más significativo es que todas las muestras presentan un máximo el día séptimo, incluso algunos suelos logran superar la resistencia final (RCE_{28d}), esto se puede dar porque el día séptimo es cuando ocurren la mayor cantidad de reacciones del suelo estabilizado con cemento. Lo anterior, contrasta con la metodología propuesta por el INVIAS [37] porque en esta última, la verificación de la resistencia a la

compresión se realiza a los 7 días de curado sin considerar que dicha resistencia puede disminuir con el tiempo.

Por otra parte, en la ecuación (2) se presenta el índice de relación de mejoramiento IRM(1), este índice permite observar el comportamiento de la resistencia en el tiempo, expresada como la relación entre la resistencia a la compresión del suelo estabilizado RCE, sobre la resistencia a la compresión simple del suelo natural RCN:

$$IRM (1) = \frac{RCE_{(tiempo)}}{RCN} \quad (2)$$

En la **Figura 15**, se observa que en el día 28, en el 100% de los casos se registra un incremento de la resistencia con respecto a la resistencia inicial. Se destaca que, en todas las estabilizaciones realizadas en el S2, se alcanzó un IRM (1) superior a 1.0. Esto indica que la estabilización con cemento es favorable para el S2 porque se supera la resistencia natural (inalterada). Sin embargo, no se puede decir lo mismo del S1 y S3. La adquisición de resistencia a la compresión simple es directamente proporcional a la cantidad de cemento, sin embargo, las relaciones de incremento fueron distintas para cada tipo de suelo. En resumen, los valores más elevados de IRM (1) lo obtuvo el S2, seguido del S1 y el menor fue el S3. En ninguno de los casos se logró un IRM de 2.5.

Adicionalmente, se presenta el índice de relación de mejoramiento IRM (2), este índice permite observar el comportamiento de la resistencia en el tiempo, expresada como la relación entre la resistencia a la compresión del suelo estabilizado RCE, sobre la resistencia a la compresión simple del suelo remoldeado RCR, ecuación (3).

$$IRM (2) = \frac{RCE_{(tiempo)}}{RCR} \quad (3)$$

Es necesario evaluar el IRM (2) porque la resistencia del suelo remoldeado obtenida presenta una notable diferencia respecto a la resistencia natural (inalterada), esta diferencia es una consecuencia de la destrucción de la cementación natural del suelo. En la **Figura 16**, se puede observar el IRM (2) en el tiempo, en todas las estabilizaciones se alcanzó un IRM (2) superior a 1.0. Esto indica que la estabilización con cemento es favorable para todos los suelos. Los mayores valores de IRM (2) lo obtuvo el S2, seguido del S3 y finalmente el suelo con menores índices fue el S1. En ninguno de los casos se logró un IRM de 2.5.

Por último, en la **Figura 17** se muestran los resultados obtenidos en la evaluación de la resistencia a los 7 días de curado del suelo modificado con cemento (%CPP<5%) y suelo-cemento (%CPP>5%).

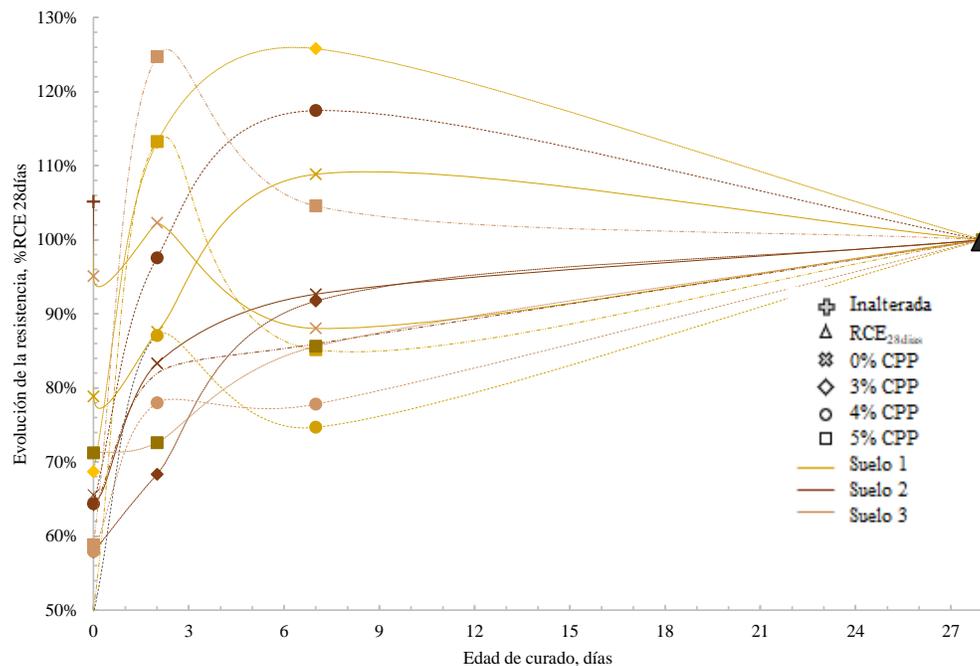


Figura 14. Evolución de la resistencia a la compresión simple, expresada como porcentaje de la resistencia a la compresión del suelo estabilizado a los 28 días %RCE, en función de la edad de curado y porcentaje de cemento.

Fuente: elaboración propia.

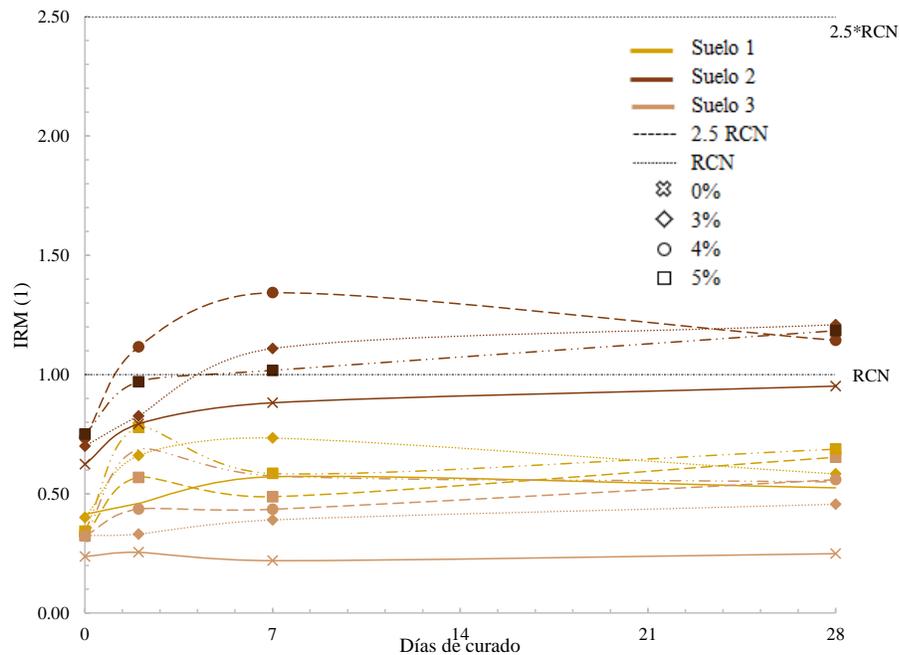


Figura 15. Índice de recuperación de mejoramiento IRM (1) en función del porcentaje de cemento y tiempo de curado. Fuente: elaboración propia.

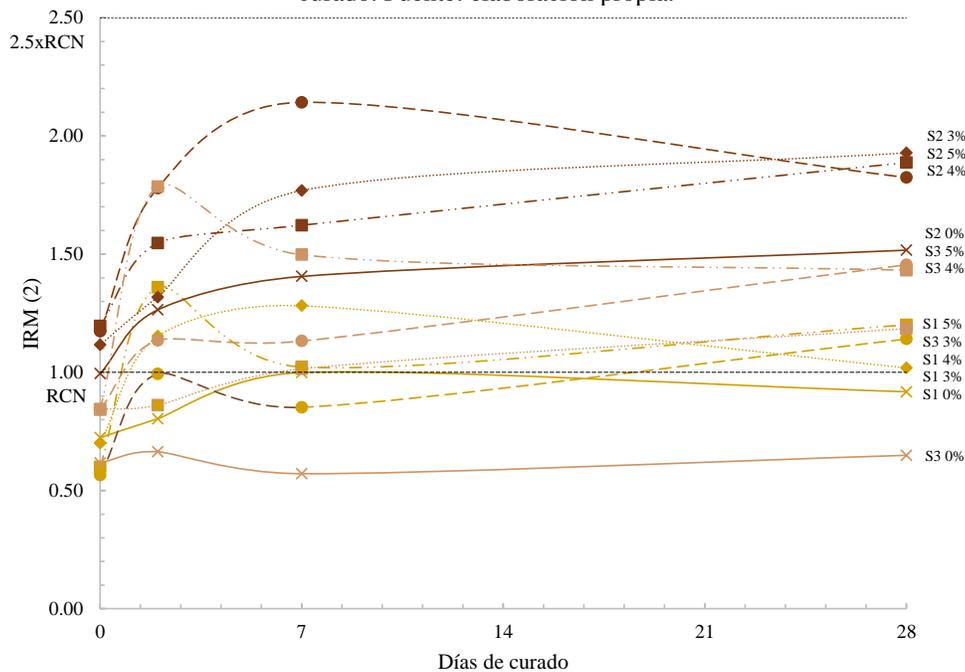


Figura 16. Índice de recuperación de mejoramiento IRM (2) en función del porcentaje de cemento y tiempo de curado. Fuente: elaboración propia.

Los valores de este último fueron tomados del trabajo de grado en modalidad investigación de Valbuena y Gómez [12], donde evaluaron la durabilidad de las mezclas de suelo con contenidos de cemento de 8%, 11%, 12%, 13% y 15% por medio de la prueba de humedecimiento y secado en 12 ciclos, inicialmente los especímenes se

sometieron a 7 días de curado, al completar este periodo se evaluó la resistencia a compresión confinada con el fin de obtener un parámetro inicial o ciclo Cero de Resistencia, dichos valores fueron usados para comparar los resultados de las resistencias desarrolladas en las pruebas de humedecimiento-secado.

En la **Figura 17**, se observa que el aumento de la resistencia es proporcional a la adición de cemento. Se infiere que, a microescala, la superficie específica de los suelos es tan alta que no permite mayor acción en el efecto de cementación. Sin embargo, con dosificaciones superiores al 5%, hay más reacciones en los suelos evaluados, mostrando que el S1 y S3 tienen mayor superficie específica que S2. Teniendo en cuenta la resistencia a la compresión inconfiada del suelo a los 7 días de curado, se puede decir que el porcentaje óptimo de cemento para SDCV de Popayán es superior al 8%, ya que con esos porcentajes se recupera la resistencia a la compresión del suelo natural (RCN). Vale la pena señalar que con un contenido de cemento de 11%, los suelos S1 y S3 alcanzaron un incremento de $2.5 \times RCN$.

3.9. Análisis

Una evaluación preliminar de los SDCV de Popayán indica que no deben usarse para la conformación de subrasante, o en la corona, núcleo, espaldones o cimientado de un terraplén [32]. Por tal motivo, son susceptibles de

mejoramiento. Lo anterior, debido a que presentan incumplimiento en los parámetros de granulometría, límites líquidos e índices de plasticidad **Tabla 1**.

Posterior a la estabilización, se encontró que con 5% de cemento se hacen viables para el núcleo de terraplenes. Aunque los límites líquidos continúan siendo elevados, esto significa que a pesar de implementar una estabilización con más de 5% de cemento, siempre se requerirá garantizar un favorable desempeño con estudios de deformabilidad y puesta en obra (véase **Tabla 2**).

Hay que mencionar, que el incumplimiento del Límite Líquido de los suelos estabilizados no es suficiente para descartarlos como subrasante o terraplén. Pues las arcillas son en general sensibles al agua, pero al estabilizarse con cemento pueden tener un rendimiento mecánico tolerable para algunos proyectos y hace falta conocer el comportamiento en servicio para valorar finalmente su desempeño.

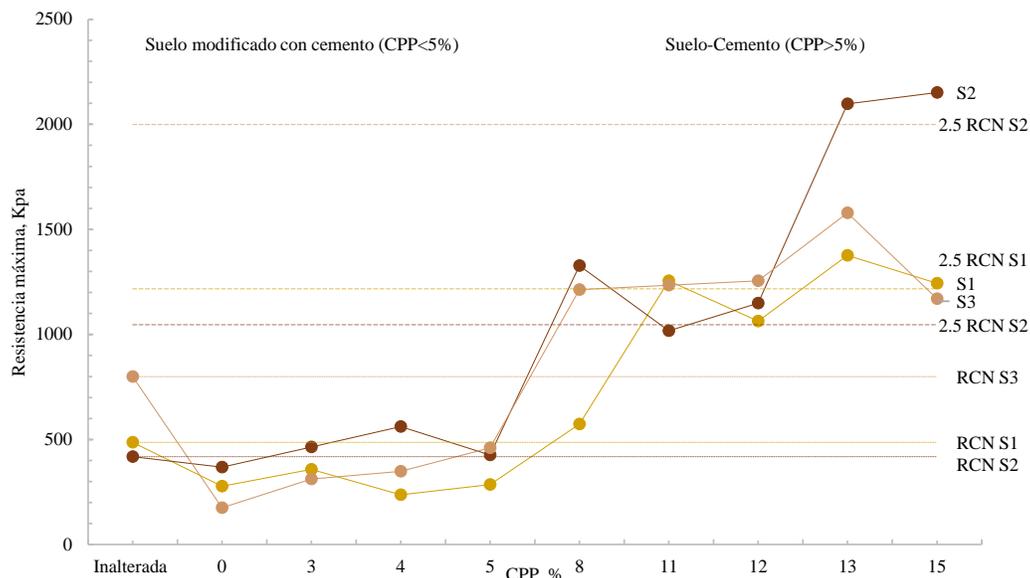


Figura 17. Resistencia máxima del suelo en función de la dosificación de cemento, a los 7 días de curado. Fuente: Elaboración propia con datos de este estudio de Valbuena y Gómez [12].

Tabla 2. Verificación de los requerimientos de los suelos estabilizados con cemento, para emplearse en subrasante y terraplén

Característica	Requerimiento	Suelos Popayán estabilizados con 3% de cemento
LL máximo	40%	¹ S1=78%; S2=94%; S3=48%
LC mínimo	13%	¹ S1=38%; S2=31%; S3=31%
Contenido mínimo de cemento	2%	3%

¹ valores reportados con 3% de cemento a las 24 horas de curado de este estudio

Fuente: Elaboración propia con adaptación Art 235 [37].

Lo anterior en vista a la posible presencia de haloisita, descubierta por Hernández [7] en las muestras que analizó del suelo de Popayán. Las haloisitas y alófanos son minerales de arcilla No laminares que presentan un mejor comportamiento para su uso en la ingeniería que las arcillas Laminares como caolinitas, illitas y montmorillonitas [5].

4. Conclusiones

Es sustancial reconocer que los problemas geotécnicos asociados a las arcillas, en especial en los SDCV, no provienen siempre de las características inherentes a ellos, sino que son una consecuencia de que no se identifiquen oportunamente en los estudios previos y de que no se seleccione un adecuado manejo. Hay que considerar que hacer estudios de caracterización de SDCV de Popayán, ofrece información valiosa para diseñar infraestructura resistente para ser puesta a prueba inclusive por los sismos que se registran en la zona.

De los resultados obtenidos con el estudio, se puede concluir que con bajos contenidos de cemento (<5%) no se recupera la resistencia a la compresión simple de las muestras inalteradas de SDCV de Popayán. Pero a partir de una dosificación de 8% de cemento, la resistencia a la compresión simple se incrementa 2.5 veces. Con un 11% de cemento este efecto se logra de en el 70% de las muestras de suelo evaluadas. A pesar de esto, los límites líquidos evaluados a (0, 1 y 24) horas son mayores a 40%, por lo que presentan incumplimiento de este parámetro si el suelo va a ser empleado como subrasante o en la corona y cimientado del terraplén, pero, serían viables para el núcleo de terraplenes siempre y cuando se realice un estudio de resistencia, deformabilidad y puesta en obra.

Dejando de lado los límites de plasticidad de estos suelos, se pudo evidenciar que con una edad de curado de 28h y 5% de cemento, presentan resistencia a la compresión simple en un rango que se podría denominar “aceptable” (334 kPa - 495 kPa), esto implica que su uso podría ampliarse cuando con el avance de futuras investigaciones se tengan evidencias comprobables de su desempeño como material de subrasante o de terraplén. Por lo que es factible mejorar la percepción de los SDCV considerando que los parámetros que califican el suelo no son aplicables a ellos y por lo tanto no hacen justicia de sus capacidades mecánicas.

La metodología propuesta por la PCA [31] podría evaluarse para ser ajustada a los SDCV de Popayán por dos motivos, el primero, es que la resistencia que alcanza el suelo es variable en el tiempo de curado y el segundo es que el porcentaje óptimo de cemento se encuentra en

el rango (5%-7%) menor al rango de (10%-16%) recomendado.

Se recomienda realizar tramos de prueba con estabilizaciones cercanas al 5% de cemento, hasta edades superiores a 28 días, para analizar la evolución de resistencia, la calidad y desempeño definitivos de la estabilización con cemento en servicio, adicionalmente evaluar el efecto de la tixotropía. Sería interesante además probar diferentes opciones de equipos y métodos de compactación para así definir el método de diseño y de trabajo más adecuados cuando se realizan mejoramientos de SDCV en Popayán.

Financiación

Universidad del Cauca

Contribución de los autores

O. Pantoja-Quiscualtud: Preparación de datos, Análisis formal, Investigación, Redacción – borrador original. L. Cruz-Velasco: Conceptualización, Preparación de datos, Análisis formal, Investigación, Metodología, Administración del proyecto, Recursos, Redacción – revisión y edición. V. Muñoz-Mendez: Análisis formal, Investigación, Redacción – borrador original, Visualización.

Todos los autores han leído y están de acuerdo con la versión publicada del artículo.

Conflicto de interés

Declaramos que no existe ningún conflicto de intereses en relación con este artículo. Los autores no tienen intereses financieros, personales, ni profesionales que puedan influir en los resultados o en la interpretación de los hallazgos encontrados.

Declaración de la Junta de Revisión Institucional

No aplica.

Declaración de consentimiento informado

No aplica.

Referencias

[1] M. Gentile, “Vulcanismo y terremotos andinos. Alcance sociopolítico y religioso de algunas creencias del siglo XVI,” *AJEE*, no. 51, pp. 569-588, 2018.

- [2] El Tiempo, “¿Por qué las personas habitan en las zonas de incidencia de los volcanes?,” 2021. [En línea]. Disponible en: <https://n9.cl/dxhwl>
- [3] G. Duque. “Desafíos del complejo volcánico Ruíz-Tolima,” UNAL, 2012. [En línea]. Disponible en: <https://repositorio.unal.edu.co/handle/unal/11900>
- [4] C. Forero, E. Gálvez, W. Fino y E. Ulloa, *Estudios de la estructuración de las cenizas volcánicas de Armenia y su relación con el comportamiento geotécnico*. Instituto Nacional de Investigaciones Geológico Mineras, 1999. [En línea]. Disponible en: <https://catalogo.sgc.gov.co/cgi-bin/koha/opac-detail.pl?biblionumber=81171%20thumbnail-shelfbrowser>
- [5] C. Guerrero y L. Cruz, “Experimental study of Colombian volcanic ash soil classification in the Colombian southwest with SUCS, AASHTO method and a new classification method”, *Ing. Desarrollo*, vol. 36, n. 2, pp. 378–397, 2018, doi: <https://doi.org/10.14482/inde.36.2.10377>
- [6] M. Polanco, *Principios básicos de mecánica de suelos*. Popayán, Colombia: Universidad del Cauca, 2009.
- [7] O. Hernández, “Análise da influência de aspectos microestruturais no comportamento de solos derivados da cinza vulcânica,” Tesis doctoral, Universidad de Brasilia, 2016.
- [8] M. Herrera, “Suelos derivados de cenizas volcánicas en Colombia: Estudio fundamental en implicaciones en la ingeniería,” Tesis doctoral, Universidad de Los Andes, 2006.
- [9] M. Torres, “Aporte al conocimiento de la geología y la estratigrafía de la formación Popayán Departamento del Cauca,” *Novedades Colombianas*, vol. 7, n. 1, pp. 4-27, 1997.
- [10] K. Jerez, P. Torres, G. Toro, B. Acosta y B. Pulgarín, “Memoria mapa geológico sector formación Popayán, proyecto vulcanismo Neógeno y Cuaternario en el suroccidente colombiano, sector Formación Popayán, sector poblaciones Puracé-Coconuco, río San Francisco y sector cañón del río Guachicono-Población Río Blanco,” Instituto Colombiano de Geología y Minería, I-2886.1, 2007.
- [11] “Manual de diseño de pavimentos asfálticos en vías con medios y altos volúmenes de tránsito,” INVIAS, 2018.
- [12] Y. F. Valbuena Muñoz y S. M. Gómez Rodríguez, “Análisis de la efectividad de mezclas de suelo modificado con cemento, como aditivo para la estabilización superficial de taludes en suelos derivados de ceniza volcánica,” Trabajo de grado, Universidad del Cauca, 2019.
- [13] A. Restrepo, B. Caicedo y J. Monroy, “Estudio del comportamiento de los suelos volcánicos compactados,” Tesis de maestría, Universidad de Los Andes, 2017.
- [14] J. D. Rivera Vázquez, “Caracterización de las cenizas volcánicas en el departamento del Quindío sometidas a condiciones de secado,” Trabajo de grado, Universidad de los Andes, 2003.
- [15] DANE, “Cuentas Nacionales,” 2024. [En línea]. Disponible en: <https://www.dane.gov.co/index.php/estadisticas-por-tema/cuentas-nacionales/cuentas-nacionales-departamentales>
- [16] IDEAM, “Características climatológicas de ciudades principales y municipios turísticos,” 2024. [En línea]. Disponible en: <http://www.ideam.gov.co/web/tiempo-y-clima/clima>
- [17] INVIAS, Normas de ensayo de materiales para carreteras, INV E – 122–13: Determinación en laboratorio del contenido de agua (Humedad) de muestras de suelo, roca y mezclas de suelo -agregado, 2014.
- [18] INVIAS, Normas de ensayo de materiales para carreteras, INV E – 128–13: Determinación de la gravedad específica de las partículas sólidas de los suelos y de la llenante mineral, empleando un picnómetro con agua, 2014.
- [19] INVIAS, Normas de ensayo de materiales para carreteras, INV E – 125–13: Determinación del límite líquido de los suelos, 2014.
- [20] INVIAS, Normas de ensayo de materiales para carreteras, INV E – 126–13: Límite plástico e índices de plasticidad de los suelos, 2014.
- [21] INVIAS, Normas de ensayo de materiales para carreteras, INV E – 127–13: Determinación de los factores de contracción de los suelos, 2014.
- [22] INVIAS, Normas de ensayo de materiales para carreteras, INV E – 123–13: Determinación de los tamaños de las partículas de los suelos, 2014.

- [23] INVIAS, Normas de ensayo de materiales para carreteras, INV E – 181–13: Sistema unificado de clasificación de suelos para propósitos de ingeniería, 2014.
- [24] INVIAS, Normas de ensayo de materiales para carreteras, INV E – 148–13: CBR de suelos compactados en el laboratorio y sobre muestra inalterada, 2014.
- [25] INVIAS, Normas de ensayo de materiales para carreteras, INV E – 152–13: Compresión inconfina da en muestras de suelo, 2014.
- [26] INVIAS, Normas de ensayo de materiales para carreteras, INV E – 141–13: Relaciones de humedad – Peso unitario seco en los suelos (Ensayo normal de compactación), 2014.
- [27] INVIAS, Normas de ensayo de materiales para carreteras, INV E – 151–13: Consolidación unidimensional de los suelos, 2014.
- [28] INVIAS, Normas de ensayo de materiales para carreteras, INV E – 614–13: Resistencia a la compresión de cilindros moldeados de suelo cemento, 2014.
- [29] B. Das, *Fundamentos de ingeniería geotécnica*, 4a ed. México D.F., México: Cengage Learning, 2015.
- [30] J. Mitchell y D. Freitag, “A Review and Evaluation of Soil–Cement Pavements,” *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, vol. 85, n. 6, p. 49–73, 1959, doi: <https://doi.org/10.1061/JSFEAQ.0000237>
- [31] Portland Cement Association, *Engineering Bulletin: Soil-cement construction handbook*. United States: PCA, 1995.
- [32] INVIAS, Especificaciones generales de construcción de carteras 2022, Artículo 220 – 22: Terraplens, 2022.
- [33] E. A. Sandoval-Vallejo, W. A. Rivera-Mena, “Correlación del CBR con la resistencia a la compresión inconfina da” *Ciencia e Ingeniería Neogranadina*, vol. 29(1), pp. 135-152, 2019, doi: <https://doi.org/10.18359/rcin.3478>
- [34] A. Casagrande, “Classification and Identification of Soils” *Transactions of the American Society of Civil Engineers*, vol. 113, n. 6, pp. 901-930, 1948, doi: <https://doi.org/10.1061/TACEAT.0006109>
- [35] J. Mitchell, *Fundamentals of soil behavior*. Berkeley, United States: John Wiley & Sons, 1976.
- [36] R. Holtz, W. Kovacs y T. Sheahan, *An Introduction to Geotechnical Engineering*. Englewood Cliffs, United States: Pearson, 2011.
- [37] INVIAS, Especificaciones generales de construcción de carreteras 2022, Artículo 235 – 22: Estabilización de suelos de subrasante y terraplén con cemento, 2022.