



**INSTITUTO LATINO-AMERICANO DE
TECNOLOGÍA, INFRAESTRUCTURA Y
TERRITORIO (ILATIT)**

INGENIERIA CIVIL DE INFRAESTRUCTURA

**EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO CARGA-ASENTAMIENTO EN ESCALA
COMPLETA DE ZAPATAS SOBRE LIMO ARCILLO BLANDO Y LIMO ARCILLOSO
REFORZADO POR COLUMNAS DE SUELO-CEMENTO COMPACTADO**

ROLANDO ANAGUA COILA

Foz de Iguazú
2019



**INSTITUTO LATINO-AMERICANO DE
TECNOLOGÍA, INFRAESTRUCTURA Y
TERRITORIO (ILATIT)**

INGENIERIA CIVIL DE INFRAESTRUCTURA

**EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO CARGA-ASENTAMIENTO EN ESCALA
COMPLETA DE ZAPATAS SOBRE LIMO ARCILLO BLANDO Y LIMO ARCILLOSO
REFORZADO POR COLUMNAS DE SUELO-CEMENTO COMPACTADO**

ROLANDO ANAGUA COILA

Trabajo de Conclusión de Curso presentado al Instituto Latino-Americano de Tecnología, Infraestructura y Territorio de la Universidad Federal de Integración Latino-Americana, como requisito parcial para la obtención del título de Ingeniero Civil de Infraestructura.

Orientador: Prof. M.Sc. Julio César Bizarreta
Coorientador: Prof. Dr^o Noe Villegas Flores César

Foz de Iguazú
2019

Dedico este trabajo a mi padre y a mi madre
quienes son mi fuente de inspiración diaria.

AGRADECIMIENTO

A mis padres y a mis hermanos, quienes han sido la guía y el camino para poder llegar a este punto de mi carrera, que con su ejemplo, dedicación y palabras de aliento nunca bajaron los brazos para que yo tampoco lo haga aun cuando todo se complicaba.

Agradecer también a mi profesor orientador, no solo por la constante orientación en este trabajo, más sobre todo por su amistad, paciencia y enseñanza.

A los diversos amigos que contribuyeron con la ejecución de este trabajo como: Elber, Jeffersson, Rodrigo, Ángel, Francisco que de alguna manera me ayudaron y estuvieron presentes en algunas etapas de los experimentos. Así también a los profesores Julio y Gisèle por la colaboración de sus alumnos: Antonio, Gloria, Ronald, Cecilia, Erick, Ángela y Cándy de las disciplinas de Mecánica de los suelos.

Al Ingeniero João Colpo del SECIC de la UNILA, cuyo apoyo fue fundamental para las actividades de campo de Iniciación Científica, y los ensayos de prueba de carga de este trabajo; lo que contribuyó en una parte de mi formación académica.

A los técnicos de los laboratorios de la UNILA: Dalila, Luciano, Andrey por la disposición de su tiempo. También al M.Sc Eduardo Rigo por las informaciones proporcionadas en la investigación.

Al gobierno brasilero por el apoyo económico a través del programa nacional de asistencia estudiantil (PNES) de la UNILA.

ANAGUA COILA, Rolando. **Avaliação do comportamento carga-recalque em escala completa de sapatas sobre silte argiloso mole e silte argiloso reforçado por colunas de solo-cimento compactado.** 2019. 76p. Trabalho de Conclusão de Curso Engenharia Civil de Infraestrutura – Universidade Federal da Integração Latino-Americana, Foz do Iguaçu, 2019.

RESUMO

O uso de sapatas em obras de pequeno porte (casas, sobrados, barracões, galpões, entre outros), assentadas sobre o silte argiloso mole de origem residual, muitas vezes resulta inviável, pois ao utilizar as metodologias semi-empíricas de tensão admissível resultam valores baixos, optando-se geralmente pelo uso de estacas, mais não sempre resulta uma alternativa econômica, pelo baixo nível de cargas de cargas dos pilares. Nesse contexto, o presente trabalho tem como objetivo investigar a viabilidade técnica do uso de sapatas, através de ensaios carga recalque em escala completa de sapatas sobre silte argiloso mole, e sobre silte argiloso reforçado com um grupo de colunas de solo-cimento compactado. O local de estudo será no campo experimental da UNILA em Foz do Iguaçu. O programa experimental consiste em ensaios de resistência a compressão simples de corpos de prova de solo-cimento compactados com dosagem de cimento de 0, 6, 9 e 12% em relação ao peso total da mistura. Com a dosagem ótima obtida na compressão simples, foi estudada a resistência ao cisalhamento da mistura mediante ensaios triaxiais; e finalmente foram executadas provas de carga de sapatas em escala completa, uma de elas sobre silte argiloso mole e outra no silte argiloso reforçado com um grupo de colunas de silte argiloso cimento compactado (com a dosagem ótima). Os resultados mostraram que a maior adição de cimento maior resistência a compressão simples, mas entre a dosagem de 9 e 12% o aumento foi leve, com isso foi considerado a 9% como a dosagem ótima. Com a dosagem ótima foi observado valores elevados da coesão efetiva e ângulo de atrito efetivo, com 152,77 kPa e 41,3 graus respectivamente, e tensões desviadoras altas da ordem de 725 kPa para tensões de confinamento de 40 kPa. A alternativa de solução de sapatas de 0,6X0,6m reforçadas com quatro colunas de solo-cimento compactado e com 9% adição de cimento, apresentou recalques muito baixos da ordem de 8,5 vezes menor que a sapata no solo sem reforço, aplicando para ambos uma mesma carga de 120 kN. Apesar da necessidade de realizar estudos carga-recalque com maiores cargas, a pesquisa mostra sinais que favorecem a viabilidade técnica de sua aplicação, tornando-se uma alternativa para o reforço dos solos silto argilosos moles da região de Foz do Iguaçu, em especial para edificações de pequeno porte.

Palavras-chave: Colunas de solo-cimento compactado; Sapatas; Reforço de solo de fundação; Prova de carga a escala completa; Capacidade de Carga.

ANAGUA COILA, Rolando. **Evaluation of load-settlement behaviour of full scale isolated square footing on soft silte-clay reinforced by soil-cement compacted columns.**2019. 76p. Trabajo de Conclusión de Curso Ingeniería Civil de Infraestructura– Universidad Federal de Integración Latino-Americana, Foz do Iguaçu, 2019.

ABSTRACT

The use of shoes in small works (houses, houses, sheds, sheds, among others), seated on the residual soft clay silt, is often unfeasible, because when using the semi-empirical methodologies of admissible tension result values low, generally opting for the use of piles, but not always an economical alternative, due to the low level of column load loads. In this context, the present work aims to investigate the technical feasibility of the use of shoes, through full scale repressión load testing of shoes on soft clay silt, and on clay silt reinforced with a group of compacted soil-cement columns. The study site will be in the UNILA experimental field in Foz do Iguaçu. The experimental program consists of simple compressive strength tests of compacted soil-cement specimens with cement strength of 0, 6, 9 and 12% in relation to the total weight of the mixture, with the optimal dosage obtained in simple compression. The shear strength of the mixture was studied by triaxial tests; and finally full scale shoe loading tests were performed, one on soft clay silt and the other on clay silt reinforced with a group of compacted cement clay silt columns (of optimal dosage). The results showed that the higher cement addition increased resistance to simple compression, but between the 9 and 12% dosage the increase was slight, with 9% as the optimal dosage. With the optimum dosage, high values of effective cohesion and effective friction angle were observed, with 152.77 kPa and 41.3 degrees respectively, and high shifting stresses of the order of 725 kPa for 40 kPa confinement stresses. The alternative of 0,6X0,6m solution of reinforced shoes with four columns of compacted cement soil and with 9% cement addition, presented very low repressions of the order of 8.5 times smaller than the unground reinforced shoe, applying for both the same load. 120 kN. Despite the need to carry out load-bearing studies with higher loads, the research shows signs that favor the technical feasibility of its application, becoming an alternative for the reinforcement of soft clay silt soils in the region of Foz do Iguaçu, especially for small buildings.

Key words: Compacted soil-cement columns; Isolated Square Footing; Foundation soil reinforcement; load settlement behaviour of full-scale; bearing capacity.

ANAGUA COILA, Rolando. **Evaluación del comportamiento carga-asentamiento em escala completa de zapatas sobre limo arcillo blando y limo arcilloso reforzado por columnas de suelo-cemento compactado.** 2019. 76p. Trabajo de Conclusión de Curso Ingeniería Civil de Infraestructura – Universidad Federal de Integración Latino-Americana, Foz do Iguazú, 2019.

RESUMEN

El uso de zapatas en obras de pequeño porte (casas, sobrados, barracones, galpones, entre otros), asentadas sobre el limo arcilloso blando de origen residual, muchas veces resulta inviable, pues al utilizar las metodologías semi-empíricas de tensión admisible resultan valores bajos, optándose generalmente por el uso de estacas, mas no siempre resulta una alternativa económica, por el bajo nivel de cargas de los pilares. En ese contexto el presente trabajo tiene como objetivo investigar la viabilidad técnica del uso de zapatas, a través de ensayos carga-asentamiento en escala completa de zapatas sobre limo arcilloso blando, y sobre limo arcilloso reforzado con un grupo de columnas de suelo-cemento compactado. El local de estudio será en el campo experimental de la UNILA en Foz de Iguazú. El programa experimental consiste en ensayos de resistencia a compresión simples de los cuerpos de prueba de suelo-cemento compactados con dosificaciones de cemento de 0, 6, 9 y 12% en relación con el peso total de la mezcla, con la dosificación óptima obtenida en la compresión simples, fue estudiada la resistencia al corte de la mezcla mediante ensayos triaxiales; y finalmente fueron ejecutados pruebas de carga de zapata en escala completa, una de ellas sobre limo-arcilloso blando y otra en limo arcilloso reforzado con un grupo de columnas de limo arcilloso cemento compactado (con dosificación óptima). Los resultados mostraron que la mayor adición de cemento mayor es la resistencia a compresión simples, mas entre la dosificación de 9% y 12% el aumento fue leve, con eso fue considerado a 9% como la dosificación óptima. Con la dosificación óptima fue observado valores elevados de cohesión efectiva y ángulo de fricción efectivo, con 152,77 kPa y 41,3 grados respectivamente y tensiones desviadoras altas del orden de 725 kPa para tensiones de confinamiento de 40 kPa. La alternativa de solución de zapatas de 0,6 x0,6 m reforzadas con cuatro columnas de suelo-cemento compactado y con 9% de adición de cemento, presentó asentamientos muy bajos del orden de 8,5 veces menor que la zapata en el suelo sin refuerzo, aplicando para ambos una misma carga de 120 kN. A pesar de la necesidad de realizar estudios carga asentamiento con mayores cargas, la investigación muestra señales que favorecen la viabilidad técnica de su aplicación, volviéndolo una alternativa para el refuerzo de los suelos limo arcilloso blando de la región de Foz do Iguazú, en especial para edificaciones de pequeño porte.

Palabras clave: Columnas de suelo-cemento compactado; Zapatas; Refuerzo de suelo de Fundación; Prueba de carga a escala completa; Capacidad de Carga.

LISTA DE FIGURA

| | |
|--|----|
| Figura 1 – Ruptura general..... | 14 |
| Figura 2 – Ruptura por punzonamiento | 15 |
| Figura 3 – Ruptura local | 15 |
| Figura 4 – Ensayo de prueba de carga en placa | 20 |
| Figura 5 – Resultados de prueba de carga presentados por Duarte (2006)..... | 21 |
| Figura 6 – Resultados de prueba de carga presentados por Lopez (1997) apud Almeida (2000)..... | 22 |
| Figura 7 – Perfil estratigráfico del local en estudio. | 30 |
| Figura 8 – Equipo para ensayo triaxial. | 32 |
| Figura 9 – Equipo para el ensayo de prueba de carga. a: Instrumentación (1) Célula de carga (2) Gato hidráulico (3) Placa de 50 cm de diámetro (4) Relojes comparadores (5) Viga, b: Tractor de orugas | 33 |
| Figura 10 – Ensayo de granulometría. (a) Secado de la muestra de suelo. (b) Disgregación de los terrones del suelo. (c) Muestra representativa para realizar el ensayo..... | 35 |
| Figura 11 – Ensayo de granulometría proceso tamizado. (a) y (b) Lavado del suelo en el tamiz No 200. (c) Secado en estufa del material lavado..... | 36 |
| Figura 12 – Ensayo de granulometría por tamizado. (a) Colocación de la muestra lavada al conjunto de tamices. (b) Proceso de vibración de tamices con la muestra de suelo. (c) Pesaje de las partículas retenidas en cada tamiz..... | 36 |
| Figura 13 – Medición del pH del suelo. (a) Medición del pH, por el papel de indicador. (b) Lectura del pH del suelo (ácida). (c) Medición del pH por medio del pHmetro..... | 37 |
| Figura 14 – Diferencia de deposición del suelo con diferentes concentraciones. (a) Muestra de suelo con silicato de sodio. (b) Diferencia de muestra de suelo con silicato de sodio y hexametáfosfato..... | 37 |
| Figura 15 – Procedimiento de compactación de los cuerpos de prueba. (a) Disgregación del suelo. (b) (c) y (d) Proceso de mezcla y homogenización del suelo-cemento. (e) Compactación del suelo en el equipamiento de soquete automático. (f) y (g) Muestra de suelo compactada y proceso de extracción..... | 39 |
| Figura 16 – Procedimiento de compactación de los cuerpos de prueba (C.P). (a) Colocación de la muestra de suelo en el CP. (b) Compactación de la última capa del CP. (c) CP compactada en 10 capas..... | 41 |
| Figura 17 – Disposición de los CP con sus respectivos porcentajes de suelo-cemento y tiempo de cura | 41 |
| Figura 18 – Ensayo de compresión simples de CP de suelo-cemento. (a) Montaje | |

| | |
|--|----|
| del CP. (b) Aplicación de la carga constante al CP. (c) Cuerpo de prueba después de la ruptura. | 42 |
| Figura 19 – Ensayo de triaxial. (a) Cilindro tripartitos para moldaje de CP. (b) Soquete pisoteador Havard. (c) Cuerpo de prueba moldeado. (d) Cuerpos de prueba en etapa de cura. | 43 |
| Figura 20 – Montaje de los CP. (a) Base de la célula. (b) CP envueltos por membrana impermeable sobre piedras porosas. (c) CP instalados sobre la prensa triaxial. | 43 |
| Figura 21 – Aplicación de las contrapresiones de los CP de suelo-cemento en el software Pavitest Triaxial. | 44 |
| Figura 22 – Medición de la permeabilidad del CPs. (a) Circuito del ensayo. (b) Agua drenada del CP | 45 |
| Figura 23 – Ruptura por corte del CP de suelo-cemento con adición 9% de cemento | 46 |
| Figura 24 – Excavación de las zapatas. (a) Estado inicial del terreno. (b), (c), (d) Localización de las zapatas. (e), (f),(g),(h) Excavación de las zapatas (i) Zapatas excavadas. | 47 |
| Figura 25 – Excavación de las columnas. (a) Referencia de las columnas. (b) Posicionamiento del perforador en el eje de la columna. (c) (d) (e) (f) Procedimiento de excavación de las cuatro columnas. | 48 |
| Figura 26 – Compactación de las columnas de SC. (a) Homogenización de suelo-cemento. (b) Lanzamiento de la mezcla de SC en las columnas excavada. (c) Compactación de las columnas de SC (d) Columnas compactadas de SC. | 49 |
| Figura 27 – Disposición de las columnas con sus dimensiones. | 49 |
| Figura 28 – Compactación del suelo de la base de la zapata. (a) (b) Procedimiento de compactación de las bases de las zapatas. (c) Base de la zapata compactada. . | 50 |
| Figura 29 – Concreto magro. (a) y (b) Preparación y mezcla del concreto. (c) y (d) Colocado de las capas de concreto magro en las dos zapatas | 50 |
| Figura 30 – Hormigonado de las zapatas. (a) (b) y (c) Proceso de hormigonado de la zapata sin refuerzo. (d), (e) y (f) Proceso de hormigonado de la zapata con refuerzo de suelo-cemento. | 51 |
| Figura 31 – Ensayo de prueba de carga estática. (a) y (b) Zapatas niveladas al nivel de suelo (c) Localización de la retroexcavadora en el eje de la zapata. (d), (e) y (f) Montaje de los equipamientos de placa distribuidora de carga, célula de carga, gato hidráulico y los relojes comparadores. | 52 |
| Figura 32 – Prueba de carga - asentamiento a escala completa de una zapata. (a) (b) (c) (d) Procedimiento de la aplicación de cargas. (e) Lector de la célula de carga. (f) Medición de asentamientos por relojes comparadores a partir de 12 horas después de la última aplicación de carga. | 53 |

| | |
|---|----|
| Figura 33 – Curva granulométrica completa por tamizado y por granulómetro a laser húmedo | 55 |
| Figura 34 – Curvas de compactación de suelo-cemento con diferentes porcentajes | 56 |
| Figura 35 – Resistencia a compresión simples de los cuerpos de prueba de SC | 57 |
| Figura 36 – Curva de la tensión desviadora vs deformación axial del suelo con 9% de cemento..... | 59 |
| Figura 37 – Círculos de Mohr y parámetros de resistencia de suelo al corte | 59 |
| Figura 38 – Curva carga x asentamiento de las zapatas con y sin refuerzo | 60 |
| Figura 39 – Extrapolación de la curva carga x Asentamiento | 62 |
| Figura 40 – Curva tensión x asentamiento con presentación de etapas de carga de zapatas sin refuerzo | 62 |
| Figura 41 – Curva tensión x asentamiento con presentación de etapas de carga de la zapata reforzada..... | 63 |

LISTA DE TABLAS

| | |
|---|----|
| Tabla 1. Cantidades de cemento indicados para el ensayo de compactación | 25 |
| Tabla 2. Clasificación de suelos según la AASHTO | 26 |
| Tabla 3. Ensayos de caracterización y normas aplicadas..... | 34 |
| Tabla 4. Detalles de propiedades físicas de los cuerpos de prueba preparados | 40 |
| Tabla 5. Resultado del ensayo granulométrico del suelo por tamizado | 54 |
| Tabla 6. Resultado del ensayo granulómetro a laser | 54 |
| Tabla 7. Resultado del límite de Atterberg, clasificación SUCS y masa específica de los sólidos..... | 56 |
| Tabla 8. Resultado del ensayo de compactación | 57 |
| Tabla 9. Resultado del ensayo de permeabilidad saturada..... | 58 |
| Tabla 10. Coeficiente de reacción de las zapatas con y sin refuerzo..... | 61 |

SUMÁRIO

| | |
|--|----|
| 1 INTRODUCCIÓN Y JUSTIFICATIVA | 12 |
| 2 OBJETIVOS..... | 13 |
| 3 REVISION BIBLIOGRAFIA..... | 14 |
| 3.1 Capacidad de Carga de Cimentaciones Superficiales | 14 |
| 3.1.1 Mecanismos de ruptura | 14 |
| 3.1.3 Previsión de asentamientos y asentamiento admisible | 16 |
| 3.1.4 Tensión admisible | 18 |
| 3.1.5 Coeficiente de reacción del suelo | 20 |
| 3.1.6 Experiencias de ensayos de carga-asentamiento de zapatas en escala completa (full-scale)..... | 20 |
| 3.2 Suelo-Cemento | 22 |
| 3.3 Criterios para la Selección Suelo-Cemento..... | 23 |
| 3.4 Dosaje del Suelo-Cemento | 24 |
| 3.5 Aplicaciones de Suelo-Cemento | 26 |
| 4 METODOLOGÍA | 28 |
| 4.1 Materiales..... | 28 |
| 4.1.1 Suelo | 28 |
| 4.1.2 Cemento | 28 |
| 4.1.3 Agua | 28 |
| 4.1.4 Perforador de suelo para realización de las columnas de suelo-cemento..... | 28 |
| 4.1.5 Suelo-cemento compactado en las columnas excavadas | 28 |
| 4.1.6 Zapatas construidas con concreto..... | 29 |
| 4.1.5 Aparato de compresión triaxial..... | 31 |
| 4.1.6 Equipamiento para el ensayo de prueba de carga estática | 32 |
| 4.2 Métodos | 34 |
| 4.2.1 Ensayos experimentales..... | 34 |
| 4.2.2 Experimento en campo..... | 46 |
| 5 RESULTADOS Y DISCUSIONES | 54 |
| 6 CONSIDERACIONES FINALES..... | 64 |

1 INTRODUCCIÓN Y JUSTIFICATIVA

Generalmente las fundaciones profundas son utilizadas cuando los suelos superficiales no tienen una capacidad de carga suficiente para soportar las solicitaciones de la estructura, por lo cual el uso de fundaciones superficiales puede resultar inviable (SILVA, 1994). Algunas regiones de Foz de Iguazú presentan suelos superficiales blandos, caracterizados por su baja capacidad de carga y valores de N_{spt} menores que 5. Por ejemplo, el área donde fue construida la Residencia Estudiantil de la UNILA presenta suelos superficiales blandos, motivo por el cual fueron utilizadas fundaciones del tipo estacas clavadas pre-moldadas de concreto. Sin embargo, la solución de fundaciones profundas no siempre es técnica y económicamente viable, por su elevado costo, en especial para obras de pequeño y mediano porte (VENDRUSCULO, 1996). Por tal motivo existe la necesidad de soluciones alternativas para aminorar los costos de las fundaciones, conservando la seguridad de las mismas.

Existen varios métodos para mejorar las propiedades del suelo aumentando su resistencia, uno de ellos es la mezcla de suelo-cemento como material componente de los elementos de la fundación (SEGANTINI, 1994). Actualmente el suelo-cemento se utiliza en diversas aplicaciones en la construcción debido a su facilidad de manipulación y bajo costo del suelo. En el estado de San Pablo la técnica fue aplicada en estacas moldadas in situ usando como componente el suelo-cemento fue utilizada en obras de pequeño porte. Este material también fue utilizado en el estado de Pará en la construcción de paredes divisorias en albañilería de ladrillos de suelo-cemento y en la fundación de cimiento corrido utilizándose suelo-cemento compactado (SANTOS FILHO 2014). Algunas técnicas de mejoramiento de suelo-cemento fueron utilizadas en pavimentación en el caso de compactación mecánica y estabilización fisicoquímica del suelo, siendo las mismas técnicas aplicadas para las cimentaciones (VENDRUSCOLO, 1996).

En este contexto, el presente trabajo tiene como finalidad evaluar la utilización de zapatas sobre suelo reforzado por un grupo de columnas de suelo-cemento compactado. Para tal finalidad será realizado un análisis comparativo de ensayos a escala completa de carga-asentamiento entre una zapata de concreto sobre suelo natural blando y otra sobre suelo reforzado con un grupo de cuatro columnas de suelo-cemento compactado.

2 OBJETIVOS

2.1 Objetivo General

Evaluar el comportamiento carga-asentamiento en escala completa de zapatas sobre limo arcilloso blando y limo arcilloso reforzado por un grupo de columnas de suelo-cemento compactado, como alternativa para viabilizar el uso de zapatas para obras de pequeño porte.

2.2 Objetivos específicos

Para realizar el presente trabajo será necesario abordar los siguientes objetivos específicos:

- a) Determinar el porcentaje óptimo de cemento para alcanzar la mayor densidad seca en el ensayo de compactación;
- b) Determinar el porcentaje óptimo de cemento para alcanzar los mayores valores de resistencia a la compresión simples de suelo-cemento compactado;
- c) Evaluar la resistencia al corte del suelo-cemento compactado utilizando la dosificación óptima;
- d) Determinar la curva de carga-asentamiento mediante la prueba de carga aplicada a una zapata real sobre limo arcilloso blando;
- e) Determinar la curva de carga-asentamiento mediante la prueba de carga aplicada a una zapata real sobre limo arcilloso reforzado por cuatro columnas de suelo-cemento compactado;
- f) Analizar y comparar la viabilidad técnica entre la solución de zapatas de concreto y la de columnas de suelo-cemento compactado.

3 REVISION BIBLIOGRAFIA

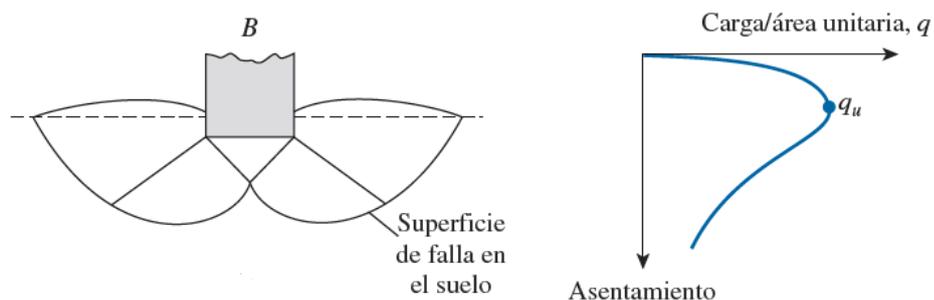
3.1 Capacidad de Carga de Cimentaciones Superficiales

Según Cintra y Aoki (2010), para una zapata suficientemente resistente como pieza estructural de concreto armado, la capacidad de carga de un elemento de fundación es la tensión que provoca la ruptura del macizo de suelo en que la zapata está apoyada.

3.1.1 Mecanismos de ruptura

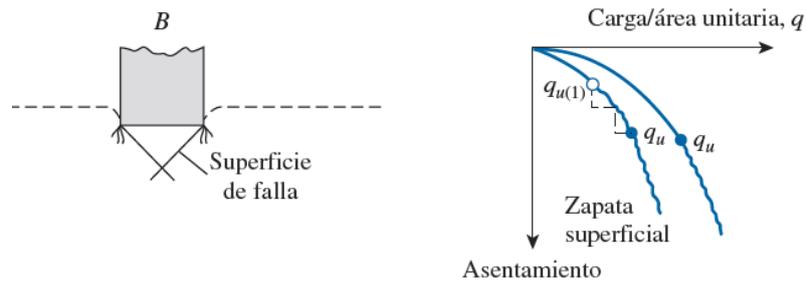
La capacidad de carga geotécnica está asociada a un mecanismo de ruptura, de diferentes características que son una ruptura del tipo frágil, en que la zapata gira, levantando una porción de suelo encima de la superficie del terreno; mas también existe la ruptura del tipo dúctil, caracterizada por desplazamientos significativos de la zapata para abajo sin desnivelarse (CINTRA y AOKI, 2010). El primer tipo de ruptura es denominado ruptura general y el segundo ruptura por punzonamiento (CINTRA y AOKI 2010; DAS 2011). La ruptura general ocurre en los casos de los suelos más resistentes (menos deformables), con zapatas suficientemente rasas, donde la superficie de ruptura es continua, desde la borda izquierda de la base de la zapata hasta la superficie de terreno a la derecha como se puede observar en la figura 1, siendo una ruptura de tipo súbita y catastrófica, llevando al volcamiento de la zapata (CINTRA y AOKI, 2010).

Figura 1 – Ruptura general



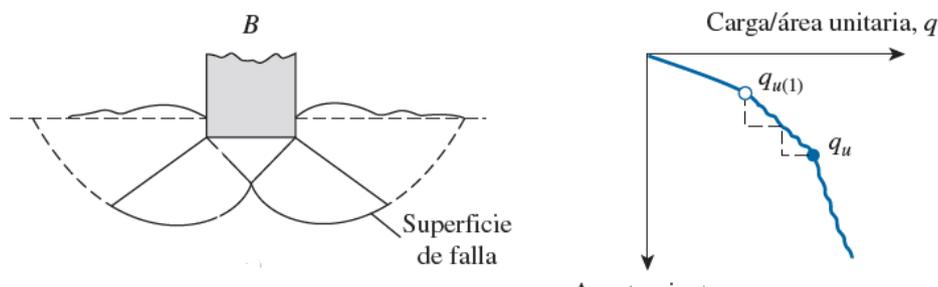
Fuente: Das (2011)

La ruptura por punzonamiento ocurre en los suelos más deformables (menos resistentes), donde existe la penetración cada vez más de la zapata sobre el suelo, debido a la compresión del suelo subyacente a la zapata, como se puede observar en la figura 2, junto a los bordes de la zapata (CINTRA y AOKI, 2010). La carga de ruptura es alcanzada para asentamientos más elevados y para ese valor de carga los asentamientos pasan a ser incesantes (CINTRA y AOKI, 2010).

Figura 2 – Ruptura por punzonamiento

Fuente: Das (2011)

Vesic (1973) considera también una ruptura local, que ocurre en suelos de media compacidad o consistencia (arenas medianamente compactas y arcillas medias), sin presentar un mecanismo típico constituyendo un caso intermedio de los otros dos modos de ruptura. En este tipo de ruptura solamente es definido debajo de la fundación, por otro lado, existe una tendencia de levantamiento del suelo, no ocurriendo movimiento debido a tensiones verticales sobre la base de la fundación (CINTRA y AOKI, 2010). La superficie de desplazamiento solamente alcanza la superficie de terreno caso ocurra desplazamientos verticales significativos y no ocurre el colapso, tampoco así el volcamiento de la fundación (CINTRA y AOKI, 2010).

Figura 3 – Ruptura local

Fuente: Das (2011)

De esta manera, Cintra y Aoki (2010) definen para fundaciones superficiales la ocurrencia de ruptura general en suelos más rígidos (arenas compactas y muy compactas y arcillas rijas duras), ruptura por punzonamiento en suelos más compresibles (arenas poco compactas fofas y arcillas de baja resistencias) y la ruptura local en suelos intermedios (arenas medianamente compactas y arcillas medias).

3.1.2 Teoría de capacidad de carga

Según la NBR 6122 (ABNT, 2010), existen básicamente tres modos diferentes de determinar la capacidad de carga de fundaciones rasas: prueba de carga sobre placa, métodos teóricos y métodos semi-empíricos. La prueba de carga consiste en un ensayo de campo, donde se aplica carga sobre una placa rígida, y se tiene como resultado la curva carga-asentamiento del suelo analizado. Los métodos teóricos pueden ser determinados a través de los estudios de Karl Von Terzaghi en 1925, Meyerhof en 1951 y Vesic en 1973, que publicaron ecuaciones que describen las capacidades de carga de fundaciones (VELLOSO y LOPES, 2010). Finalmente, los métodos semi empíricos que son aquellos que relacionan los resultados obtenidos a través de ensayos como SPT y CPT, con las tensiones admisibles de proyecto según la NBR 6122 (ABNT, 2010).

También el EUROCODE 7 (2004) indica tres formas para calcular la capacidad de carga de fundaciones superficiales. La primera es la determinación por métodos analíticos. La segunda son los métodos semi empíricos, como por ejemplo por medio de los presiómetros. Y la tercera es la utilización de métodos prescriptivos, utilizados cuando no existe la posibilidad de estudiar directamente el comportamiento del suelo por lo que es permitido el uso de tablas y gráficos para obtener los valores de capacidad de carga a través de proporciones directas (BABAN, 2016).

3.1.3 Previsión de asentamientos y asentamiento admisible

El asentamiento de una zapata es el desplazamiento vertical para abajo, de la base de la zapata en relación a una referencia fija, indeslocable como el topo rocoso. Son productos de las deformaciones por disminución de volumen o cambio de forma del macizo de suelo comprendido entre la base de la zapata y lo indeslocable (CINTRA et al., 2010).

En una estructura pueden ocurrir dos tipos de asentamientos, el total y el diferencial o relativo. El asentamiento total (ρ) corresponde al desplazamiento integral en uno de los puntos de apoyo de la estructura como todo. El asentamiento diferencial es la diferencia entre los asentamientos totales de dos fundaciones. Según Cintra et al. (2011), el asentamiento total o absoluto de una fundación puede ser descompuesto en dos parcelas, conforme la ecuación 1:

$$\rho = \rho_c + \rho_i \quad (1)$$

Donde:

ρ = asentamiento total de una fundación;

ρ_c = asentamiento por consolidación;

ρ_i = asentamiento instantáneo o inmediato.

El asentamiento por consolidación es importante para suelos arcillosos saturados y ocurre por medio de la disipación de las presiones neutras a lo largo del tiempo con la expulsión de agua y consecuentemente reducción del índice de vacíos. Para arenas y arcillas sobre adensadas en que las tensiones aplicadas sean menores que las tensiones de precompresión o de preconsolidación, esta parcela de asentamiento puede ser despreciada (CINTRA et al., 2011).

Al contrario del asentamiento por consolidación que puede llevar años para ocurrir, el asentamiento inmediato se procesa de forma muy rápida, casi simultáneamente a la aplicación de cargamento; este tipo de asentamiento no genera una reducción del índice de vacíos, pues las deformaciones son de volumen constante, es decir existe una distorsión del elemento del suelo (CINTRA et al., 2011).

Velloso y Lopes (2011), separan los métodos para la previsión de los asentamientos en tres grandes grupos:

- Métodos racionales
- Método semi empíricos
- Métodos empíricos

En los métodos racionales son utilizados modelos para previsión de asentamientos a través de correlaciones con los parámetros de deformabilidad del suelo obtenidos en laboratorio o in situ y las características geométricas de la fundación. En los métodos semi empíricos los parámetros de deformabilidad del suelo son obtenidos por medio de correlaciones con ensayos de penetración in situ (SPT). Y en los métodos empíricos se utilizan tablas de valores típicos de tensiones admisibles para el suelo, de modo a limitar los asentamientos que irán a surgir en la fundación (VELLOSO y LOPES, 2011).

Para el caso de arcillas sobreconsolidadas, se puede suponer que los asentamientos inmediatos crecen linealmente con la dimensión de la zapata, considerándose que sea aplicada una misma tensión. De esa manera para una determinada tensión σ se obtiene la siguiente expresión (CINTRA et al., 2003):

$$\rho_s = \rho_p * \frac{B_s}{B_p} \quad (2)$$

Donde:

B_p = Diámetro de una placa circular;

ρ_p = Asentamiento en una placa de diámetro B_p ;

B_s = Diámetro de una zapata circular;

ρ_s = Asentamiento inmediato en una zapata de diámetro B_s .

3.1.4 Tensión admisible

Según la NBR 6122 (ABNT, 2010), la tensión admisible es la tensión adoptada en proyecto que, aplicada al terreno por la fundación superficial, atiende con coeficientes de seguridad predeterminados, a los estados límites últimos (ruptura) y de servicio (asentamiento, vibraciones etc.). La misma norma indica que la grandeza fundamental para el proyecto de fundaciones superficiales es la tensión admisible, si el proyecto fue realizado considerando coeficiente de seguridad global, esta tensión debe obedecer simultáneamente a los estados límites últimos (ELU) y de servicio (ELS).

Terzaghi y Peck (1948) fueron los primeros a recomendar correlaciones entre el valor de la resistencia a la penetración N_{spt} y el valor de la tensión admisible. En la práctica brasileña, Alonso (2010) establece que la tensión admisible de una fundación puede ser obtenida a través de la ecuación 3, considerando que el valor medio del SPT sea obtenida a partir de la cota de asentamiento de la base de la zapata hasta una profundidad de orden de grandeza igual a dos veces la largura estimada para la zapata.

$$\sigma_{adm} = \frac{SPT_{medio}}{50} \text{ (MPa)} \quad \text{para } 5 < N_{spt} \leq 25 \quad (3)$$

Según Cintra y Aoki (2010), para arcillas la tensión admisible (σ_{adm}) puede ser obtenida aplicándose un factor de seguridad de 2 al valor de la tensión de ruptura (σ_r) en los casos en que la curva tensión-asentamiento obtenida a través de la prueba de carga sobre placa evidencia la ruptura, cuya ocurrencia más común se da en arcillas preconsolidadas.

$$\sigma_a = \frac{\sigma_r}{2} \quad (4)$$

Donde:

σ_a = Tensión admisible;

σ_r = Tensión de ruptura.

También recomiendan que debe ser cumplido el criterio de asentamiento, utilizando un factor de seguridad de 1,5 a la tensión que provoca el asentamiento máximo.

$$\sigma_a = \frac{\sigma_{\rho \max}}{1,5} \quad (5)$$

Donde:

σ_a = Tensión admisible;

$\sigma_{\rho \max}$ = Tensión que provoca el asentamiento máximo.

Para Alonso (2010), la tensión admisible es obtenida a través de la observación de la curva carga asentamiento. De modo que si el gráfico presenta un comportamiento con predominancia de ruptura generalizada se utiliza la ecuación 6. Caso presente ruptura localizada, se utiliza la ecuación 7:

$$\sigma_{adm} = \frac{\sigma_{rup}}{2} \quad (6)$$

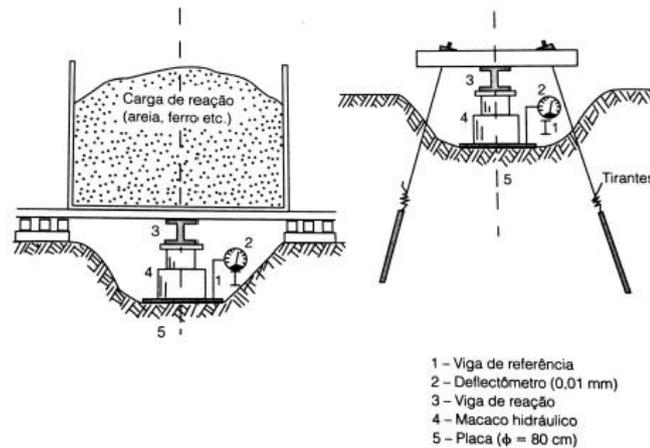
$$\sigma_{adm} \leq \begin{cases} \frac{\sigma_{25}}{2} \\ \sigma_{10} \end{cases} \quad (7)$$

Donde σ_{25} es la tensión correspondiente a un asentamiento de 25 mm, y σ_{10} es la tensión que corresponde a un asentamiento de 10 mm (ALONSO, 2010).

Esta curva es obtenida por medio del ensayo de prueba de carga en placa esquematizada en la figura 4. El ensayo consiste en el empleo de una placa rígida de hierro que es cargada por medio de un gato hidráulico, el cual reacciona contra una viga de referencia usando tirantes o una carga de reacción (ALONSO, 2010).

El procedimiento de ensayo debe seguir las prescripciones de la NBR 6489 (ABNT, 1984) que establece normas pertinentes a la instalación, ejecución y presentación de resultados.

Figura 4 – Ensayo de prueba de carga en placa



Fuente: Alonso, (2010)

3.1.5 Coeficiente de reacción del suelo

Obtenida la curva tensión-asentamiento en el ensayo de placa, podemos ajustar el trecho inicial por una recta y definir el coeficiente de reacción del suelo (K_s) o coeficiente de asentamiento, como siendo el coeficiente angular de esa recta dada por la ecuación (8)

$$k_s = \frac{\sigma}{\rho} \text{ (MPa/m)} \quad (8)$$

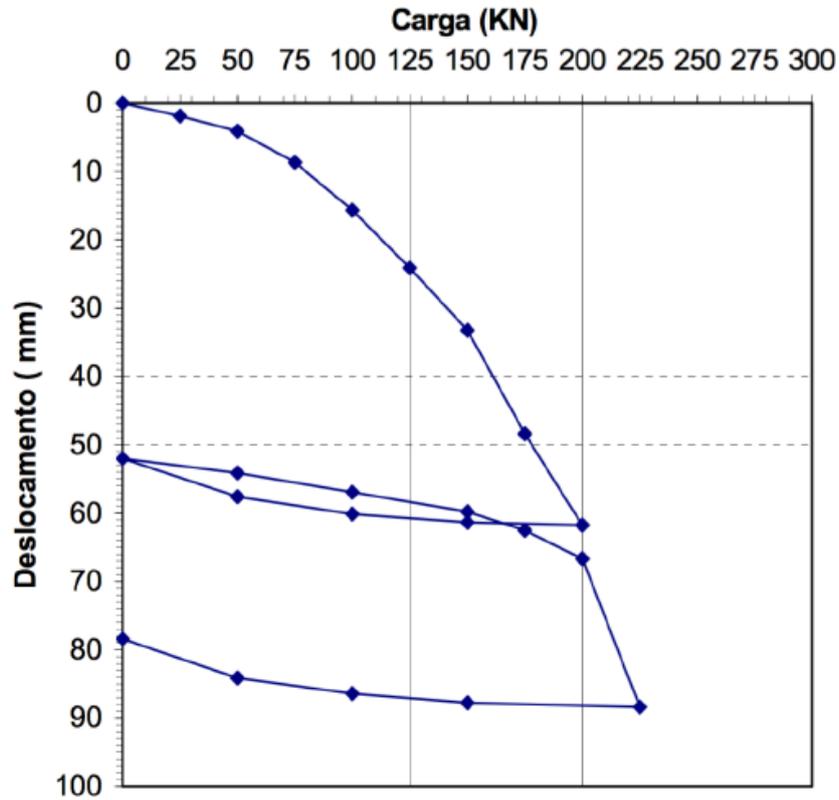
Conforme el tipo de suelo el valor de K_s puede ser afectado por las relaciones modelo-prototipo entre la placa y la zapata. (CINTRA y AOKI, 2010).

3.1.6 Experiencias de ensayos de carga-asentamiento de zapatas en escala completa (full-scale)

Experiencias anteriores de ensayos de prueba de carga en escala completa en Brasil fueron realizados por Duarte (2006) para una zapata cuadrada de 0,8 m de lado sobre una arcilla areno-limosa de alta compresibilidad, utilizando cargamentos con intervalos sucesivos de 25 kN. Los resultados presentados en la figura 5 muestran un comportamiento de tipo ruptura local, siendo que en este ensayo no se alcanzó la tensión de ruptura durante el experimento. Duarte (2006) dispuso de tres métodos teóricos para realizar su previsión. El primer, llamado método de Massad extrapola los datos con base en “n” valores de asentamiento igualmente separados, llegando a un valor de fuerza de 272 kN y tensión de 425 kPa. El segundo método llamado de función hiperbólica, procura aproximar una curva carga asentamiento a través de una curva hiperbólica padrón; este método presentó una tensión de ruptura de 459,21 kPa. Finalmente, el tercer método llamado de Decort utiliza

un gráfico de corrección, descrito a partir de ecuaciones logarítmicas del cual resultó una carga de ruptura de 215,77 kPa o 337 kPa. A partir de estos tres métodos el autor concluyó que el método de Decort es el que más se aproxima del ensayo del experimento.

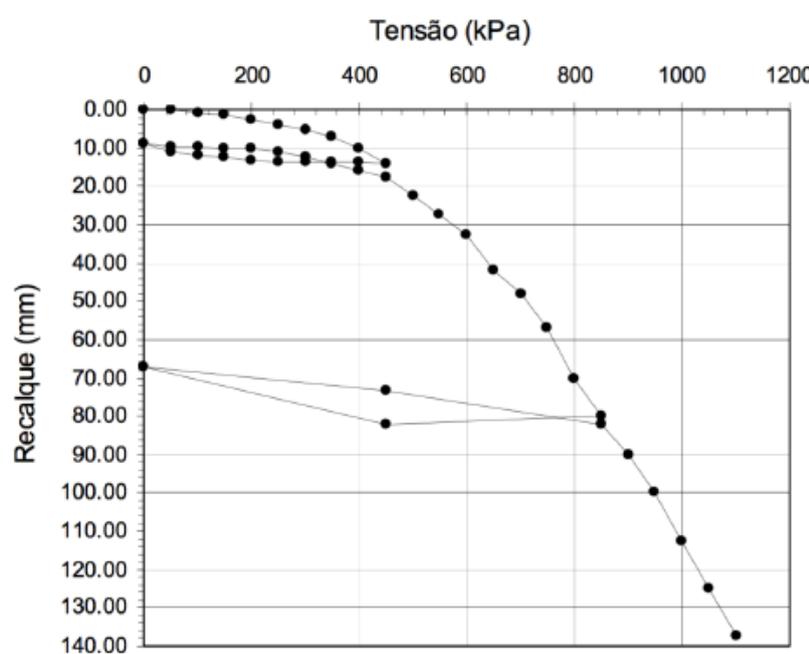
Figura 5 – Resultados de prueba de carga presentados por Duarte (2006)



Fuente: Duarte, 2006

Otras experiencias fueron realizadas por Lopez (1997) apud Almeida (2000), donde realizaron ensayo de prueba de carga en placa en una zapata cuadrada de 1,2 m de lado. Este ensayo fue realizado en dos etapas, siendo que en la primera etapa se pretendía llegar a un tercio de la probable capacidad del suelo aplicados en diez etapas de carga, realizados en seguida un descargamiento total, también en diez etapas. Después de esta etapa la zapata sería cargada nuevamente hasta la ruptura del suelo o la máxima capacidad de carga del sistema.

Figura 6 – Resultados de prueba de carga presentados por Lopez (1997) apud Almeida (2000)



Fuente: Lopez, (1997) apud Almeida, (2000).

La figura indica que la primera descarga fue realizada cuando el suelo alcanzó un tercio de la tensión prevista, correspondiente a 450 kPa. Después de esta etapa, el autor reinició el cargamento hasta la ruptura del suelo la cual sucedió en aproximadamente 1750 kN.

3.2 Suelo-Cemento

Según la ABCP (2004), el suelo-cemento es un producto resultante de la mezcla íntima de suelo, cemento Portland y agua compactadas a una humedad óptima, alteran las propiedades mecánicas del suelo produciendo una mayor resistencia y durabilidad debido a las reacciones ocurridas por la hidratación del cemento.

Núñez (1991), verificó una relación lineal entre la resistencia a compresión simples y la cantidad de cemento, resaltando que cuanto más cemento es adicionado, mayor será la cantidad de productos cementantes y más resistente será la mezcla.

Silva (1994) indica que el suelo-cemento puede ser dividido en compacto y plástico, donde el cemento compacto es más utilizado en pavimentos mientras el cemento plástico tiene una consistencia de argamasa similar al concreto bombeado, siendo utilizados frecuentemente en fundaciones profundas.

Segantini (2000) clasifica el suelo-cemento en dos clases: SCC – suelo-cemento compactado y SCP – suelo-cemento plástico. En el caso de SCC el agua es un factor

importante para alcanzar la máxima compactación y la ocurrencia de las reacciones de hidratación del cemento. Para el caso del SCP será agregado agua hasta obtener una consistencia plástica parecida al mortero.

Según Freire (1976) fue en los Estados Unidos de América que tuvo inicio la utilización del suelo-cemento como un agente estabilizador, aplicándose como solución para problemas causados por el tráfico de vehículos. En Brasil, en 1936 la Asociación Brasileira de Cemento Portland (ABCP) fue quien tuvo interés en este asunto.

Generalmente la utilización de suelo-cemento se limitaba a la pavimentación de carreteras y pistas aeroportuarias (ABCP,2004); sin embargo, en la actualidad podemos observar otros tipos de aplicaciones como en el revestimiento de silos, fabricación de ladrillos y bloques (ABCP,1985); revestimiento de presas de tierra, diques y reservorios (ABCP,1980); reservorios de canales (SILVA,1992)

Elder, Thomas, Silva & Freitas (2012), estudiaron el comportamiento de estacas excavadas constituidas por suelo-cemento y residuo de beneficio de piedras preciosas a partir de pruebas de carga estática, donde afirman que el suelo-cemento es un material de gran potencialidad para ser aplicado en fundaciones para obras de pequeño porte. El uso de suelo-cemento como sustituto de concreto puede reducir el costo de materiales y mano de obra, en la ejecución de estacas excavadas hasta un 30% (SEGANTINI, 2000).

Dickran Berberian (2016) afirma que el concreto más pobre comercialmente utilizable, alcanza resistencia mínima próximo de 8 MPa, considerando un diámetro nominal de 30 cm en las estacas tipo broca, donde el concreto resistirá por lo menos 565 KN (57 t). Según el mencionado autor, en el caso de suelos de baja resistencia ($SPT < 14$), con diámetro de 30 cm y profundidad de 8m aproximadamente, alcanzan una capacidad de carga admisible de 80 KN (8t).

3.3 Criterios para la Selección Suelo-Cemento

Según CEPED (1984), las propiedades de los suelos de manera general presentan mejorías cuando son mezclados con cemento y sometidos a procesos de compactación; sin embargo, existen limitaciones al uso de determinados suelos, generalmente vinculados a su trabajabilidad y al consumo de cemento. Los autores mencionados también indican que los límites de consistencia, LL- límite líquido y LP - límite de plasticidad, son las variables que mejor expresan las condiciones de trabajabilidad y para que sea técnicamente

viable el suelo debe presentar LL entre 45% y 50%.

En cuanto a la granulometría, los suelos arenosos son considerados los más adecuados. La existencia de los granos de arena gruesa y pedregales es benéfica debido a que son materiales inertes que tienen apenas la función de relleno; lo que favorece a la liberación de cantidades mayores de cemento para aglomerar los granos menores (SEGANTINI, 1994). Los suelos deben tener una cantidad mínima de fracción fina, siendo que la resistencia inicial del suelo-cemento se debe a la cohesión de la fracción fina compactada. Cuando los suelos poseen una cantidad de finos inferior a 20%, no se consigue una resistencia inicial que facilite su compactación (SEGANTINI, 1994).

De acuerdo con ABCP (1986) para fines de pavimentación pueden ser empleados suelos con las siguientes características:

- Diámetro máximo: 75 mm;
- Pasando el tamiz n. 4 (4,8 mm): más de 50%;
- Pasando el tamiz n. 40 (0,42 mm): de 15% a 100%;
- Pasando el tamiz n. 200 (0,075 mm): de 15% a 100%;
- $LP \leq 18\%$; y
- $LL \leq 40\%$

Silveira (1966) sostiene que los suelos arenosos y gravosos, con cerca de 10% a 35% de la fracción limo y arcilla, son considerados los más favorables para la estabilización con cemento. Los suelos arenosos deficientes en finos son también considerados materiales de buena calidad presentando una dificultad para su compactación.

3.4 Dosaje del Suelo-Cemento

Según CEPED (1986) la cantidad de cemento a ser utilizado en el dosaje debe ser realizada en función a las características del suelo, de la cantidad de cemento y de la densidad a ser obtenida en el proceso de compactación.

Pinto (1980) menciona que la cantidad de cemento a ser incorporada al suelo depende de las características que se pretende del material resultante. Los mencionados autores afirman que si dos granos de suelo fuertemente unidos por el cemento, una vez separados, no vuelven a presentar la misma cohesión. De esta manera para la determinación de la cantidad de cemento, los autores recomiendan estudios dirigidos en el

sentido de garantizar la permanencia de la cohesión cuando el suelo-cemento es solicitado, tanto por la acción del tráfico, como por los esfuerzos provenientes de las variaciones de temperatura y de la humedad.

De acuerdo con la ABCP (1986), el dosaje de suelo-cemento es realizada a través de ensayos de laboratorio, seguida de la interpretación de los resultados por medio de criterios preestablecidos. Según estos autores el resultado final consiste en la fijación de tres variables: cantidad de cemento, cantidad de agua y masa específica aparente seca máxima, siendo que las dos últimas variables sufren pequeñas oscilaciones, dadas las condiciones de campo.

Según ABCP (1986), la norma simplificada de dosaje de suelo-cemento puede ser resumida en:

- Identificación y clasificación del suelo;
- Selección de la cantidad de cemento para el ensayo de compactación;
- Ejecución del ensayo de compactación;
- Selección de las cantidades de cemento para el ensayo de durabilidad;
- Moldaje de cuerpos de prueba para el ensayo de durabilidad;
- Ejecución del ensayo de durabilidad por moldaje y secado; y
- Selección de la cantidad de cemento adecuado en función de los resultados del ensayo.

La tabla 1 presenta las cantidades de cemento recomendados por la ABCP (1986) y la tabla 2 presenta la clasificación de los suelos.

Tabla 1. Cantidades de cemento indicados para el ensayo de compactación

| clasificación H.R.B | Cantidad de cemento (%) |
|------------------------|----------------------------|
| A4 | 13 |
| A5 | 10 |
| A6 | 12 |
| A7 | 13 |

Fuente: ABCP (1986)

Tabla 2. Clasificación de suelos según la AASHTO

| Clasificación General | Materiales limo-arcillosos (más de 35% pasando por el tamiz No. 200) | | | |
|--|--|------------------|-------------------|-----------------------|
| Clasificación en grupos | A-4 | A-5 | A-6 | A-7 A-7-5 A-7-6 |
| Granulometría: % pasando el tamiz; N. 10 (2,0 mm) N. 40 N (0,42 mm.) N. 200 (0,074 mm.) | 36 máx | 37 máx | 38 máx | 39 máx |
| Características de la fracción pasando el tamiz no. 40: Límite de Liquidez (%) Índice de Plasticidad (%) | 40 máx 10 máx | 41 máx 10 máx | 40 máx 11máx | 41 máx 11máx |
| Índice de Grupo (IG) | 8 máx | 12 máx | 16 máx | 20 máx |
| Materiales Constituyentes | Suelos limosos | | Suelos Arcillosos | |
| Comportamiento como subrasante | Mediano o pobre | | | |

Fuente: DNER, 1996

3.5 Aplicaciones de Suelo-Cemento

De acuerdo con CEPED (1984), el desempeño de suelo cemento en cimentaciones directas es equivalente al de las albañearías o cimientos, desde que no sean sometidos a movimientos diferenciales, como ocurre en suelos expansivos. CEPED (1984) menciona también que, para pequeñas edificaciones, en particular aquellas con paredes ejecutadas con paredes en suelo-cemento monolítico, las cimentaciones debajo de todas las paredes podrán ser ejecutadas en zapatas corridas. En suelos arenosos compactos o arcillas duras, los mismos autores recomiendan que los anchos pueden ser de 40 cm y a una profundidad suficiente para prevenir erosiones superficiales (30 cm 40 cm), siendo suficiente compactar la mezcla en el mismo lugar excavado.

Segantini y Carvalho (1994), afirman que el suelo-cemento es una técnica de grande potencialidad para ser aplicado en cimentaciones directas para obras de pequeño porte. Algunos cuidados deben ser observados con la presencia de suelos superficiales colapsables. En este caso los autores recomiendan las siguientes providencias: impermeabilizar las áreas potencialmente húmedas, como baños, cocinas, lavanderías, etc.;

utilizar preferencialmente tubos PVC; proteger los laterales de las fachadas a través del uso de canaletas para evitar el escurrimiento del agua por las paredes; ejecutar aceras externas con largura mínima de 1,20 m y caimiento mínimo de 2% para el lado externo de la edificación, de modo a evitar acumulo de agua en las proximidades de las paredes. Un prototipo de residencia popular fue construido en la ciudad de Pereira Barreto/SP, a través del uso de suelo-cemento compactado en las zapatas corridas en el contrapiso y en las paredes. Después de tres años fue realizada una evaluación donde se observó que todos los elementos ejecutados en suelo-cemento se encontraban en perfecto estado de conservación.

Andrade Filho (1989) investigó el comportamiento de tubulones sin base alargada, con 90 cm de diámetro, realizados con suelo-cemento plástico en una obra de Banco de Brasil en Rio de Janeiro. Fueron realizadas pruebas de carga en tubulones aislados y en tubulones en grupo, y se investigó la influencia de los factores cantidad de tubulones dentro de cada grupo, separación entre tubulones, distribución de cargas e influencia de la posición ocupada por el tubulón dentro del grupo.

Silva (1994) realizó ensayos de laboratorio y pruebas de carga en estacas de suelo-cemento y en estacas de concreto, todas con diámetro de 40 cm y longitud variando de 2,8 m a 6 m. El autor mencionado concluyó, que el suelo-cemento representa una alternativa viable para aplicación en cimentaciones profundas sometidas a pequeñas cargas y que el proyecto de fundación en suelo-cemento debe buscar compatibilidad entre la carga aplicada. El diámetro de la estaca, su longitud, las características del suelo y la cantidad de cemento ideal a ser aplicado.

4 METODOLOGÍA

4.1 Materiales

4.1.1 Suelo

El suelo en estudio fue recolectado del campo experimental del grupo de geotecnia de la UNILA, ubicada al lado derecho de la residencia estudiantil y a pocos metros de la Avenida Tancredo Neves- Foz de Iguazú. Esta región fue estudiada por Dsoares (2015), mostrando la presencia de suelos superficiales con N_{spt} menor o igual a 5, clasificados como blandos por la NBR 6484 (ABNT, 2001). Específicamente el campo experimental está ubicado sobre un suelo con un perfil estratigráfico como se muestra en la figura 7 y consiste en una arcilla limo-arenosa de baja resistencia, con una resistencia a la penetración N_{spt} de 3-4-5 hasta 6 metros de profundidad. Las muestras de suelo fueron colectadas mediante excavación de una calicata de 70 cm de profundidad y son del tipo deformadas. Las mismas fueron sometidas a ensayos para determinar los índices físicos, distribución granulométrica, humedad óptima, densidad seca máxima y los límites de consistencia y plasticidad.

4.1.2 Cemento

El cemento utilizado fue del tipo Portland CP-V ARI de alta resistencia debido a que presenta mayor resistencia al inicio del fraguado.

4.1.3 Agua

El agua utilizada para la mezcla de concreto y suelo-cemento fue colectada de la red pública de Foz do Iguazú.

4.1.4 Perforador de suelo para realización de las columnas de suelo-cemento

Un barreno mecánico de marca Kwashima con capacidad de tanque de 11 Litros, fue utilizado para la excavación de las columnas. Fueron perforadas 4 columnas de 2 m de longitud y 15 centímetros de diámetro. El barreno fue utilizado con dos extensiones para alcanzar la profundidad de 2 metros.

4.1.5 Suelo-cemento compactado en las columnas excavadas

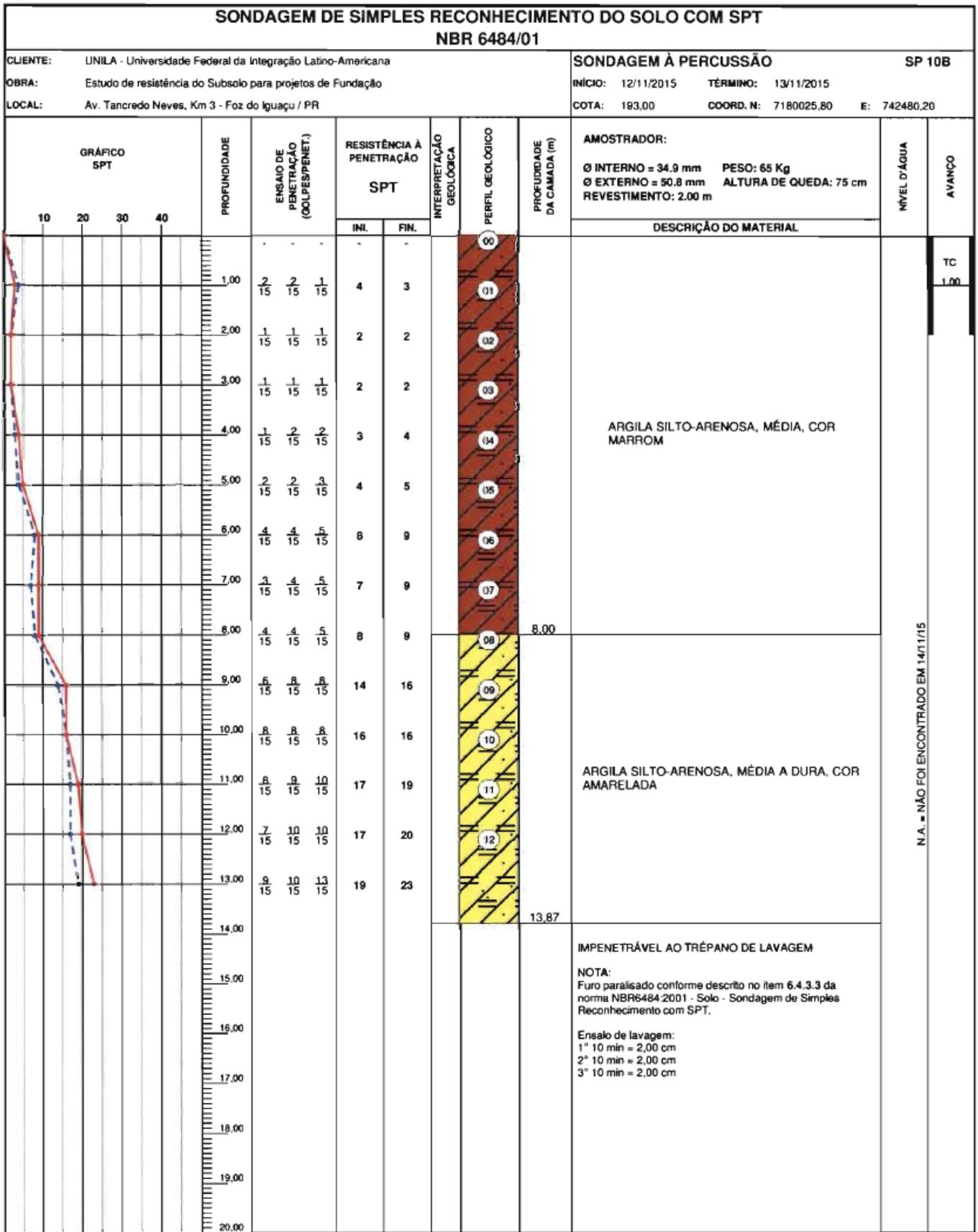
Fueron realizadas columnas de suelo-cemento compactado para la determinación del dosaje ideal de cemento. En laboratorio fueron realizados ensayos tales como: ensayo de compactación con la energía del Proctor normal para la determinación de la densidad seca máxima y el óptimo contenido de humedad. Posteriormente fue realizado el ensayo de compresión axial en cuerpos de prueba cilíndricos con diámetro de 7,6 cm y altura de 17

cm con porcentajes de cemento de 6%, 9% y 12% en relación a la masa del suelo. Seguidamente, fue determinado el porcentaje ideal de cemento en función de los resultados de resistencia a la compresión.

4.1.6 Zapatas construidas con concreto

Fueron construidas dos zapatas cuadradas con las dimensiones de 0,6x0,6m, la dosificación del hormigonado fue de 1:1,55:2,41:0,45 de cemento, arena fina, grava y agua correspondientemente, fueron retirados cuerpos de prueba de la dosificación de cada zapata hormigonada, alcanzando una resistencia a la compresión simples de 45 MPa.

Figura 7 – Perfil estratigráfico del local en estudio.



N.A. = NÃO FOI ENCONTRADO EM 14/11/15

4.1.5 Aparato de compresión triaxial

Está compuesto por un conjunto de equipamientos mostrados en la figura 8, y descritos a seguir:

- Prensa axial

Posee una capacidad de 50 kN con una fuerza de medición realizada a través de una célula de carga. El ajuste de aproximación del pistón es realizado por un sistema controlado electrónicamente.

- Célula de carga

Estas células de cargas son sumergibles con capacidad de 5 kN y 10 kN.

- Aplicadores de presión tipo Booster (presurizadores)

Los presurizadores controlan y monitorean la presión y el volumen, de forma manual o a través de una tela touchscreen junto al presurizador o por el software operacional. Posee una capacidad de aplicación de presión de 3.4 MPa con resolución de 0.1 kPa.

- Célula triaxial.

Posee una capacidad de 3.4 MPa construida de aluminio, posee dispositivos para instalación de célula de carga sumergible, posee dos bloques de aeración unidos a los transductores de presión de 6 MPa para comunicación con el topo y la base del cuerpo de prueba.

- Transductores de desplazamiento

Los desplazamientos del pistón son medidos a través de transductores de desplazamientos (LVDT) con 50 mm de curso y resolución de 0.01 mm.

- Transductores de presión

Dos transductores para la parte superior e inferior del cuerpo de prueba, y otro transductor para la medición de volumen de altura de agua con capacidad de 6 MPa para la comunicación con la parte superior y la base del cuerpo de prueba.

- Bureta digital

Medidor de volumen de agua drenada, posee capacidad de medición de volumen de 45 cm^3 con una resolución de 0.01 cm^3

- Sistema de adquisición de datos

Las lecturas de todos los instrumentos de medición fueron registradas por un sistema de adquisición de datos (Software Pavitest Triaxial) desarrollada por la empresa CONTENCO.

Figura 8 – Equipo para ensayo triaxial.



Fuente: Autor, 2019

4.1.6 Equipamiento para el ensayo de prueba de carga estática

En la figura 9 (a) se puede observar el montaje del ensayo de prueba de carga que está compuesto por los siguientes equipamientos:

- Gato hidráulico

La aplicación de la carga se realizó mediante el gato hidráulico, con capacidad de 25 t (250 KN)

- Célula de carga

Fueron utilizadas células de carga con capacidad de 50 t, donde el control de la aplicación de las cargas fue realizado por medio de un indicador digital de deformación conectado a la célula de carga.

- Placa de acero

Fue utilizada una placa de acero de 50 cm de diámetro

- Relojes comparadores

Fueron utilizados 3 relojes comparadores con el curso de 100 mm y con precisión de 0.01, apoyados sobre las vigas de sistema de referencia.

- Vigas de sistema de referencia

Fue utilizada una viga metálica tipo "I" de apoyo de 3 metros de longitud, donde fueron instalados y apoyados los 3 relojes comparadores.

- Retroexcavadora sobre orugas

Fue utilizado una retroexcavadora sobre orugas, con un peso de 15 t (150 kN), la cual fue utilizada como una viga de reacción como se puede observar en la figura 9 (b).

Figura 9 – Equipo para el ensayo de prueba de carga. **a:** Instrumentación (1) Célula de carga (2) Gato hidráulico (3) Placa de 50 cm de diámetro (4) Relojes comparadores (5) Viga, **b:** Tractor de orugas



Fuente: Autor, 2019

4.2 Métodos

4.2.1 Ensayos experimentales

a) Colecta de muestras de suelo

En esta etapa fue realizada la retirada de muestras de suelo, del tipo deformada con excavación manual de una calicata, con la ayuda de herramientas (palas y picos), a una profundidad de 0,7m, ubicada en el campo experimental del grupo de geotecnia de la UNILA, cerca de la residencia estudiantil, en el barrio de Porto Belo del municipio de Foz de Iguazú. Todo el material colectado fue trasladado al Laboratorio de Geotecnia y Suelos de la UNILA, donde fueron almacenados para posteriormente realizar los ensayos de investigación.

Un total de 12 sacos de muestra de suelo fueron recolectados, pesando cerca de 30 kilos cada saco, totalizando 360 kilos de muestra.

b) Ensayos de caracterización del suelo

En esta primera etapa fue realizada la preparación de muestras de suelo deformado, para ejecutar ensayos de caracterización. Las muestras de suelo fueron sometidas a ensayos conforme indica la Asociación Brasileña de Normas Técnica (ABNT), la tabla 3 muestra el tipo de norma aplicada para cada ensayo.

Tabla 3. Ensayos de caracterización y normas aplicadas

| Ensayos | Normas |
|--------------------------------|---------------|
| Masa específica de los sólidos | NBR 6508 |
| Análisis granulométrico | NBR 7181 |
| Límite de plasticidad | NBR 7180 |
| Límite Líquido | NBR 6459 |
| Compactación del suelo | NBR 7182 |

Fuente: Autor (2019).

A continuación, será presentado un resumen de los ensayos realizados para caracterización del suelo y la presentación detallada de la metodología utilizada para los ensayos de análisis granulométrico, límites de Atterberg, masa específica de los granos y ensayo de compactación.

Granulometría

Fue realizado el análisis granulométrico del suelo de acuerdo a la norma NBR 7181 (ABNT, 2016)- Análisis granulométrico por tamizado, la cual presenta los siguientes pasos:

- Secado de la muestra al aire;
- Proceso de disgregación de los terrones con dispositivo mecánico de madera;
- Cuarteo de la muestra, hasta obtener una muestra representativa de aproximadamente 1 kilo. Con el restante del material se determinó la humedad higroscópica. La figura 10 presenta las etapas citadas.

Figura 10 – Ensayo de granulometría. (a) Secado de la muestra de suelo. (b) Disgregación de los terrones del suelo. (c) Muestra representativa para realizar el ensayo.



Fuente: Autor (2019)

- Se realizó el ensayo de contenido de humedad con cerca de 50 gramos de material seco al aire libre;
- A continuación, se realizó el proceso de lavado de la muestra representativa en el tamiz N^o 200, evitando cuidadosamente la caída directa del agua sobre la muestra de suelo como muestra la figura 11;
- El material retenido en el tamiz N^o 200 después del lavado fue colocado en estufa durante 24 horas;

Figura 11 – Ensayo de granulometría proceso tamizado. (a) y (b) Lavado del suelo en el tamiz N° 200. (c) Secado en estufa del material lavado.



Fuente: Autor (2019)

- Posteriormente el material secado por la estufa fue pesado y seguidamente pasado por el conjunto de tamices (2mm, 0.6mm, 0.42mm, 0.3mm, 0.15mm y 0.075mm) siguiendo ese orden respectivamente. En la figura 12 se puede observar este procedimiento.

Figura 12 – Ensayo de granulometría por tamizado. (a) Colocación de la muestra lavada al conjunto de tamices. (b) Proceso de vibración de tamices con la muestra de suelo. (c) Pesaje de las partículas retenidas en cada tamiz



Fuente: Autor (2019)

- Finalmente, con los porcentajes de material retenido y pasado en los tamices se realizó el gráfico de granulometría del material retenido en el tamiz N° 200.

Para la obtención de la curva granulométrica completa del suelo, fue realizado el análisis granulométrico por granulometría a laser, para los materiales que pasan por el tamiz N° 200. Conforme la NBR 7181 (ABNT, 2016) se realizó el siguiente procedimiento:

- Preparación de la muestra conforme la NBR 6457 (ABNT, 2016);
- Del material pasante por el tamiz N° 200 se tomó una muestra de 120 gramos

pesando con una resolución de 0,01 gramos. También se tomó una muestra de 50 gramos para 3 determinaciones de humedad;

- Se midió el pH del suelo siguiendo los procedimientos recomendados por el Laboratorio de Química de la UNILA, para determinar si era ácido ($\text{pH} < 7$) o base ($\text{pH} > 7$) el suelo, como muestra la figura 13.

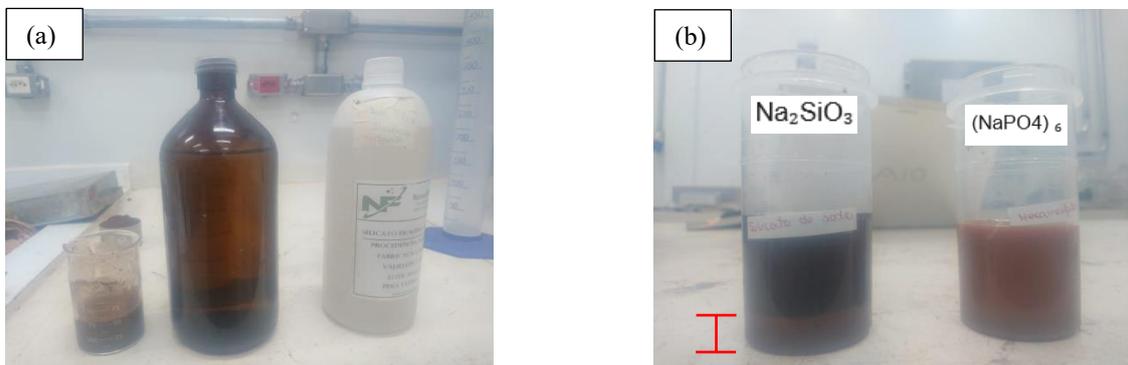
Figura 13 – Medición del pH del suelo. (a) Medición del pH, por medio del papel indicador. (b) Lectura del pH del suelo (ácida). (c) Medición del pH por medio del pHmetro.



Fuente: Autor (2019)

Como el suelo fue ácido se colocó la muestra en un Becker de 250 cm³ juntamente con 16 ml de solución concentrada de silicato de sodio para 1 litro de agua, adoptando las recomendaciones de Bowles (1981) (figura 14 (a)). En la figura 14 (b) se puede observar la diferencia entre dos agentes dispersantes. Con la concentración de silicato de sodio existe una mayor sedimentación y separación del suelo de las otras partículas. Con este procedimiento se pretendió que el suelo esté libre de todas las impurezas, para posteriormente hacer un análisis granulométrico por difracción a laser.

Figura 14 – Diferencia de deposición del suelo con diferentes concentraciones. (a) Muestra de suelo con silicato de sodio. (b) Diferencia de muestra de suelo con silicato de sodio y hexametáfosfato.



Fuente: Autor (2019)

- Caso la muestra de suelo tuviera un pH alcalino se coloca la muestra en un Becker de 250 cm³ juntamente con 125 ml de hexametáfosfato de sodio hasta

dejar la muestra inmersa;

- Prosiguiendo con el ensayo se dejó en reposo durante 12 horas, para finalmente realizar el ensayo mediante el equipo de granulometría por difracción a laser.

Límites de Atterberg

Límites de Plasticidad (LP)

- Preparación de la muestra de suelo según la NBR 6457 (ABNT, 2016);
- Separación de una muestra de suelo cerca de 50 gramos;
- Homogenización de la muestra con agua destilada, hasta la obtención de una masa plástica;
- Con 20 gramos de la muestra plástica se moldó un cilindro uniforme de 3 milímetros de diámetro;
- Se determinó la cantidad de humedad de las muestras de suelo moldeadas en forma de cilindros y la obtención del límite de plasticidad por medio de la media de las humedades obtenidas.

Límite líquido (LL)

- Preparación de muestras de cerca de 50 gramos;
- Mediante el aparato de Casagrande se verificó la cantidad de golpes necesarios para el cierre de 13 mm de largura de una ranura;
- Determinación de la humedad de las muestras de suelo en el momento del cierre de la ranura. Posteriormente se obtuvo el límite líquido del suelo.

Índice de plasticidad (IP)

- Fue determinado con el cálculo de la diferencia entre límite de liquidez (LL) y límite de plasticidad (LP).

Masa específica de los sólidos

Este ensayo fue determinado siguiendo la norma NBR 6508 para granos de suelos que pasan el tamiz 4.8 mm, siguiendo los pasos indicados a continuación:

- Preparación de la muestra de suelo según la NBR 6457;
- Se colocó una muestra de 50 g dentro de una cápsula con agua destilada en completa inmersión del material durante 12 horas;
- Se colocó la muestra en un dispersor, adicionando agua destilada hasta la

mitad del nivel del dispersor. Posteriormente se procedió a dispersar durante 15 minutos;

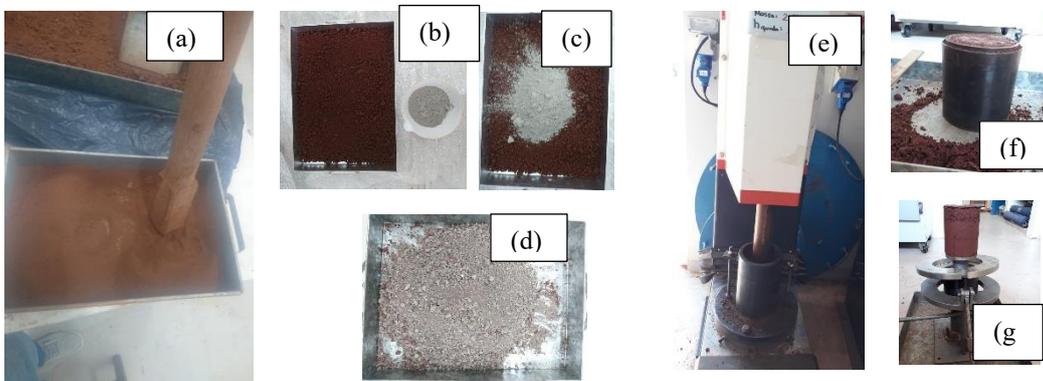
- Se transfirió la muestra de suelo a un picnómetro de 500 cm³, adicionándole agua hasta la mitad del picnómetro;
- Se aplicó bomba de vacíos al picnómetro para retirada de los vacíos del sistema picnómetro suelo agua;
- Finalmente se realizó la obtención de resultados y cálculos.

Compactación

La metodología fue utilizada por la norma NBR 7181 (ANBT, 2016), siendo que las curvas de compactación fueron obtenidas a partir de muestras de suelo deformadas. Fue utilizada una energía de compactación de Proctor Normal con la ejecución de 3 capas, con aplicación de 26 golpes por cada capa. Siendo las dimensiones del molde cilíndrico de compactación de los cuerpos de prueba de 100 mm de diámetro y 127 mm de altura. Fueron realizadas 4 curvas de compactación con los porcentajes de 0, 6, 9, y 12 % de cemento conforme el siguiente procedimiento:

- Preparación de las muestras: secado al aire libre, disgregación de los terrones;
- Adición y mezcla de cemento Portland Tipo IV ARI en cantidad especificada por los cálculos;
- Moldeo y compactación de los cuerpos de prueba (figura 15);
- Finalmente fueron realizados los cálculos y análisis de los ensayos de las curvas de compactación.

Figura 15 – Procedimiento de compactación de los cuerpos de prueba. (a) Disgregación del suelo. (b) (c) y (d) Proceso de mezcla y homogenización del suelo-cemento. (e) Compactación del suelo en el equipamiento de soquete automático. (f) y (g) Muestra de suelo compactada y proceso de extracción.



c) Cuerpos de prueba

Los cuerpos de prueba fueron moldeados según la NBR 12024 (ABNT, 2012)-Moldeo y cura de cuerpos de prueba de suelo-cemento. Fueron moldeados un total de 10 cuerpos de prueba siendo 9 cuerpos de prueba con un porcentaje de cemento correspondientes a 0, 6, 9, y 12 % de cemento, siendo 3 cuerpos de prueba de cada porcentaje de cemento y finalmente un cuerpo de prueba correspondiente al suelo. Los cuerpos de prueba fueron moldeados en moldes cilíndricos con dimensiones aproximadas de 7.6 cm de diámetro y 17 cm de altura, es decir con volumen de 771.20 cm^3 .

La compactación de cada cuerpo de prueba fue realizada en 10 capas iguales y sucesivas, siendo el peso de cada capa determinado por la ecuación.

$$P.C. = \gamma_d * (1 + h) * V * GC \quad (9)$$

Donde:

γ_d = masa específica seca;

h = humedad óptima;

V = volumen del cuerpo de prueba;

GC = grado de compactación.

La tabla 4 presenta las cantidades de material de suelo cemento, con los porcentajes de cemento especificados para la compactación de cuerpos de prueba.

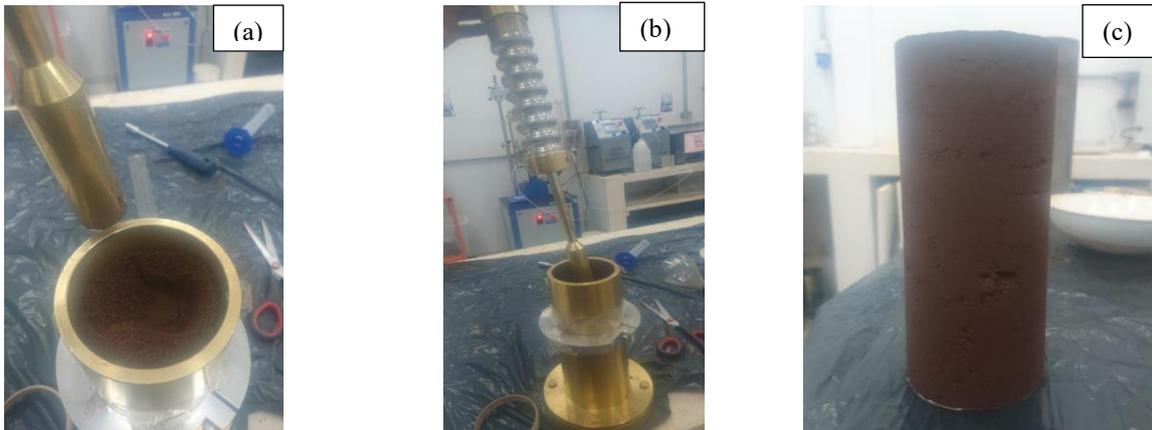
Tabla 4. Detalles de propiedades físicas de los cuerpos de prueba preparados

| Porcentaje de cemento | Masa específica seca | Humedad óptima | Volumen | Grado de compactación | Peso Cuerpo Prueba | Peso 1 camada |
|-----------------------|----------------------------|----------------|-------------------|-----------------------|--------------------|---------------|
| (%) | (g/cm^3) | (%) | (cm^3) | (%) | (g) | (g) |
| 0 | 1,623 | 21,3 | 771,2 | 0,98 | 1487,90 | 148,79 |
| 6 | 1,539 | 23,4 | 771,2 | 0,98 | 1435,31 | 143,53 |
| 9 | 1,598 | 21,5 | 771,2 | 0,98 | 1467,39 | 146,74 |
| 12 | 1,574 | 21,6 | 771,2 | 0,98 | 1446,54 | 144,65 |

Fuente: Autor (2019).

En la figura 16 se puede observar el procedimiento de las etapas de compactación de los cuerpos de prueba.

Figura 16 – Procedimiento de compactación de los cuerpos de prueba (C.P). (a) Colocación de la muestra de suelo en el CP. (b) Compactación de la última capa del CP. (c) CP compactada en 10 capas

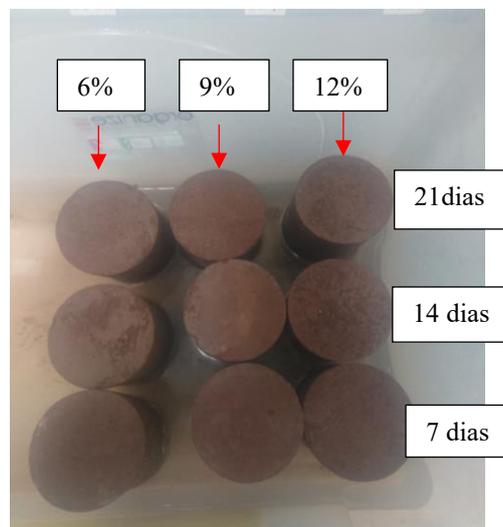


Fuente: Autor (2019)

d) Tiempo de cura de los cuerpos de prueba

Después de la extracción de los cuerpos de prueba, estas fueron trasladados a la cámara húmeda con sus respectivos porcentajes de cemento y los días de tiempo curado de cada cuerpo de prueba, para posterior ensayo de compresión simples y triaxial. La figura 17 muestra los cuerpos de prueba en tiempo de cura.

Figura 17 – Disposición de los CP con sus respectivos porcentajes de suelo-cemento y tiempo de cura



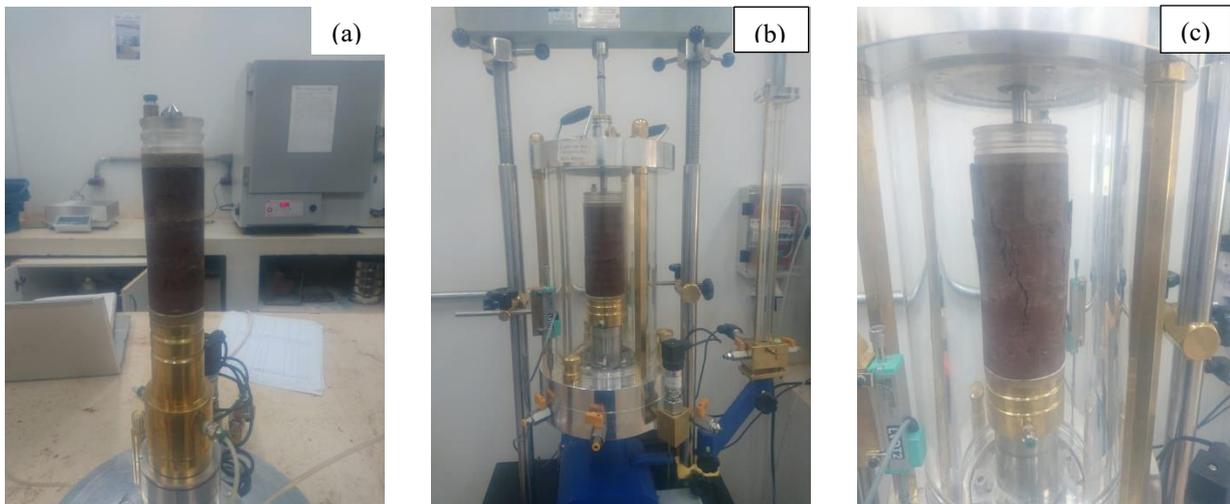
Fuente: Autor (2019)

e) Ensayo de compresión simples

Para el ensayo de compresión axial se utilizó la norma NBR 12025 (ABNT, 2012) - suelo-cemento – Ensayo de Compresión Simples de cuerpos de prueba cilindricos.

El ensayo fue realizado en una prensa con capacidad de 3 MPa de tensión, donde existen extensómetros de lectura acoplados al sistema. En una primera etapa fue colocado el cuerpo de prueba en la prensa, para posteriormente ser aplicada una carga constante. Esta carga constante fue aplicada a una velocidad de 0.5 mm/min para suelos arcillosos (BOWLES,1981). Este ensayo fue realizado para los 10 cuerpos de prueba con el fin de evaluar y determinar la tensión máxima resistente de los diferentes porcentajes de suelo-cemento. En la figura 18 se puede observar la prensa y el procedimiento de ensayo.

Figura 18 – Ensayo de compresión simples de CP de suelo-cemento. (a) Montaje del CP. (b) Aplicación de la carga constante al CP. (c) Cuerpo de prueba después de la ruptura.



Fuente: Autor (2019)

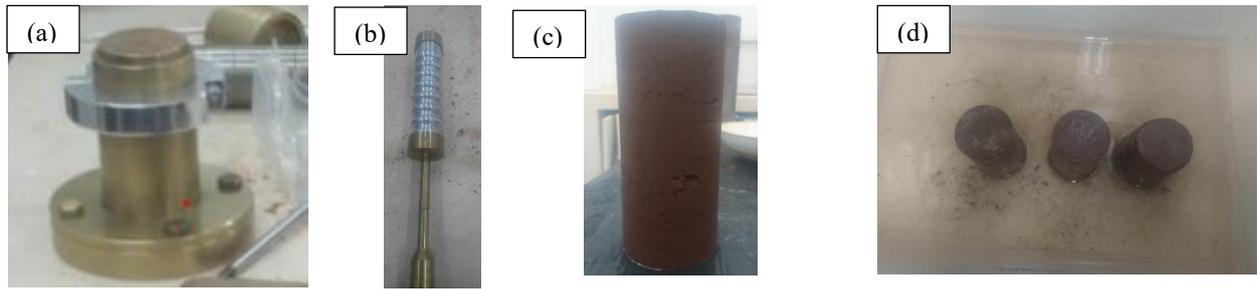
f) Ensayo triaxial

Todos los procedimientos realizados fueron basados en los manuales: Manual del Usuario software Pavitest Triaxial (CONTENCO, 2019) y Manual Triaxial Estático con presurizadores (CONTENCO, 2019).

- Moldaje de los cuerpos de prueba

Fueron moldeados 3 cuerpos de prueba de suelo-cemento con 9% de porcentaje de cemento, con dimensiones de 9 centímetros de altura y 3.8 centímetros de diámetro, los cuales tuvieron un tiempo de cura de 14 días antes de ser ensayados. La figura 19 muestra este procedimiento.

Figura 19 – Ensayo de triaxial. (a) Cilindro tripartitos para moldaje de CP. (b) Soquete pisoteador Havard. (c) Cuerpo de prueba moldeado. (d) Cuerpos de prueba en etapa de cura.

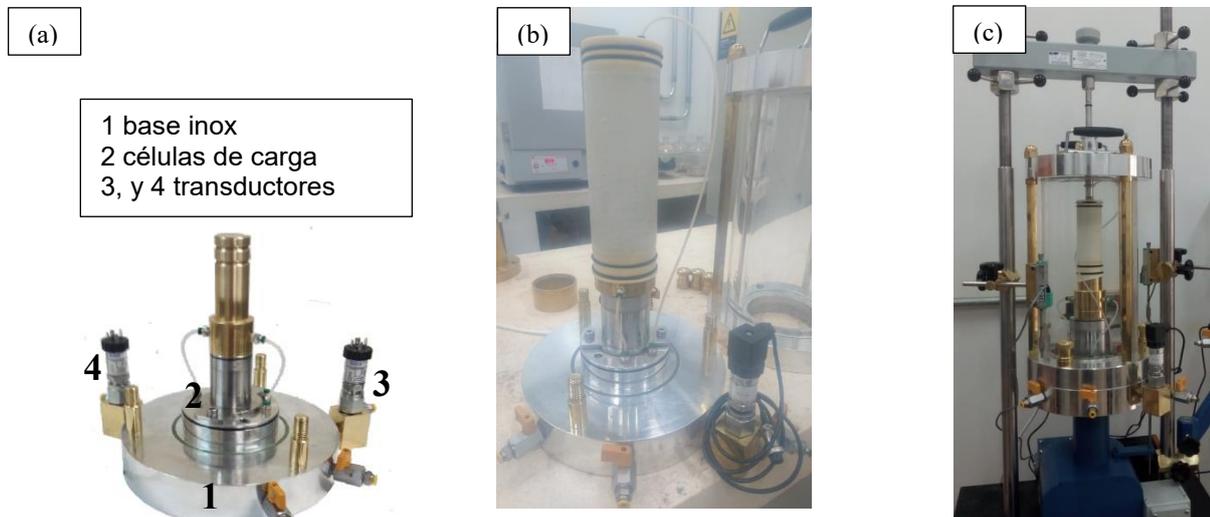


Fuente: Autor (2019)

- Montaje de los cuerpos de prueba en la cámara triaxial

A partir de la muestra preparada se procedió al proceso de montaje del ensayo. Los cuerpos de prueba fueron instalados en el interior de la cámara triaxial, cuidadosamente envueltos por membranas flexibles e impermeables, apoyados sobre piedras porosas y papel filtro previamente saturados. La membrana fue fijada a la base de la célula y el cabezal por medio de anillos de goma (Figura 20 (a), (b)). Posteriormente se realizó la instalación de los cuerpos de prueba en la cámara triaxial (figura 20 (c)).

Figura 20 – Montaje de los CP. (a) Base de la célula. (b) CP envueltos por membrana impermeable sobre piedras porosas. (c) CP instalados sobre la prensa triaxial.



Fuente: Autor (2019)

- Saturación de los cuerpos de prueba

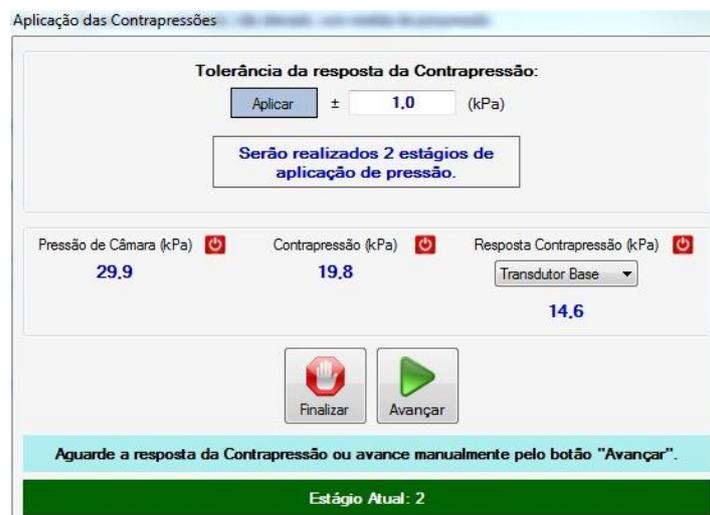
En esta etapa se realizó la saturación que consiste en dos etapas: la percolación de agua en el cuerpo de prueba y la aplicación de los incrementos de presión confinante y contrapresión alternativamente.

- Percolación del agua en el cuerpo de prueba: La finalidad de esta etapa fue reemplazar

los espacios vacíos con agua, después de la preparación y montaje del cuerpo de prueba en la cámara triaxial. Inicialmente fueron saturadas las mangueritas de los presurizadores, posteriormente se procedió al llenado de agua a la cámara triaxial. Para el inicio de la percolación de los cuerpos de prueba, estos fueron sometidos a un estadio de flujo ascendente de la base para el topo del cuerpo de prueba. El tiempo de percolación de agua de cada cuerpo de prueba fue aproximadamente 9 días.

- Aplicaciones de contrapresiones: esta etapa consistió en la aplicación de sucesivos incrementos de tensión confinante y de contrapresión de 20 kPa y 10 kPa alternativamente, manteniéndose siempre una diferencia de 10 kPa. Con el fin de expulsar burbujas de aire, y también de promover la completa saturación del cuerpo de prueba, al final de esta etapa se confirmó y verificó la tensión de contrapresión en la base y el topo del cuerpo de prueba similares con una tolerancia de 0,1 kPa. Este tiempo de aplicación de contrapresiones para cada cuerpo de prueba fue de aproximadamente de 10 horas. Al final de esta etapa fue calculado el parámetro de poro presión B de 0,54.

Figura 21 – Aplicación de las contrapresiones de los CP de suelo-cemento en el software Pavitest Triaxial.

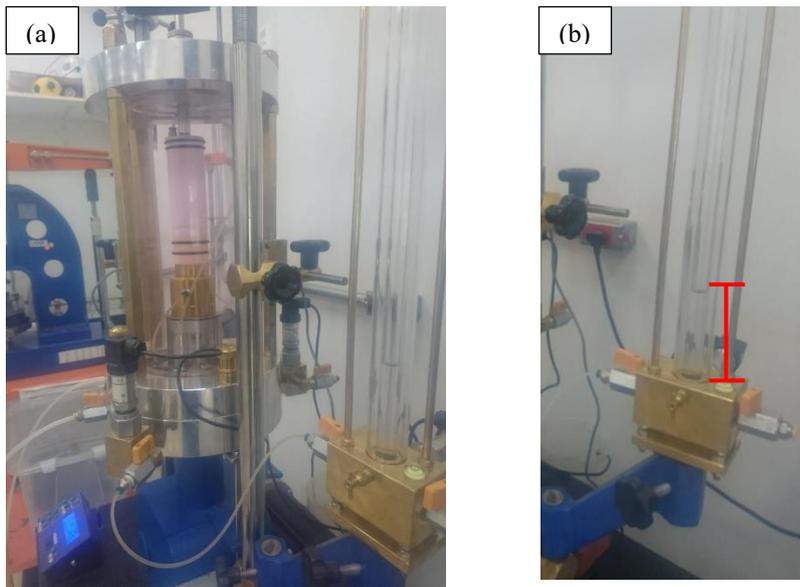


Fuente: Autor (2019)

- Determinación del coeficiente permeabilidad

Realizada la etapa de saturación, fue medido el coeficiente de permeabilidad del cuerpo de prueba a una carga constante de 160 cm. El flujo del caudal de agua percolado fue medido mediante el transductor de la bureta volumétrica. Estas mediciones fueron registradas a cada 20 minutos. La figura 22 muestra el proceso de ensayo de permeabilidad.

Figura 22 – Medición de la permeabilidad del CPs. (a) Circuito del ensayo. (b) Agua drenada del CP



Fuente: Autor (2019)

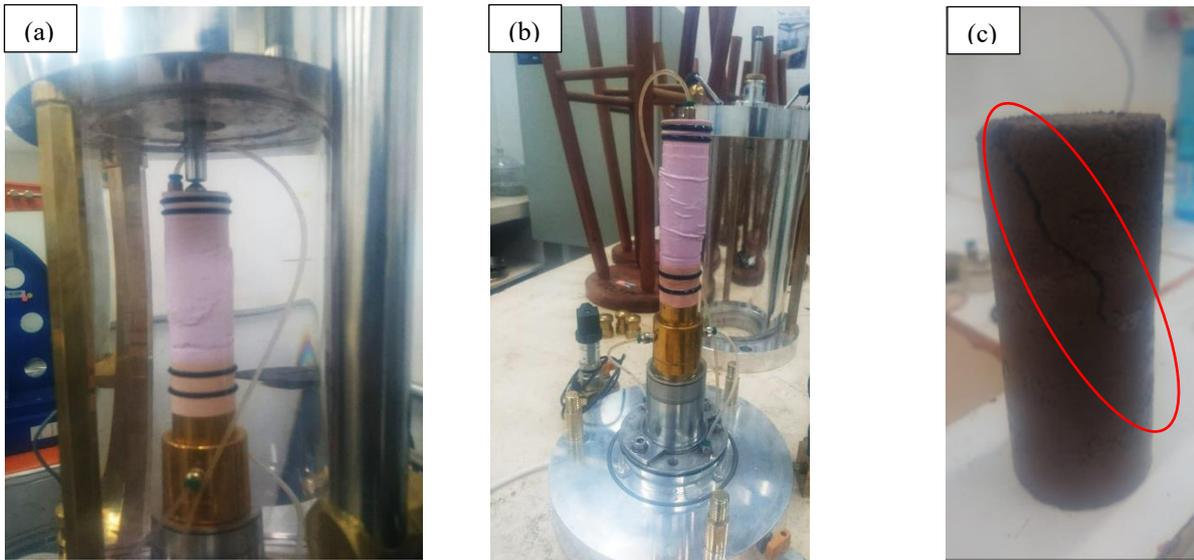
- Consolidación del cuerpo de prueba

En esta etapa se aplicaron las tensiones de confinamiento de 40 y 120 kPa para cada cuerpo de prueba, siendo aplicados una misma contrapresión de 20 kPa a todos los cuerpos de prueba. Después de la aplicación de las tensiones de confinamiento y contrapresiones fueron abiertas las válvulas de drenaje correspondientes al cuerpo de prueba para dar inicio a la fase de consolidación. Los valores de variación de volumen durante la fase de consolidación fueron registrados por el sistema de adquisición de datos en los tiempos correspondientes a 1/8;1/4;0,5;1;2;4;8;15;30 minutos y 1, 2 horas.

- Etapa de la aplicación de la tensión desviadora hasta la ruptura por corte

En esta etapa el cuerpo de prueba fue sometido a una tensión desviadora que fue aplicada axialmente, manteniendo las válvulas de drenaje cerradas, es decir en la condición no drenado CU. La aplicación progresiva de la tensión desviadora se dio a una velocidad constante de 0,5 mm/min (BOWLES, 1981) y hasta una deformación de 8% de forma que permitiese llevar el cuerpo de prueba hasta la ruptura. La figura 23 muestra esta etapa.

Figura 23 – Ruptura por corte del CP de suelo-cemento con adición 9% de cemento



Fuente: Autor (2019)

4.2.2 Experimento en campo

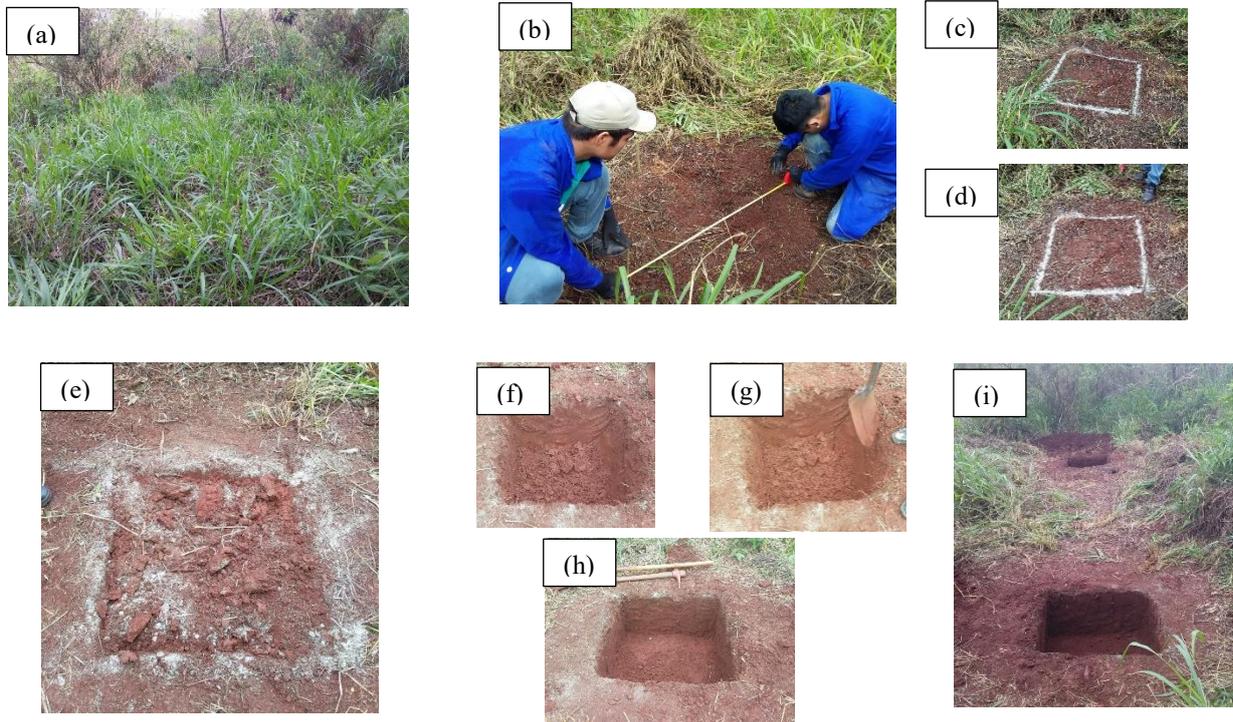
4.2.2.1 Ensayo de prueba de carga estática en zapata a escala real

Los ensayos en campo fueron realizados con los mejores resultados obtenidos en los ensayos de laboratorio, o sea con 9 % de cemento en la mezcla de suelo-cemento todo eso con la finalidad de verificar su desempeño. De tal manera fueron realizadas dos zapatas de 0,6x0,6m, siendo una de ellas reforzada en la base con columnas de suelo-cemento, al 9% de cemento. Posteriormente se realizaron dos ensayos de prueba de carga a escala real.

a) Preparación del terreno y excavación de las zapatas

En esta etapa se realizó la preparación del terreno (figura 24 (a)), y la localización de las zapatas como se puede observar en las figuras 24 (b), (c), (d). Posteriormente se excavaron las zapatas de 0,6x0,6m de dimensión y 50 cm de profundidad, con la ayuda de picos y palas. En las figuras 24 (e), (f), (g), (h), (i), se puede observar el proceso de excavación de las 2 zapatas.

Figura 24 – Excavación de las zapatas. (a) Estado inicial del terreno. (b), (c), (d) Localización de las zapatas. (e), (f),(g),(h) Excavación de las zapatas (i) Zapatas excavadas.

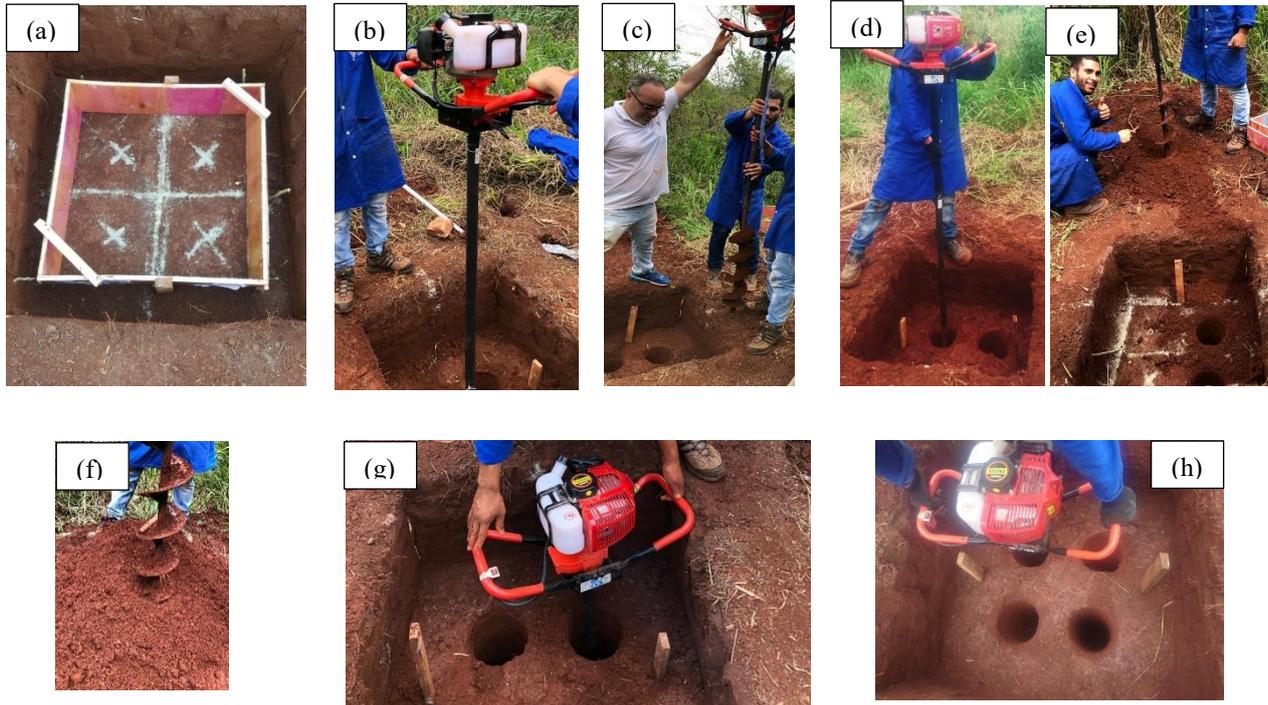


Fuente: Autor (2019)

b) Excavación de las columnas

En esta etapa fueron excavadas cuatro columnas. Inicialmente se realizó la referencia de las columnas (figura 25a), posteriormente fueron realizadas las excavaciones de las columnas usando un barreno mecánico (figura 25b), con diámetro de 15 cm y 2 metros de profundidad. En la figura 25 (c), (d), (e) se puede observar el procedimiento de las excavaciones de las columnas.

Figura 25 – Excavación de las columnas. (a) Referencia de las columnas. (b) Posicionamiento del perforador en el eje de la columna. (c) (d) (e) (f) Procedimiento de excavación de las cuatro columnas.

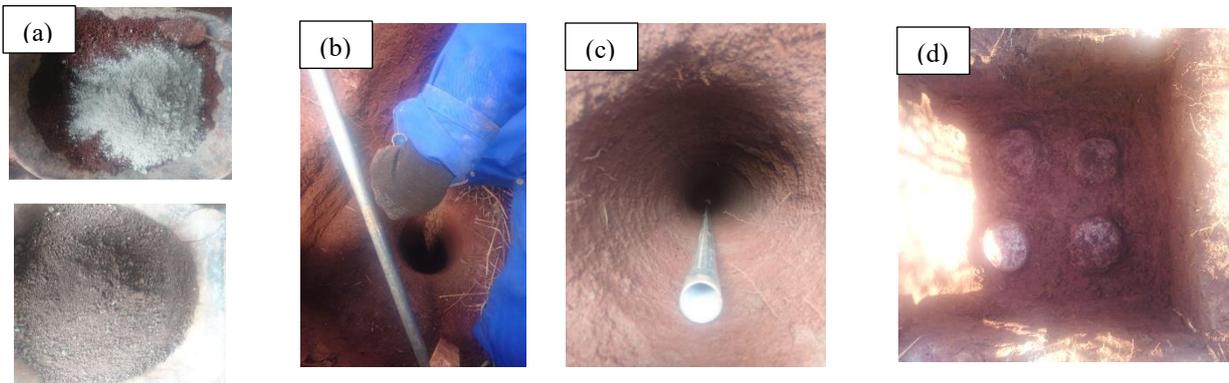


Fuente: Autor (2019)

c) Compactación de las columnas con suelo-cemento (SC)

Fueron ejecutadas 4 columnas de suelo-cemento compactado con 2 metros de profundidad. La mezcla de suelo-cemento fue realizada con 9 % de cemento en relación al peso del suelo. El suelo que se utilizó para la mezcla fue el mismo material de la excavación de las columnas y zapatas. La homogenización de la mezcla se realizó en una carreta hasta que se obtuvo una coloración uniforme. La adición de agua fue realizada gradualmente hasta llegar a la humedad óptima de la mezcla (figura 26), conforme la curva de compactación del Proctor Normal. Este control también fue verificado por el método empírico sugerido por la ABCP (1985), donde el control de la humedad óptima se realiza manualmente. La compactación del suelo-cemento se realizó en 20 capas, teniendo cada capa 1.5 kg de mezcla aproximadamente con un soquete compactador manual de 2kg aproximadamente. La figura 26 (b) muestra el lanzamiento del material a compactar, la figura 26 (c) muestra la compactación de cada capa con el soquete compactador manual y finalmente la figura 26 (d) presenta las cuatro columnas de suelo-cemento compactadas.

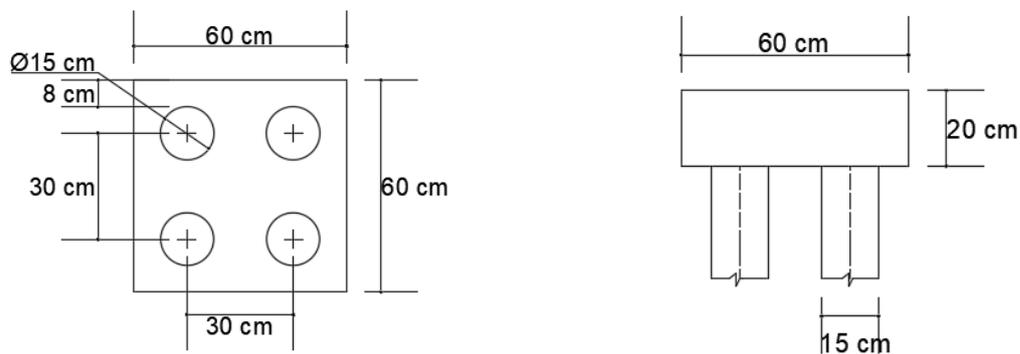
Figura 26 – Compactación de las columnas de SC. (a) Homogenización de suelo-cemento. (b) Lanzamiento de la mezcla de SC en las columnas excavada. (c) Compactación de las columnas de SC (d) Columnas compactadas de SC.



Fuente: Autor (2019)

En la figura 27 se puede observar un esquema de la disposición final de las columnas compactadas con las dimensiones reales en campo y con una profundidad de 2 metros.

Figura 27 – Disposición de las columnas con sus dimensiones.



Fuente: Autor (2019)

d) Compactación de las zapatas

Una vez excavada la zapata se procedió a compactar con auxilio del compactador mecánico tipo sapo (figura 28), con el objetivo de uniformizar, nivelar y evitar posibles posteriores asentamientos inmediatos, como el asentamiento por salida de aire, y debido a las partículas producto de la ejecución de la excavación.

Figura 28 – Compactación del suelo de la base de la zapata. (a) (b) Procedimiento de compactación de las bases de las zapatas. (c) Base de la zapata compactada.

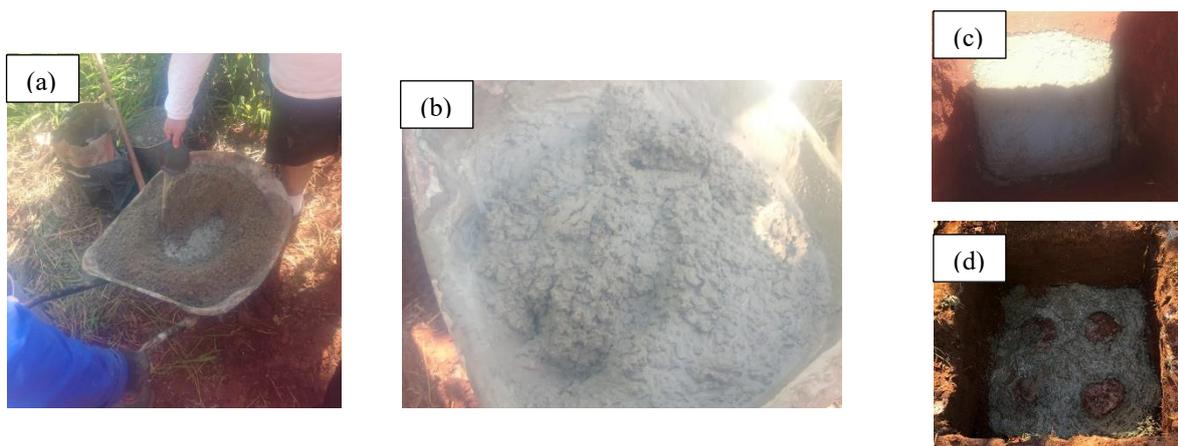


Fuente: Autor (2019)

e) Hormigonado de las zapatas

Los hormigonados de las zapatas fueron ejecutados posteriormente a las columnas de SC compactas. El concreto fue preparado en una carreta como muestran las figuras 29 (a), (b). Inicialmente se echó una capa de concreto magro de 5cm con la finalidad de regularizar, nivelar y separar la estructura de la fundación con el suelo (figura 29 (c), (d)).

Figura 29 – Concreto magro. (a) y (b) Preparación y mezcla del concreto. (c) y (d) Colocado de las capas de concreto magro en las dos zapatas

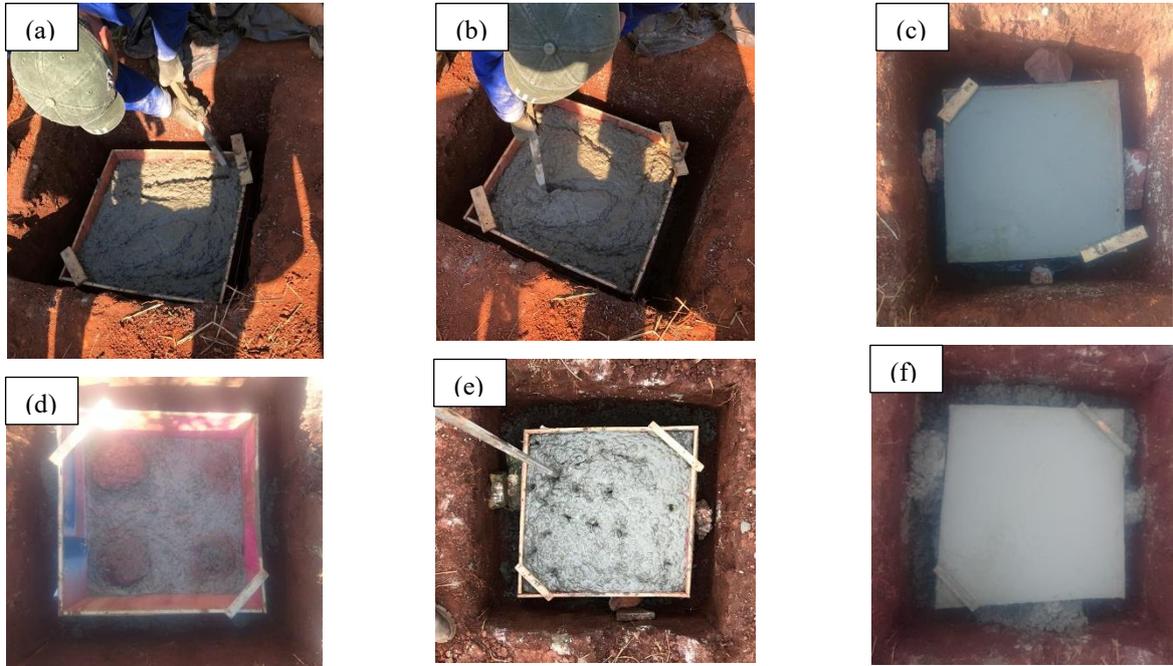


Fuente: Autor (2019)

Una vez colocada el concreto magro fueron concretadas 2 zapatas, una zapata normal sin refuerzo como se puede observar en las figuras 30 (a), (b) y (c), y otra zapata reforzada con

las columnas de suelo-cemento, como se puede ver en las figuras 30 (d), (e) y (f). También fueron retirados cuerpos de prueba de concreto fresco para posteriores verificaciones de la resistencia a compresión simples.

Figura 30 – Hormigonado de las zapatas. (a) (b) y (c) Proceso de hormigonado de la zapata sin refuerzo. (d), (e) y (f) Proceso de hormigonado de la zapata con refuerzo de suelo-cemento.



Fuente: Autor (2019)

Las zapatas y las columnas de SC fueron debidamente curadas durante los tres primeros días con humedecimiento constante y después de ese periodo con humedecimiento diario durante los próximos 7 días.

f) Prueba de carga estática

El sistema adoptado para la transferencia de carga fue del tipo acción-reacción, instalado entre el eje de la retroexcavadora y la zapata, donde la carga impuesta por el gato hidráulico es inmediatamente transferida para el sistema de la fundación.

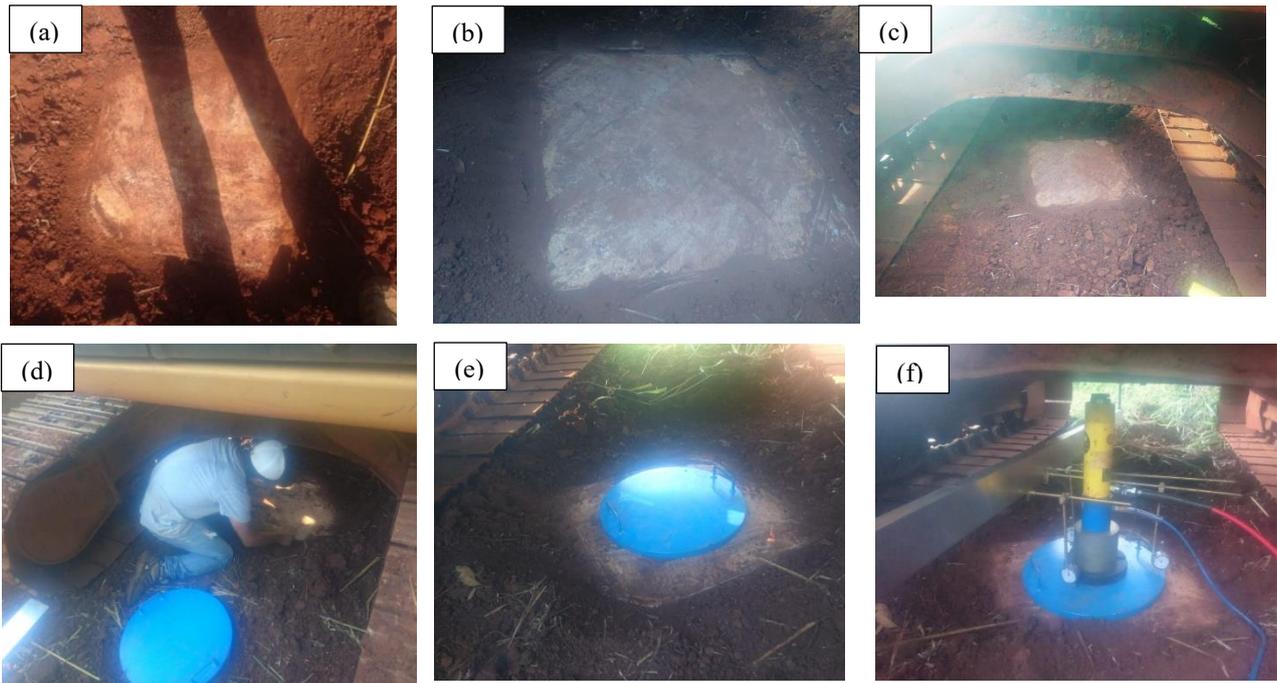
Fueron realizados dos pruebas de carga, una para la zapata normal sin refuerzo y otra prueba de carga aplicado al sistema zapata reforzada con columnas de suelo-cemento. Los dos ensayos fueron sometidos a ensayos lentos. Las pruebas de cargas lentas fueron basadas por la NBR 12131 (ABNT, 1991).

La figura 31 muestra el procedimiento de acomodación de la retroexcavadora en el eje de la zapata y el montaje de los equipamientos del ensayo de prueba de carga, tales como: placa de distribución de carga, célula de carga, gato hidráulico y los relojes comparadores

instalados en la viga metálica de referencia.

Una vez montadas los equipamientos de prueba de carga, se procedió a cargar el sistema. Fueron aplicadas etapas de cargas pares iniciando de 2 t hasta 12 t, paralelamente fueron medidos los desplazamientos en cada etapa de carga aplicado.

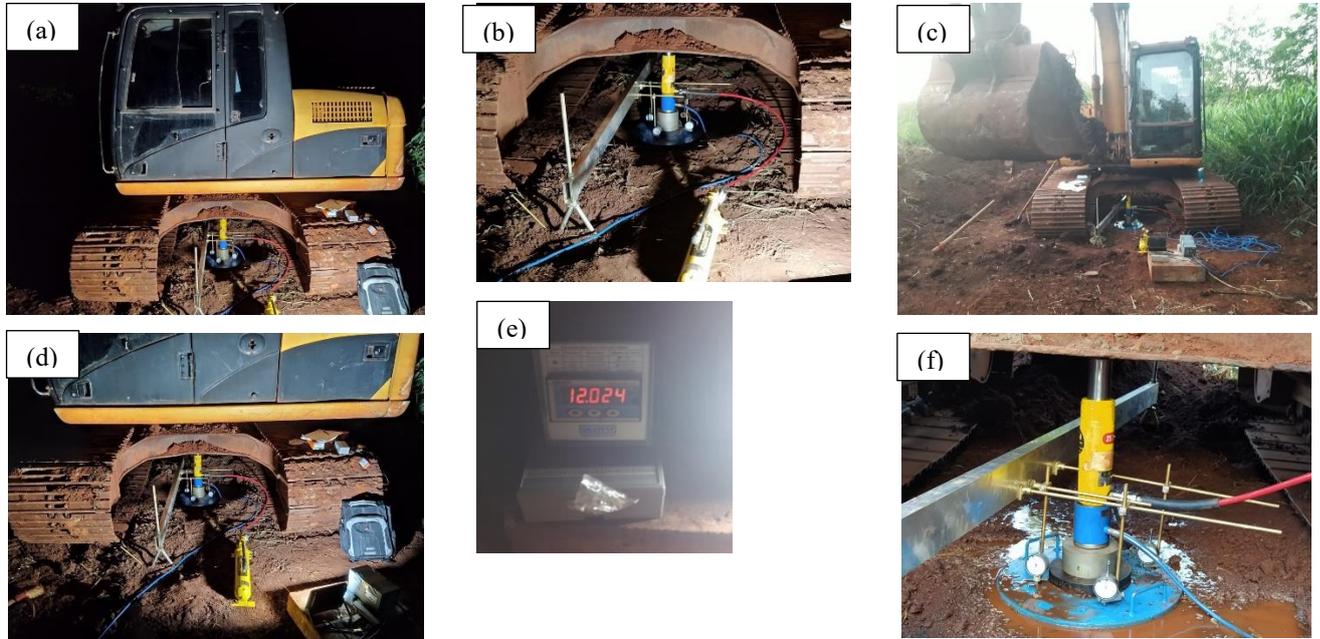
Figura 31 – Ensayo de prueba de carga estática. (a) y (b) Zapatas niveladas al nivel de suelo (c) Localización de la retroexcavadora en el eje de la zapata. (d), (e) y (f) Montaje de los equipamientos de placa distribuidora de carga, célula de carga, gato hidráulico y los relojes comparadores.



Fuente: Autor (2019)

Una vez aplicadas la carga de 12 toneladas, se dejó cargado tanto el sistema zapata sin refuerzo como el sistema zapata reforzada con columnas de suelo-cemento compactadas por 12 horas. A partir de ese tiempo fueron medidos con los relojes comparadores los asentamientos que presentaba el sistema zapata y zapata reforzada con SCC, a cada incremento de carga. La figura 32 muestra el procedimiento de la aplicación de las etapas de cargas hasta llegar a 12 t.

Figura 32 – Prueba de carga - asentamiento a escala completa de una zapata. (a) (b) (c) (d) Procedimiento de la aplicación de cargas. (e) Lector de la célula de carga. (f) Medición de asentamientos por relojes comparadores a partir de 12 horas después de la última aplicación de carga



Fuente: Autor (2019)

5 RESULTADOS Y DISCUSIONES

Este capítulo tiene como finalidad la presentación y el análisis de los resultados encontrados en todas las fases de la investigación.

5.1 Ensayos de Caracterización en Laboratorio

a) Granulometría

El resultado del ensayo granulométrico por el método del tamizado de la fracción gruesa se puede observar en la tabla 5, la cual presenta la composición granulométrica. En la tabla 6 se puede observar el resultado del ensayo granulométrico por el método del granulómetro a laser húmedo para la fracción fina. La figura 33 muestra la curva granulométrica completa del suelo resultante, o sea uniendo la curva granulometría por tamizado y la curva por el granulómetro laser húmedo.

De la curva granulométrica del suelo fue posible identificar la presencia de cada fracción granulométrica. El suelo está compuesto por arcilla (20%), limo (66%), y arenas (14%). El porcentaje de fino (limo más arcilla) fue de 86 %, así fue clasificada por la ABNT como un suelo limo-arcilloso, mientras la caracterización visual, indicó material de coloración roja.

Tabla 5. Resultado del ensayo granulométrico del suelo por tamizado

| Diámetro (mm) | % que Pasa (%) |
|------------------|----------------------|
| 2 | 99,805 |
| 0,6 | 99,26 |
| 0,42 | 99,025 |
| 0,3 | 98,51 |
| 0,15 | 94,47 |
| 0,075 | 86,85 |

Fuente: Autor (2019).

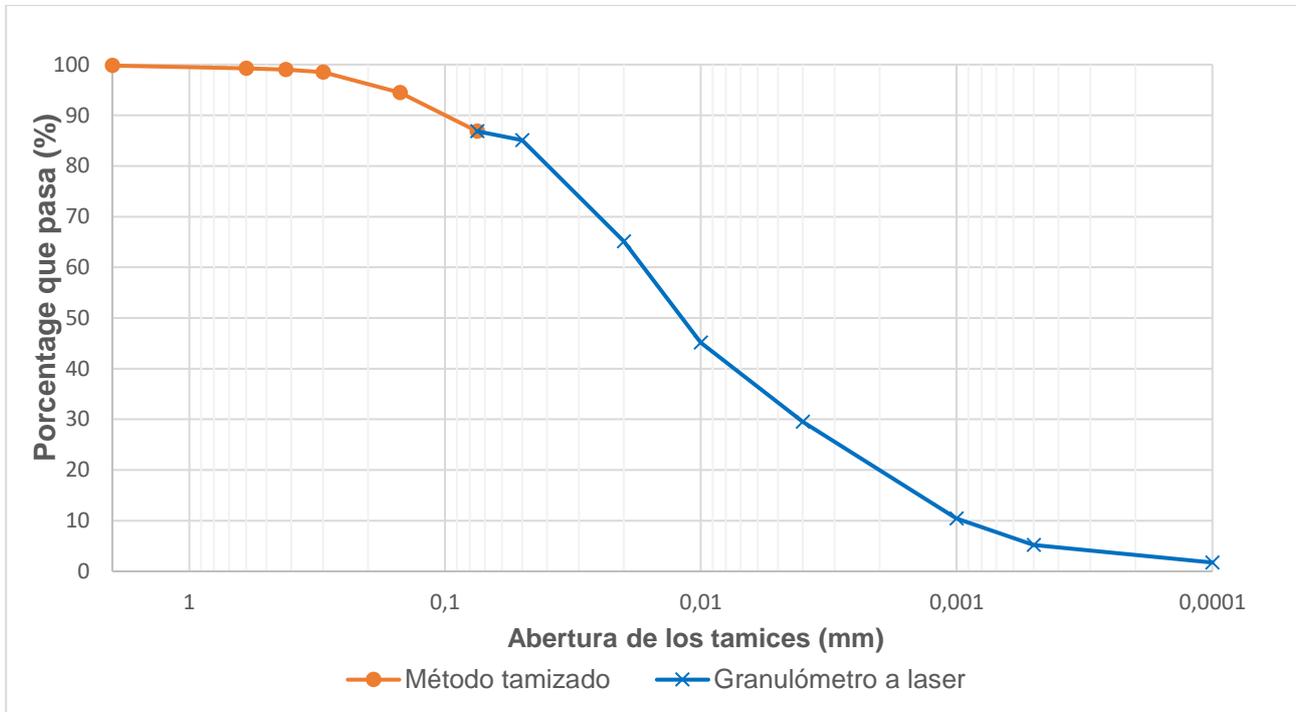
Tabla 6. Resultado del ensayo granulómetro a laser

| Diámetro (mm) | % que Pasa (%) |
|------------------|----------------------|
| 0,075 | 86,85 |
| 0,05 | 85,113 |
| 0,02 | 65,1375 |
| 0,01 | 45,162 |
| 0,004 | 29,529 |
| 0,001 | 10,422 |

| | |
|--------|-------|
| 0,0005 | 5,211 |
| 0,0001 | 1,737 |

Fuente: Autor (2019)

Figura 33 – Curva granulométrica completa por tamizado y por granulómetro a laser húmedo



Fuente: Autor (2019)

b) Límites de Atterberg, clasificación SUCS y masa específica de los sólidos

Realizados los ensayos de límite plástico y límite líquido conforme la NBR 7180 y NBR 6459, fue posible obtener los resultados presentados en la tabla 7.

Según Sousa Pinto (2006) los materiales pueden ser clasificados por medio del índice de plasticidad. El suelo y el S.C 6%, presentan una plasticidad media, mientras el S.C 9% y S.C 12% presentan un comportamiento ligeramente plástico. La clasificación por el SUCS para el suelo resultó una arcilla de baja plasticidad, y luego de la adición del cemento se observó que disminuye la plasticidad, de forma que todos los ensayos de suelo-cemento. tuvieron una clasificación ML. Los ensayos de masa específica de los sólidos realizados conforme la NBR 6508, presentan los resultados indicados en la tabla 7. Con los resultados obtenidos se puede concluir que a medida que se fue adicionando más porcentaje de cemento, existe un incremento de la masa específica de los sólidos, siendo este incremento debido a que la masa específica del cemento es mayor que la masa específica de los sólidos del suelo ($3,12 \text{ g/cm}^3$).

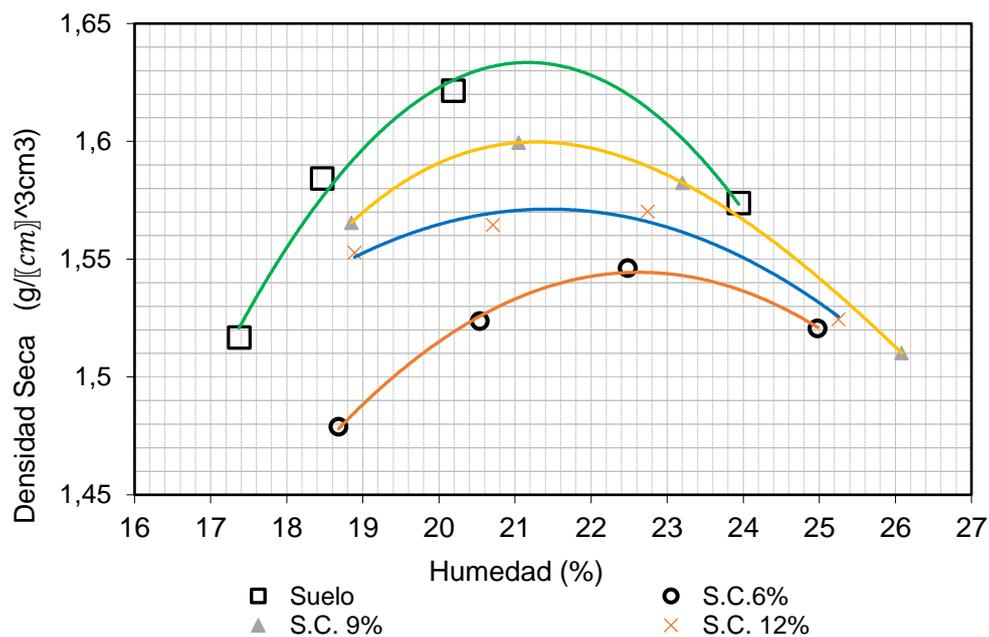
Tabla 7. Resultado del límite de Atterberg, clasificación SUCS y masa específica de los sólidos

| Descripción | Suelo | S.C 6% | S.C 9% | S.C 12% |
|--------------------------------|-------|--------|--------|---------|
| Límite de Plasticidad (%) | 23,98 | 27,57 | 28,94 | 32,12 |
| Límite de Liquidez (%) | 36,6 | 37,8 | 33,7 | 34,7 |
| Índice de Plasticidad (%) | 12,62 | 10,23 | 4,76 | 2,58 |
| Clasificación SUCS | CL | ML | ML | ML |
| Masa específica de los sólidos | 2,74 | 2,79 | 2,83 | 2,87 |

Fuente: Autor (2019).

d) Compactación

Realizado el ensayo de compactación se pudo observar el comportamiento en los gráficos de compactación (figura 34). Se observa una disminución de la densidad seca con el aumento del porcentaje de cemento, resultados similares fueron obtenidos por Oliveira et al. (2018) para un suelo próximo a la región de estudio, de forma similar fue observado por Canapele (2016) con un suelo residual areno-arcilloso-limoso.

Figura 34 – Curvas de compactación de suelo-cemento con diferentes porcentajes

Fuente: Autor (2019)

Fueron obtenidas las humedades óptimas y las densidades máximas secas de la curva de compactación con diferentes porcentajes de suelo-cemento, los resultados se muestra en la tabla 8. Estos valores fueron importantes ya que con ellos fueron obtenidos los cuerpos de prueba para realizar el ensayo de resistencia a compresión simples.

Tabla 8. Resultado del ensayo de compactación

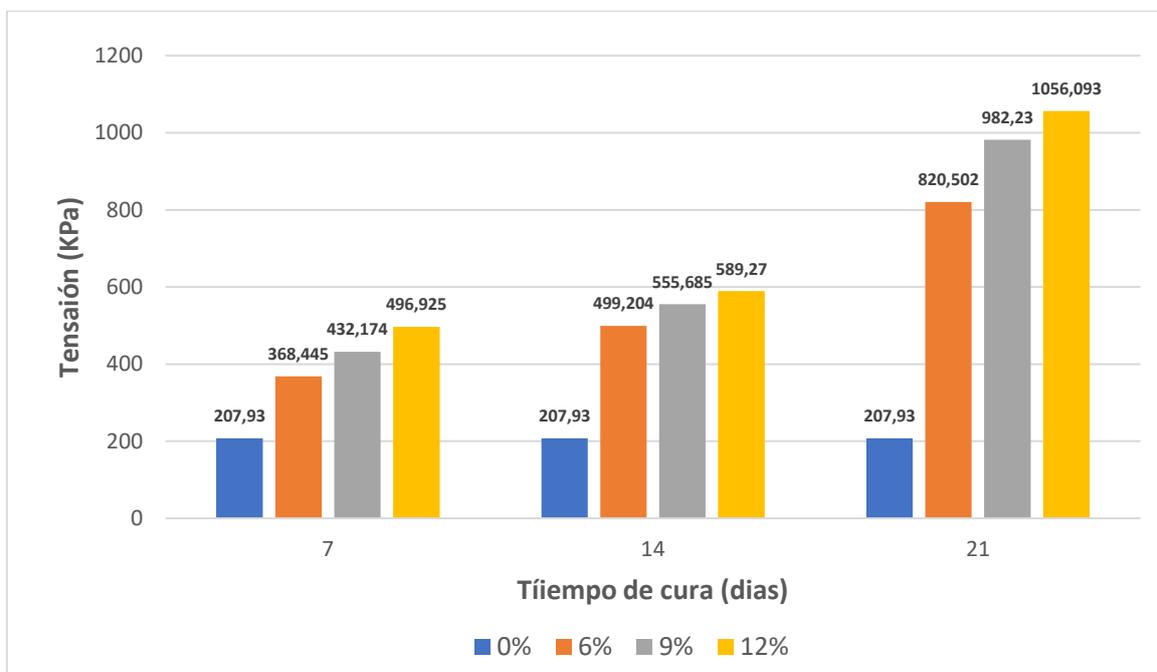
| Material | Peso específico máximo seco (γ_d) | Humedad óptima (W_{opt}) |
|----------|--|------------------------------|
| (-) | (g/cm^3) | (%) |
| Suelo | 1,631 | 21,3 |
| S.C 6% | 1,549 | 22,4 |
| S.C. 9% | 1,598 | 21,5 |
| S.C.12% | 1,574 | 21,9 |

Fuente: Autor (2019).

e) Compresión simples

En la figura 35 se puede observar los valores de resistencia a compresión a los 7, 14 y 21 días para los porcentajes de 6, 9 y 12% de suelo-cemento.

De los resultados obtenidos es posible observar que cuanto mayor es la adición de cemento mayor es la tensión de ruptura. Evidentemente con la adición de un porcentaje de cemento existe un aumento de la tensión de ruptura, no obstante, cuanto mayor es el tiempo de cura también existe un aumento de la tensión de ruptura. De acuerdo con Oliveira et al. (2018), resultados similares fueron obtenidos con un molde mayor de 10X20 cm con el mismo cemento. Canappele (2016), obtuvo comportamientos similares para suelos residuales del tipo arena arcillo limosa.

Figura 35 – Resistencia a compresión simples de los cuerpos de prueba de SC

Fuente: Autor (2019)

Se puede observar también de la figura 35 que entre la adición de cemento con porcentaje

de 9 % y 12 % existe un pequeño incremento, en la tensión de ruptura durante el tiempo de cura, siendo este incremento no muy significativo respecto al costo, por lo que es un factor importante para elegir estacas de suelo-cemento compactas con 9 % de suelo-cemento en campo.

f) Permeabilidad saturada

En relación con los parámetros hidráulicos de los cuerpos de prueba con 9 % de suelo-cemento, los resultados para un mismo material difieren un poco, posiblemente sea debido al grado de compactación utilizado (80%), donde la existencia de índice de vacíos influencia directamente en la conductividad hidráulica del material. En la tabla 9 presenta los valores de coeficiente de permeabilidad del material a una temperatura de 20°C. Según Sousa (2006) presenta un comportamiento a un suelo limo-arcilloso.

Tabla 9. Resultado del ensayo de permeabilidad saturada

| Experimento | Cuerpo de Prueba 1 | Cuerpo de Prueba 2 | Cuerpo de Prueba 3 |
|-------------|--------------------|--------------------|--------------------|
| (-) | (cm/s) | (cm/s) | (cm/s) |
| K20 | 8,130E-06 | 1,634E-06 | 4,4E-06 |

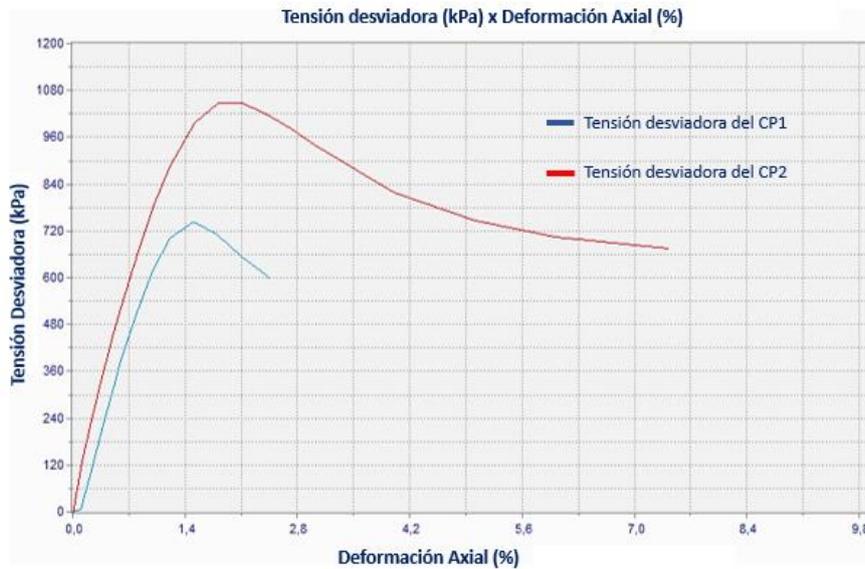
Fuente: Autor (2019).

g) Ensayo triaxial

Fue realizado el ensayo de compresión triaxial, para diferentes tensiones efectivas de confinamiento, y los resultados del comportamiento tensión efectiva vs deformación axial, se muestra en la figura 36. Como las columnas de suelo-cemento compactado están a una tensión de confinamiento del orden de 20 kPa, para este nivel de tensiones la tensión desviadora en la ruptura fue de 725 kPa (figura 36), la tensión normal en la ruptura fue de 145,25 kPa y la tensión al corte en la ruptura fue de 395,5 kPa. Estos valores indican que se necesita incrementos de tensión vertical en la base de la zapata mayores que 725 kPa para conseguir el estado de ruptura.

Una zapata aislada con una tensión concentrada en la base, del orden de 350 kPa, carga de pequeño porte, no ocasionaría ruptura por tensión cortante, debido al refuerzo de las columnas de suelo-cemento. También presenta una tensión desviadora en la ruptura de 725 kPa, y los 350 kPa sería un poco menos de la mitad del valor de ruptura.

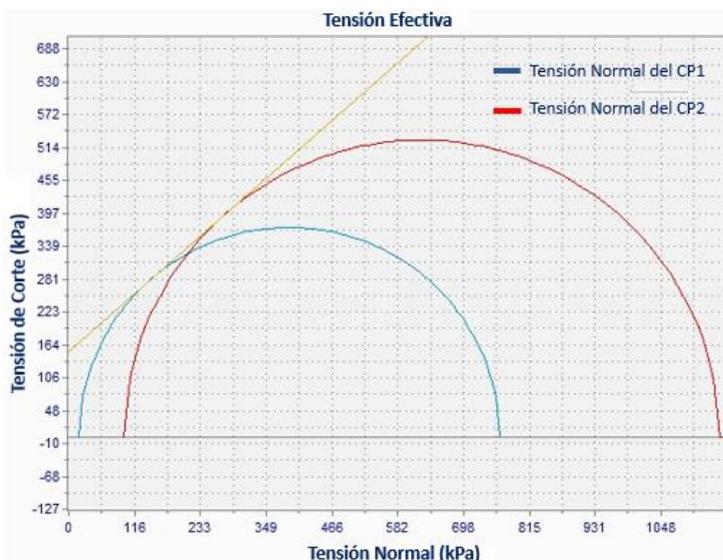
Figura 36 – Curva de la tensión desviadora vs deformación axial del suelo con 9% de cemento



Fuente: Autor (2019)

Los parámetros de resistencia obtenidos hasta un nivel de confinamiento hasta 100 kPa fueron: ángulo de fricción efectivo de 41,3 grados y una cohesión efectiva de 157,22 kPa (figura 37). Para una arcilla compactada de la misma región obtuvieron los siguientes parámetros: ángulo de fricción de 29,3 grados y una cohesión de 36 kPa (RODRIGUES; SAYÃO; PATIAS, 2017). Con esta comparación, se pudo observar que existe un incremento sustancial tanto del ángulo de fricción y de la cohesión, ya que el ángulo de fricción aumentó 12 grados y la cohesión 4,4 veces su valor inicial (figura 37). Todo lo presentado muestra el efecto estabilizador de la adición de 9% de cemento al limo arcilloso de la región de Foz de Iguazú.

Figura 37 – Círculos de Mohr y parámetros de resistencia de suelo al corte



Resultados - Tensión

| | Ángulo de fricción | Cohesión (kPa) |
|-----------|--------------------|----------------|
| Total: | 42,74° | 119,68 |
| Efectiva: | 41,30° | 152,77 |

Fuente: Autor (2019)

5.2 Ensayos en Campo

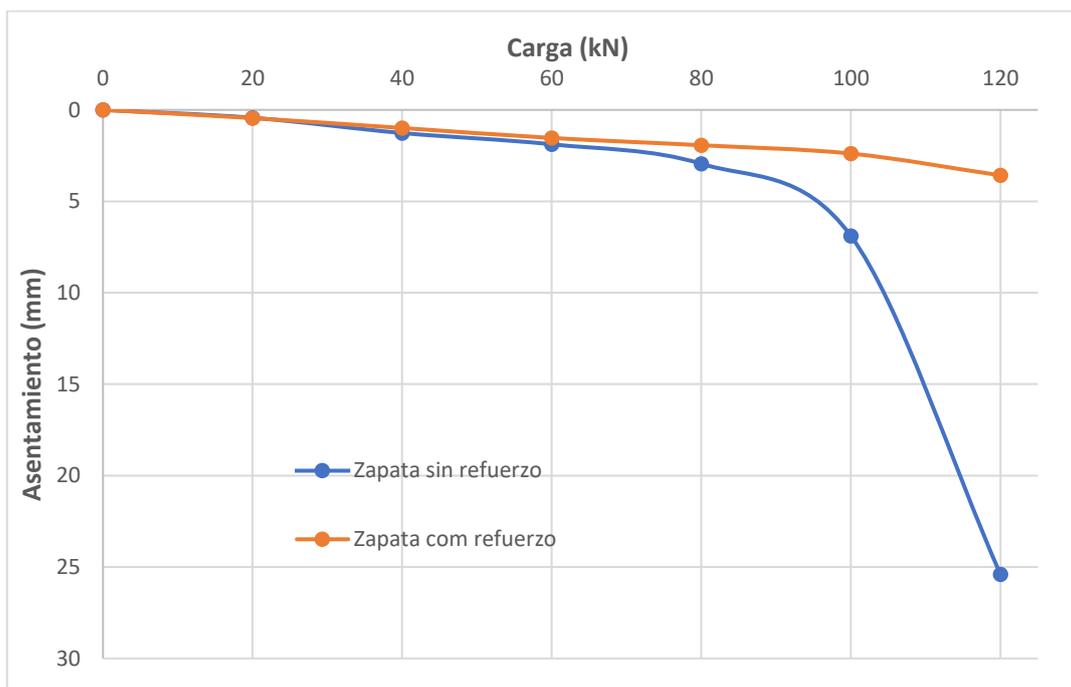
5.2.1 Ensayo de prueba de carga a escala real de zapatas

Resultados de la resistencia a la compresión de los testigos de cuerpos de prueba de concreto, correspondientes al concreto preparado para la construcción de la zapata dieron una media de 45 MPa ensayada a los 28 días; este valor corresponde a un concreto normal, mas esta próximo de un concreto de alta resistencia (>50 MPa) según a NBR 12655.

Realizado el ensayo de prueba de carga a escala real se obtuvo el gráfico carga vs asentamiento (figura 38), donde se pudo observar que existe un menor asentamiento para la carga máxima aplicada de 120 kN (12 ton) en la zapata reforzada por columnas de suelo-cemento comparado a la zapata sin refuerzo, esta variación fue 8,5 veces menor.

También se pudo observar que la zapata sin refuerzo sufrió un asentamiento total de 25,4 mm. De acuerdo con Burland (1977), este tipo de asentamiento total está dentro de los asentamientos admisibles, ya que el autor recomienda asentamientos admisibles para un material arcilloso de hasta 65 mm para estructuras de acero o concreto.

Figura 38 – Curva carga x asentamiento de las zapatas con y sin refuerzo



Fuente: Autor (2019)

De los gráficos podemos concluir comparando con los modos de ruptura estudiadas (CINTRA e AOKI, 2010), que la zapata sin refuerzo presenta una ruptura por punzonamiento ya que se puede observar la tendencia del suelo de acompañar el asentamiento de la zapata. Ya el comportamiento de la curva tensión asentamiento de la zapata con refuerzo, debido al límite del cargamento no fue posible observar la ruptura y el comportamiento de la curva carga - asentamiento, limitando a mostrar únicamente el tramo inicial de la curva. Este tramo posiblemente corresponde a la zona elástica ya que presenta bajos asentamientos.

También se observó que existe una variación del coeficiente de reacción del suelo entre las zapatas. La zapata con refuerzo presenta un mayor coeficiente de reacción que la zapata sin refuerzo (tabla 10), esto es debido a que los asentamientos en las zapatas sin refuerzo son mayores ya que el coeficiente de reacción es inversamente proporcional al asentamiento.

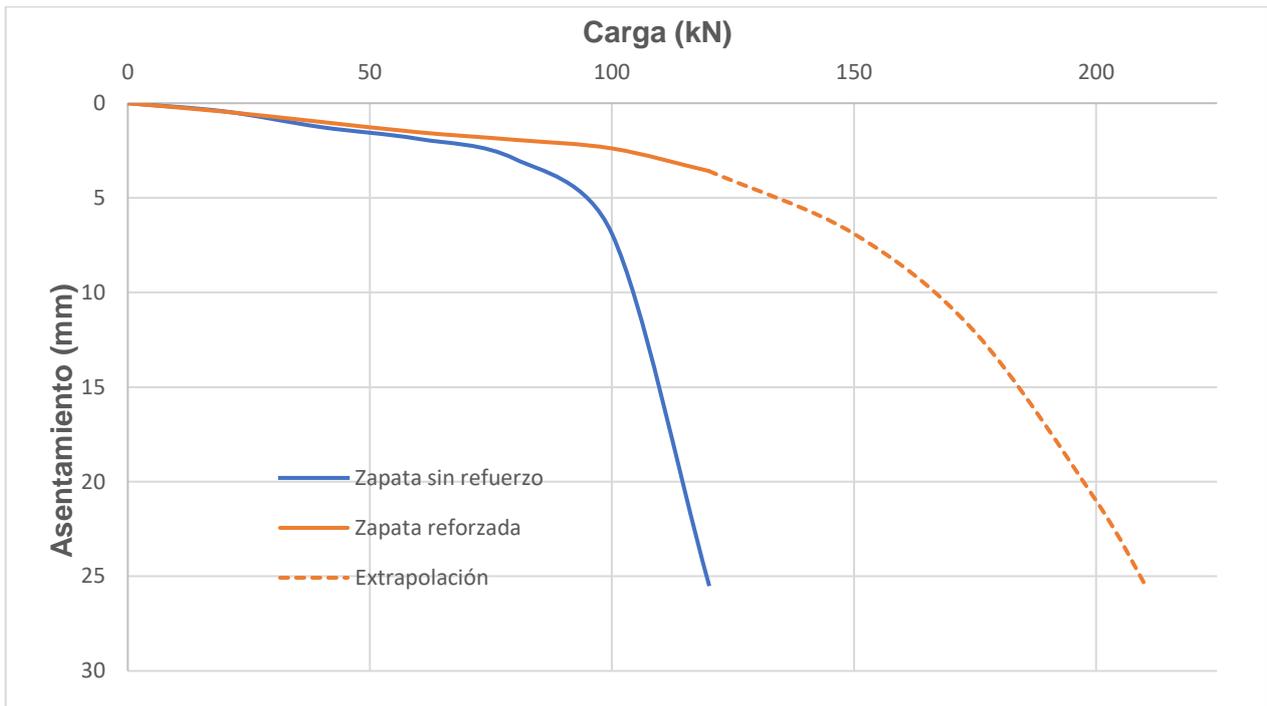
Tabla 10. Coeficiente de reacción de las zapatas con y sin refuerzo

| Coeficiente de reacción | Zapata sin refuerzo | Zapata con refuerzo |
|-------------------------|---------------------|---------------------|
| K (Mpa/m) | 75,19 | 116,28 |

Fuente: Autor (2019)

Como no fue posible alcanzar mayores tensiones de aplicación, la figura 39 muestra la parte inicial de la curva tensión asentamiento de la zapata con refuerzo, siendo esta información insuficiente para determinar la tensión de ruptura. Posiblemente la mayor parte de ese tramo correspondería a zona elástica, por el bajo nivel de desplazamientos verticales. Un posible comportamiento podría ser del tipo de ruptura localizada, extrapolando los datos iniciales de la curva obteniéndose así una carga de ruptura de 210 kN para 25,4 mm de asentamiento. De esa forma, utilizando el área de la zapata de 0,6x0,6m tenemos una tensión de ruptura de 583,3 kPa. Considerando con un factor de seguridad de 2, la tensión admisible sería 260 kPa, lo que estaría viabilizando el uso de fundaciones directas para esos niveles de carga.

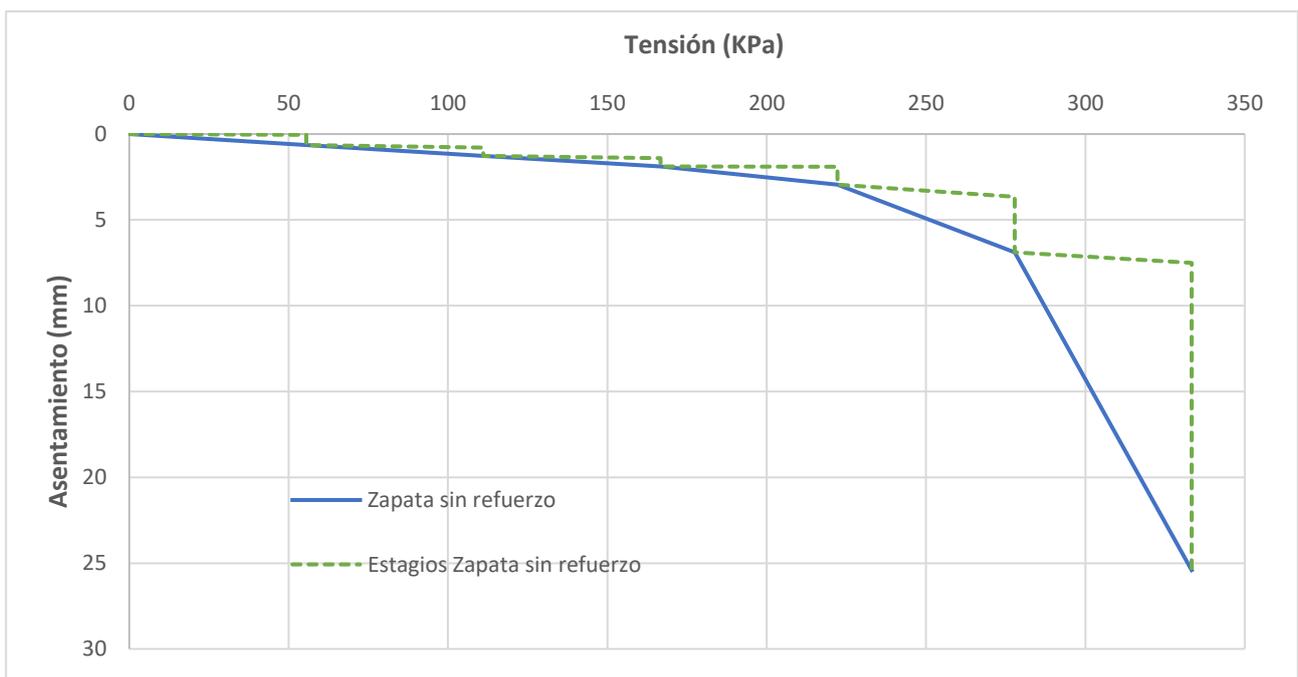
Figura 39 – Extrapolación de la curva carga x Asentamiento



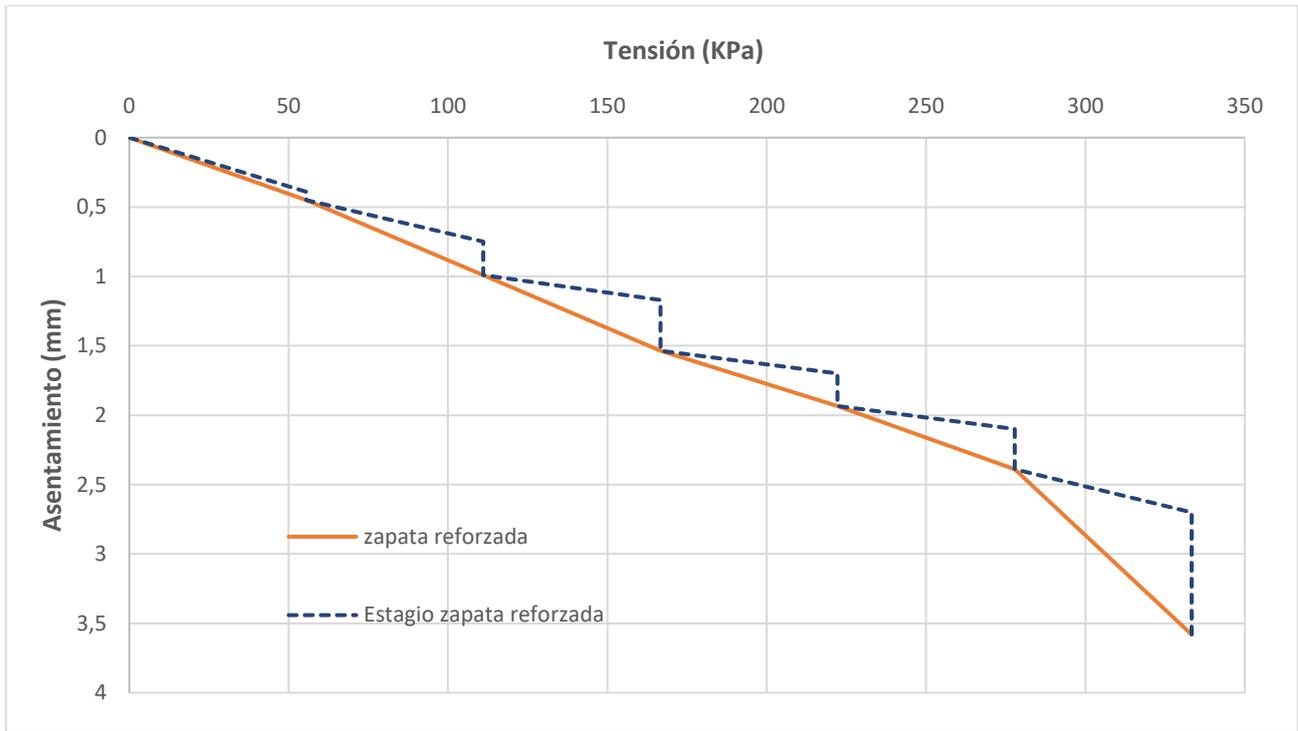
Fuente: Autor (2019)

También se puede observar en las figuras 40 y 41 que para una misma tensión hubo variaciones considerables de asentamientos (fluencia del suelo). Por ejemplo, para una tensión de 333,5 kPa hubo un aumento de asentamiento (17,91 mm) sustancial. Ese comportamiento no fue observado en el suelo reforzado para ese mismo nivel de tensión.

Figura 40 – Curva tensión x asentamiento con presentación de etapas de carga de zapatas sin refuerzo



Fuente: Autor (2019)

Figura 41 – Curva tensión x asentamiento con presentación de etapas de carga de la zapata reforzada

Fuente: Autor (2019)

6 CONSIDERACIONES FINALES

Con el presente trabajo se estudió la alternativa de viabilizar el uso de zapatas reforzadas con columnas de suelo-cemento compactadas para construcciones de pequeño porte por medio de ensayos de prueba de carga a escala real. Con relación a los resultados obtenidos los siguientes puntos son resaltados:

- En cuanto a la mezcla de suelo-cemento existe una mejoría en las propiedades mecánicas del suelo como es el caso del aumento de la resistencia a la compresión simples.
- Del ensayo de permeabilidad de los cuerpos de prueba de suelo-cemento se observó que presenta un comportamiento del suelo arcilloso así considerada una permeabilidad baja.
- A partir de los ensayos triaxiales el suelo reforzado con 9% de cemento presenta una elevada resistencia al corte, elevados parámetros de resistencia.
- La prueba de carga de la zapata sobre el suelo limo arcilloso estudiado mostro un comportamiento asentamiento - carga similar al del tipo de falla por punzonamiento, lo que es previsto para arcillas blandas.
- En cuanto a la comparación entre zapatas con y sin suelo refuerzo de columnas de suelo-cemento compactado, para una misma tensión aplicada existe una disminución de los asentamientos de orden de 8,5 veces menor.

Con todo lo mencionado esta técnica se muestra promisoras para su aplicación en suelos residuales de origen basáltico. Futuras investigaciones con niveles de carga mayores a 12 toneladas, puede ayudar a entender mejor el comportamiento del suelo reforzado con columnas de suelo-cemento compactado.

REFERENCIAS

ABNT. **NBR 7181**: Solo - Análise granulométrica. Rio de Janeiro, 2016.

ABNT. **NBR 7182**: Solo - Ensaio de compactação. Rio de Janeiro, 2016.

ABNT. **NBR 6459**: Solo – Determinação do Limite de Liquidez. Rio de Janeiro, 2016.

ABNT. **NBR 7180**: Solo – Determinação do Limite de Plasticidade. Rio de Janeiro, 2016.

ABNT. **NBR 650880**: Solo – Determinação da massa específica dos sólidos. Rio de Janeiro, 2016.

ABNT. **NBR 6122**: Solo – Projeto e execução de Fundações. Rio de Janeiro, 2010

ABNT. **NBR 6122**: Solo – Projeto e execução de Fundações. Rio de Janeiro, 2010.

ABNT. **NBR 6457**: Solo – Preparação para ensaios de compactação y ensaios de caracterização, 2016.

ABNT. **NBR 6484**: Solo – Solo-Sondagens se simples reconhecimento,1997.

ABNT. **NBR 12024**: Solo-cimento – Moldagem e cura de corpos de prova cilindricos,2012.

ABNT. **NBR 12025**: Solo-cimento – Ensaio de compressão simples de corpos de prova cilíndricos,2012.

ABNT. **NBR 12131**: Estacas – Prova de carga estática, Rio de Janeiro, 1991.

ABNT. **NBR 6489**: Sapatas – Prova de carga direta sobre terreno de fundação. Rio de Janeiro, 1984.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CIMENTO PORTLAND (**ABCP**). Dosagem das misturas de solo-cimento: normas de dosagem e métodos de ensaio. São Paulo, 1980.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CIMENTO PORTLAND (**ABCP**). Solo-cimento para revestimento de barragens, diques e reservatórios. São Paulo-SP,1983.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CIMENTO PORTLAND. **ABCP**. Fabricação de tijolos de solo-cimento com a utilização de prensas manuais. São Paulo-SP,1985.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CIMENTO PORTLAND (ABCP) Dosagem das misturas de solo-cimento: normas de dosagem e métodos de ensaio. São Paulo, SP., 1986.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CIMENTO PORTLAND (**ABCP**). Dosagem das Misturas de Solo-Cimento Normas de Dosagem e Métodos de Ensaio. 3 ed. São Paulo, 2004.

ALVES, T.L. **Estudo da Formação de Incrustações Inorgânicas em Membranas de Nanofiltração Utilizadas em Processo de Dessulfatação**. Tese de Doutorado Metalurgia, Departamento de Ciência dos Materiais e Metalurgia. Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro 2006, 210 p.

ANDRADE F.J. **Reforço de solos com a utilização de tubulões em solo cimento**. São Carlos, SP. Dissertação de Mestrado, EESC-USP, 1989, 190 p.

BABAN, T. **Shallow foundations: discussions and problem solving**. West Sussex: John Wiley & Sons, 2016. 752 p.

BOWLES JOSEPH E. **Manual de laboratorio de Suelos em Ingeniería Civil**. Traducido de Aquiles Arrieta G. Distrito Federal, México, 1981.

CANAPELE J. W. **Estabilização de um solo residual com adição de cimento portland**. Lajeado: julho, 2016.

CARVALHO, D.; SEGANTINI, A.A.S.; CLARO, A.T.; e MANTILLA, J.N.R. (1997). **Comportamento de estacas escavadas como elemento de fundação em solos arenosos**. IN: JORNADAS SUL-AMERICANAS DE ENGENHARIA ESTRUTURAL, 28, São Carlos SP, EESC-USP, v.2, p.527-536.

CAPUTO, Homero Pinto. **Mecânica dos solos e suas aplicações**. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos, 1988.

CENTRO DE PESQUISAS E DESENVOLVIMENTO (CEPED). **Manual de construção com solo-cimento**. Camaçari, BA., 1984. 147p.

CINTRA, J.C.A., AOKI. **Carga admissível em fundações profundas**. São Carlos, SP. Projeto Reenge, EESC-USP, 1999, 61p.

CINTRA, José Carlos A.; AOKI, Nelson.; ALBIERO, José Henrique. **Tensão Admissível em fundações diretas**. São Carlos: Rima, 2003.

CINTRA, J.C.A.; AOKI, N. **Fundações por estacas: projeto geotécnico**. São Paulo: Oficina de Textos, 2010.

CONTENCO. **Manual do usuário Software Pavitest Triaxial**. Mina Gerais, 2019.

Das, B. **Fundamentos de Ingeniería de Cimentaciones**. Séptima edición. Cengage Learning, 2011.

DSoares E. C. **Relatórios técnico de sondagem a percussão**. B.H. Mina Gerais, 2015

DUARTE, Leandro N. **Análise de prova de carga instrumentada em uma sapata rígida**. 118 f. Dissertação (Pós-Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Viçosa. Viçosa, 2006.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION (CEN) EUROCODE 1997. **Geotechnical design part 1: general rules**. 2004. 168 p.

ELDER, P., THOMÉ, A., SILVANI, C., & FREITAS, L. L. **Comportamento de estacas escavadas compostas de solo-cimento e resíduos de beneficiamento de pedras preciosas a partir de provas de carga estática**. Ambiente Construído, 2012, pp. 147-157.

FREIRE, W. J. **Tratamento prévio do solo com aditivos químicos e seu efeito sobre a qualidade do solo-cimento.** Piracicaba, SP. Tese de Doutorado, ESALQ, USP, 1976.142p.

FOPPA, D. **Análise de Variáveis-Chave no Controle da Resistência Mecânica de Solos Artificialmente Cimentados.** 2005. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

LEROUEL, S. **Natural slopes and cuts: movement and failure mechanisms.** Geotechnique 51, No. 3, p 107-2043, 2001.

MASSAD, Faïçal. **Obras de terra: Curso Básico de Geotecnia.** São Paulo: Oficina de textos, 2003.

MITCHELL, J. K **Fundamentals of Soil Behavior.** University of California, John Wiley & Sons, USA, 2 ed., 1993, 436 p.

NÚÑEZ, W. P. **Estabilização físico-química de um solo residual de arenito Botucatu visando seu emprego na pavimentação,** Porto Alegre, 145p. Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFRGS, 1991.

OLIVEIRA T. C. F.; DEZEEN, B. G.; DAHMER, R. R.; ANTONIO, I. O.; BIZARRETA, J. C. O. **Estacas de Solo Cimento como forma de viabilizar o uso de Sapatas em Solo Residual Mole.** XIX Congresso brasileiro de mecânica dos solos e Engenharia Geotecnia e Desenvolvimento Urbano Cobranseg 2018, Salvador, Bahia, ABMS, 2018.

PINTO C. S. **Evolução das pesquisas de laboratório sobre solo-cimento.** São Paulo, SP. 4.a Edição, 1980, ABCP, 22p.

PORTLAND CEMENT ASSOCIATION (PCA) Testing of plastic soil-cement. IN: Soil-cement Laboratory Handbook, Illinois, 1971.

RIBEIRO, G. W. **Estudo da Influência da Saturação na Interação Solo de Fundação/Estaca de Solo-Cimento.** Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil,

Departamento de Engenharia, Universidade de Brasília Faculdade de Tecnologia
Departamento de Engenharia, Brasília, 1999.

SANTOS FILHO W.M., FERNANDES B.M., DA SILVA E.L. Análise da utilização de Solo Cimento em Fundações Tipo Alicerce. CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, XVII, 2014. Goiânia. **Anais...Goiânia: COBRAMSEG**, 2014. 7 p.

SEGANTINI, A. A. S. **Utilização de Solo-Cimento em Estacas Apiloadas para Obras de pequeno porte**. 1994. 96 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Agrícola) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Estadual de Campinas -Unicamp Faculdade de Engenharia Agrícola, São Paulo, 1994.

SEGANTINI, A. A. S. **Utilização de Solo-Cimento Plástico em Estacas Escavadas com Trado Mecânico em Ilha Solteira**. 2000. 206p. Dissertação (Doutorado em Engenharia Agrícola) - Curso de Engenharia Agrícola, Departamento de Construções Rurais, Universidade Estadual de Campinas -Unicamp Faculdade de Engenharia Agrícola, São Paulo, 2000.

SILVA, E.T. **Solo-cimento e solo-vinhaça no revestimento de canais de irrigação para transporte de vinhaça: adequação física e parâmetros hidráulicos**. 1992. 108p. Campinas, SP. Dissertação de Mestrado, FEAGRI, UNICAMP, 1992.

SILVA, M.R. **O uso de solo cimento na construção** 30p. Instituto Brasileiro De Concreto (IBRACON), Brasília, 1983.

SILVA, M. T. **Interação Solo Estrutura de Fundação em Estaca de Solo-Cimento e Concreto**. 117p. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Departamento de Engenharia, Universidade de Brasília Faculdade de Tecnologia Departamento de Engenharia, Brasília, 1994.

SILVEIRA, A. **Estabilização de solos com cimento**. São Carlos, SP. EESC-USP, Notas de Aula, 1966, 45P.

SOUSA PINTO, C. **Propriedades dos Solos**. In: Fundações: Teoria e prática. 2.ed. São Paulo. Pini, 1998. cap. 2. p.51-118.

RODRIGUES SAYAO. **Revista brasileira de engenharia de barragens**. São Paulo: Comitê brasileiro de barragens RJ, 06 julho. 2016.

URBANO, Alonso R. **Exercícios de Fundações**. 2 ed. Blucher, 2010.

VARGAS, M. **Introdução à mecânica dos solos**. São Paulo: McGraw-Hill do Brasil, 1977.

VELLOSO, Dirceu de A.; LOPES, Francisco de R. Fundações: **Critérios de Projetos, Investigação do Subsolo, Fundações Superficiais e Fundações Profundas**. 2 ed. São Paulo: Oficina de textos, 2010.

VENDRUSCOLO, M.A. **Análise Numérica e Experimental do Comportamento de Fundações Superficiais em Solo Melhorado**. (Dissertação de mestrado) – Curso de Pós-graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre, 1996.

VESIC, A. S. (1973). "**Analysis of Ultimate Loads of Shallow Foundations**," Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, American Society of Civil Engineers, Vol. 99, No. SM1, pp. 45–73.

APÊNDICES

ANEXOS