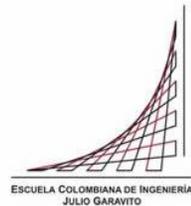


Maestría en Ingeniería Civil

**Modelación numérica de la capacidad portante de
cimentaciones superficiales en suelos fisurados.
Comparación con resultados experimentales.**

Andrés Camilo Torres Mahecha

Bogotá, D.C., 08 de marzo de 2023



Modelación numérica de la capacidad portante de cimentaciones superficiales en suelos fisurados. Comparación con resultados experimentales.

Tesis para optar al título de magíster en Ingeniería Civil, con énfasis en Geotecnia

**PhD Catalina Lozada López
Directora**

Bogotá, D.C., 08 de marzo de 2023



La tesis de maestría titulada “Modelación numérica de la capacidad portante de cimentaciones superficiales en suelos fisurados. Comparación con resultados experimentales”, presentada por Andrés Camilo Torres Mahecha, cumple con los requisitos establecidos para optar al título de Magíster en Ingeniería Civil con énfasis en geotecnia.

Directora de la tesis
PhD Catalina Lozada López
Jurado
PhD Lina Ximena Garzón Ávila
Jurado
PhD Edgard Robert Barbosa Cruz

Bogotá, D.C., 11 de julio de 2022

Dedicatoria

A Dios, sin él nada es posible.

Agradecimientos:

A Dios, a la vida y al universo
por todas las grandes bendiciones
que me han brindado.

Resumen

El presente estudio analiza la capacidad portante de un suelo en condición saturada y parcialmente saturada en presencia de fisuras generadas por el fenómeno de desecación, por medio de modelos numéricos empleando el programa de elementos finitos Plaxis 2D. Se implementa el modelo constitutivo Cam Clay Modificado y el modelo constitutivo Mohr-Coulomb, utilizando el modelo Van Genuchten para el comportamiento del agua en el suelo. Por otra parte, se determina la capacidad portante de manera analítica empleando la ecuación propuesta por Vanapalli y Mohamed (2007). A partir del trabajo de Lozada (2015), se tomaron los resultados de los modelos físicos a escala reducida elaborados por esta autora y se compararon con los que se obtuvieron en las modelaciones numéricas presentados en esta investigación.

Como resultado de la investigación, con el modelo Mohr – Coulomb si se logró la tendencia esperada, es decir, el aumento de la capacidad portante con las fisuras de desecación, si bien cabe resaltar que dicha tendencia fue sobrestimada. No sucedió lo mismo con el modelo Cam Clay modificado, por cuanto no se evidencio el aumento de la capacidad portante debido a que a que este no presenta un acoplamiento total de la succión con el modelo constitutivo.

Lo anterior permite concluir que con el modelo Mohr – Coulomb se puede obtener un acoplamiento adecuado de la succión y la profundidad de la fisura. Sin embargo, como sobrestimo la capacidad portante, es necesario validar el procedimiento de obtención de los parámetros, ya que estos fueron tomados indirectamente de los modelos físicos a escala reducida. En cuanto al modelo analítico, sí se obtuvo la tendencia esperada, de una manera más cercana a lo previsto en la investigación de Lozada (2015).

Palabras clave: capacidad portante, fisuras de desecación, modelación numérica y física, cimentaciones superficiales.

Abstract

The present study analyzes the bearing capacity of a soil in both saturated and partially saturated conditions in the presence of cracks generated by the phenomenon of desiccation, using numerical models with the finite element program Plaxis 2D. The Modified Cam Clay constitutive model and the Mohr-Coulomb constitutive model are implemented, using the Van Genuchten model for water behavior in the soil. Furthermore, the bearing capacity is determined analytically using the equation proposed by Vanapalli and Mohamed (2007). Based on the work of Lozada (2015), the results of the reduced-scale physical models developed by this author were taken and compared with those obtained in the numerical models presented in this research.

As a result of the research, the Mohr-Coulomb model did achieve the expected trend, i.e., the increase in bearing capacity with desiccation cracks, although it should be noted that this trend was overestimated. This was not the case with the Modified Cam Clay model, as an increase in bearing capacity was not evident due to the lack of total coupling between suction and the constitutive model.

This leads to the conclusion that the Mohr-Coulomb model can obtain an adequate coupling of suction and crack depth. However, as it overestimated the bearing capacity, it is necessary to validate the parameter obtaining procedure, as these were indirectly taken from the reduced-scale physical models. As for the analytical model, the expected trend was obtained, in a way closer to what was predicted in Lozada's (2015) research.

Keywords: bearing capacity, desiccation cracks, numerical and physical modeling, shallow foundations.

Tabla de contenido

Capítulo 1. Planteamiento del problema	17
1.1. Problema de investigación.....	17
1.2. Objetivos de la investigación	18
1.2.1. Objetivo general	18
1.2.2. Objetivos específicos.....	18
Capítulo 2. Estado del arte	19
2.1. Fisuras en suelos generadas por desecación	19
2.2. Factores que inciden en la formación de fisuras	22
2.3. Registros históricos de formación de grandes fisuras	25
2.3.1. Fisuras en el mundo	25
2.3.2. Fisuras en la Sábana de Bogotá, Colombia.....	27
2.4. Influencia del agua en el comportamiento de los suelos	29
2.4.1. Curva de retención de humedad.....	30
2.4.2. Modelo Van Genuchten	34
2.5. Resistencia al corte en suelos saturados.....	36
2.5.1. Resistencia al corte en suelos parcialmente saturados.....	38
2.6. Capacidad portante en suelos saturados.....	40
2.6.1. Capacidad portante en suelos parcialmente saturados.....	42
2.7. Mecanismos de falla en suelos fisurados.....	42
2.8. Modelación física en centrífuga	44
2.8.1. Leyes de escala.....	47
2.9. Comportamiento esfuerzo - deformación	48
2.9.1. Modelo Cam Clay	49
2.9.2. Modelo Cam Clay Modificado	49
2.9.3. Modelo Mohr Coulomb	51
Capítulo 3. Metodología.....	53
3.1. Parte 1: Estudios Asociados	56
3.1. Parte 2: Definición de la geometría.....	57
3.2. Parte 3: Creación del tipo de suelo	58
3.2.1. Parámetros del modelo constitutivo	58
3.2.2. Propiedades índice del suelo	59
3.3. Capacidad portante	59
3.3.1. Modelo: Cam Clay Modificado	59
3.3.2. Modelo: Mohr-Coulomb	60
Capítulo 4. Resultados	61
4.1. Parte 2: Definición de la geometría.....	61
4.2. Parte 3: Creación del tipo de suelo	62
4.2.1. Parámetros del modelo constitutivo Cam Clay Modificado.....	62
4.2.2. Propiedades índice del suelo	64
4.3. Capacidad portante	66
4.3.1. Modelo Cam Clay Modificado	66

4.3.2.	Modelo Mohr-Coulomb	70
4.3.3.	Modelo analítico	73
Capítulo 5.	Análisis de resultados	75
5.1.	Capacidad portante	75
5.1.1.	Modelos sin fisuras	75
5.1.2.	Modelos con fisuras	76
5.2.	Mecanismos de falla	78
Capítulo 6.	Conclusiones	81
Capítulo 7.	Limitaciones y recomendaciones	82
Capítulo 8.	Bibliografía	83

Lista de Tablas

Tabla 1. Factores externos que inciden en la formación de fisuras en el terreno.	24
Tabla 2. Valores típicos de la profundidad de fisuras en Australia y Canadá Morris et al., (1992).....	27
Tabla 3. Métodos para medir la succión del suelo. Adaptado: Thomé (1990).	31
Tabla 4. Ventajas y desventajas del Ensayo de Centrifuga Geotécnica Wood, (2004), Chikatamarla et al., (2005).....	46
Tabla 5. Relación de Escalas. Modificada de Azizi, (2000).	48
Tabla 6. Parámetros del modelo Cam Clay Modificado.....	51
Tabla 7. Parámetros Modelo Mohr-Coulomb	52
Tabla 8. Número de modelos numéricos.....	53
Tabla 9. Dimensiones de los modelos. Adaptado de: Lozada, (2016).....	56
Tabla 10. Etapas de modelación con el modelo Cam Clay Modificado.	60
Tabla 11. Parámetros Cam Clay Modificado para la Arcilla NC.	63
Tabla 12. Parámetros CCM Arcilla S.C.	63
Tabla 13. Resultado de la consolidación (Modelo constitutivo CCM)	64
Tabla 14. Comparación de parámetros entre el modelo físico y el modelo numérico. Arcilla normalmente consolidada.	65
Tabla 15. Capacidad portante, Cam Clay Modificado (perfil de suelo sin fisuras).	69
Tabla 16. Capacidad portante, modelo Cam Clay Modificado (modelos con fisuras).	69
Tabla 17. Parámetros E, S_u y ϕ_b . Tomados de Lozada (2016).	72
Tabla 18. Capacidad portante, modelo Mohr Coulomb. (modelos con fisuras).....	73
Tabla 19. Succión y ϕ_b	74
Tabla 20. Capacidad portante método analítico.	74

Lista de Figuras

Figura 1. Prueba de fisuración T02 después de 216 horas. Fuente: Lau, (1987).	21
Figura 2. Patrón final de agrietamiento Exp. 19. Fuente: Corte y Higashi (1964).	21
Figura 3. Patrón de Fisuración hexagonal, Nevada (USA). Fuente: Lau, (1987).	22
Figura 4. Relación entre el área del bloque (A) y el espesor de la capa de suelo (d) (Corte y Higashi, 1964; Lau, 1987). Fuente: J. K. Kodikara et al., (2000).....	23
Figura 5. Ilustración esquemática de formación de grietas por desecación ante ciclos de humedecimiento y secado. Fuente: Bordoloi et al., (2020).....	24
Figura 6. Grandes Fisuras de Desecación. Playa norte de Kingaman en el noreste de Arizona. Fuente: Harris, (2004).	26
Figura 7. Grietas que se formaron en el valle Nextipac-Santa Lucía. Fuente: Suárez-Plascencia et al., (2005).	26
Figura 8. Fisuras cercanas a la vía Bogotá – Tenjo. Fuente: Lozada, (2016).....	28
Figura 9. Asentamiento diferencial por fisuras de desecación.....	28
Figura 10. Afectación en las vías del municipio de Tenjo, Cundinamarca. Fuente: Lozada, (2016).	29
Figura 11. Efecto histéresis curva SWCC. Fuente: D. G. Fredlund, Xing, et al., (1994). ..	32
Figura 12. Curva de retención de humedad y sus respectivas zonas. Fuente: Oh & Vanapalli, (2010).	33
Figura 13. Representación gráfica de las diferentes zonas de la curva SWCC. a) Zona de efecto limite. b) zona de transición. c) Zona de saturación residual.	34
Figura 14. Parámetros curva SWCC. Adaptado de: S. K. Vanapalli et al., (1996).	36
Figura 15. Envolvente de falla.....	37
Figura 16. Envolvente de falla Mohr – Coulomb. Elaboración propia.	37
Figura 17. Envolvente falla extendida Mohr-Coulomb. Fuente: Rahardjo. et al., (2019)...	39
Figura 18. Mecanismos de falla de Meyerhof. Fuente: Meyerhof, (1951).	41
Figura 19. Mecanismos de falla en suelos Fisurados.....	43
Figura 20. Mecanismos de Falla en suelos fisurados. Fuente: Lozada et al., (2015).....	44
Figura 21. Mini Centrífuga de la Universidad de los Andes. Elaboración propia.....	45
Figura 22. Centrífuga de la Universidad de Los Andes. Elaboración propia.....	46
Figura 23. Superficie de fluencia del modelo Cam Clay Modificado CCM. Fuente: Gens & Potts, (1988).	49
Figura 24. Superficie de fluencia del modelo Cam Clay Modificado CCM: deformaciones elásticas ϵ_{ve} (punto a), y deformaciones plásticas ϵ_{vp} (punto b). Modificado de Camacho et al., (2004).	51
Figura 25. Modelo Constitutivo Mohr-Coulomb. Tomado de <i>Plaxis: Material models manual 2016</i> , (2016).	52
Figura 26. Metodología: Etapas Principales.	54
Figura 27. Metodología con actividades a realizar.	55
Figura 28. Configuración de la geometría para los modelos.	57
Figura 29. Ubicación de la fisura con respecto a la cimentación (elaboración propia).....	58
Figura 30. Configuración de nodos y Tipo de simetría. Tomado de Plaxis, (2022).	61

Figura 31. Condiciones de frontera: A) Desplazamiento; B) Flujo de agua.	62
Figura 32. Geometría del modelo C3 y discretización del medio.....	62
Figura 33. Punto de control de asentamiento.....	63
Figura 34. Etapa de calibración. E0-F2.	66
Figura 35. Perfil de relación de sobreconsolidación. a) Perfil normalmente consolidado, .	67
Figura 36. Capacidad de carga. a) Creación de la línea de desplazamiento. b) malla deformada.	68
Figura 37. Capacidad portante, Modelo Cam Clay Modificado (perfil de suelo sin fisuras).	68
Figura 38. Capacidad portante, Modelo Cam Clay Modificado (con fisuras).	69
Figura 39. Perfil de cohesión y succión. Adaptado de (Lozada, 2016).	71
Figura 40. Curva desplazamiento vs Esfuerzo vertical. Adaptado de Lozada (2016).	72
Figura 41. Capacidad portante, Modelo Mohr Coulomb (con fisuras).....	73
Figura 42. Capacidad portante método analítico.....	74
Figura 43. Capacidad portante, modelos sin fisura.	76
Figura 44. Capacidad portante, modelos con fisura condición saturada.....	76
Figura 45. Capacidad portante, modelos con fisura condición parcialmente saturada.	78
Figura 46. mecanismos de falla. Tomado de Lozada et al., (2015).	78
Figura 47. Desplazamientos totales, modelo CCM. a) Condición saturada. b) Condición parcialmente saturada. Modelo con profundidad de fisura 8.0 m.	79
Figura 48. Desplazamientos totales, modelo MC. a) saturada. b) parcialmente saturada.	80

Lista de Ecuaciones

Ecuación 1 Ecuaciones curva SWCC Van Genuchten – Mualem, (1980)	34
Ecuación 2 Parámetro de ajuste m Mualem (1976).....	35
Ecuación 3 Conductividad hidráulica (modelo Van Genuchten – Mualem).....	35
Ecuación 4 Saturación efectiva	35
Ecuación 5. Función entre un esfuerzo normal y esfuerzo cortante Cornejo Aedo, (2019).	36
Ecuación 6 Criterio de falla Mohr - Coulomb.....	37
Ecuación 7 Principio de esfuerzo efectivo de suelo saturado.....	38
Ecuación 8 Criterio de falla Mor – Coulomb en términos efectivos.....	38
Ecuación 9 Resistencia al corte en suelos no saturados Fredlund et al., (1978)	39
Ecuación 10 Resistencia al corte en suelos no saturados S K Vanapalli et al., (1996).....	40
Ecuación 11 Ecuación general de capacidad portante de Meyerhof.	42
Ecuación 12. Ecuación de capacidad portante, en función de la succión matricial.....	42
Ecuación 13 Esfuerzo vertical en un modelo a escala Caicedo, et al., (2014).....	47
Ecuación 14 Esfuerzo vertical prototipo-realidad Caicedo, et al., (2014).....	47
Ecuación 15 Altura del modelo a escala en función de N	47
Ecuación 16 Superficie de fluencia modelo CCM.....	50
Ecuación 17. Resistencia al corte no drenada no saturada.....	70
Ecuación 18. Resistencia al corte saturada no drenada.....	70
Ecuación 19, Módulo de Young.	71
Ecuación 20. Capacidad portante, extendida a condiciones parcialmente saturadas.....	74

Introducción

La capacidad portante de las cimentaciones superficiales es un tema de gran importancia, debido a que es un factor determinante en la seguridad y estabilidad de cualquier estructura construida sobre el terreno. En particular, el efecto de las fisuras de desecación en la capacidad portante de las cimentaciones superficiales sobre suelos parcialmente saturados, fenómeno que ha sido objeto de numerosos estudios.

El presente trabajo tiene como objetivo realizar un análisis de la capacidad portante de cimentaciones superficiales sobre suelos saturados y parcialmente saturados, considerando específicamente el efecto de las fisuras de desecación. Para ello se implementó la modelación numérica con elementos finitos. Por lo que se definen objetivos específicos como la definición de la configuración geométrica del suelo, la estructura de modelación para definir el número de modelos, y la determinación de efecto de las fisuras por desecación en la capacidad portante de cimentaciones superficiales en suelos saturados y parcialmente saturados.

La metodología utilizada se basó en una revisión bibliográfica para la selección de parámetros, seguida de una etapa de consolidación para calibrar las propiedades índice del suelo. Luego se precede a realizar el análisis de capacidad portante, mediante el programa Plaxis 2D implementando el modelo constitutivo Mohr – Coulomb, el modelo Cam Clay Modificado, adicionalmente se determina de manera analítica la metodología propuesta por Vanapalli y Mohamed (2007). Los resultados obtenidos mediante la modelación numérica se comparan con los resultados obtenidos con la investigación en centrifuga geotécnica realizada por Lozada et al. (2015).

Como conclusiones, se observó que el modelo constitutivo Cam Clay Modificado, tiene mayor sensibilidad al tener en cuenta el parámetro de la succión en comparación con el modelo Mohr – Coulomb, y que la capacidad portante obtenida con el modelo Mohr – Coulomb es sobrestimada. Se evidencia la tendencia esperada con el método analítico y el modelo constitutivo Mohr - Coulomb, es decir, el aumento de la capacidad portante con las fisuras de desecación, contrario a lo obtenido con el modelo Cam Clay Modificado.

También se observó que el mecanismo de falla por cimentación superficial propuesto por Lozada et al. (2015) ocurre para ambos modelos constitutivos, pero con diferentes condiciones de saturación. Se evidencia que la metodología analítica propuesta por Vanapalli y Mohamed (2007), presenta menor diferencia con respecto a la capacidad portante de los ensayos a escala reducida.

Entre las limitaciones y recomendaciones se sugiere realizar un análisis con modelos en tres dimensiones para definir en su totalidad la geometría presentada en los modelos a escala reducida, y obtener los parámetros mediante ensayos de laboratorio de muestras tomadas in situ para futuros trabajos.

La estructura del presente trabajo está dividida principalmente en 8 capítulos, donde se presenta: el planteamiento del problema, el estado del arte, la metodología llevada a cabo, los resultados obtenidos, el análisis de los mismos, conclusiones, se presenta las limitaciones y recomendaciones. Y finalmente la bibliografía empleada en este documento.

Lista de símbolos

θ_r	Contenido de humedad residual
g	Aceleración de la gravedad
h_m	Altura del modelo físico a escala reducida
B	Ancho de cimiento (diámetro para una cimentación circular)
Ψ	Angulo de Dilatancia
φ	Ángulo de fricción del suelo
φ^b	Ángulo que define el aumento de resistencia al corte en relación con la succión
q_u	Capacidad de carga última
θ_s	Contenido de humedad saturado
ρ	Densidad del suelo
q	Esfuerzo efectivo al nivel del fondo de la cimentación
σ'	Esfuerzo normal efectivo
σ	Esfuerzo normal total
M	Factor de forma para la elipse (pendiente de la línea del estado crítico)
N_c, N_q, N_γ	Factores de capacidad de carga
$F_{cs}, F_{qs}, F_{\gamma s}$	Factores de forma
$F_{ci}, F_{qi}, N_{\gamma i}$	Factores de inclinación
$F_{cd}, F_{qd}, F_{\gamma d}$	Factores de profundidad
N	Incremento la gravedad en el modelo físico a escala reducida
λ	Índice de compresión isotrópica (pendiente de la curva virgen en el plano $(e, \ln p')$)
α	Inverso del valor de entrada de aire
G	Módulo de corte
E	Módulo de Young
M	Parámetro de ajuste de Maulem
n	Parámetro de ajuste empírico para la distribución de tamaños de los poros
l	Parámetro de conectividad de poros
k	Pendiente de la curva de carga - descarga en el plano $(e, \ln p')$
K_s	Permeabilidad en condición de saturación
γ	Peso específico del suelo
u_w	Presión de agua en los poros
u_a	Presión de aire en los poros
ν	Relación de Poisson
e_0	Relación de vacíos inicial
c	Resistencia al corte del suelo
S_u	Resistencia al corte no drenada
τ	Resistencia al corte por unidad de área
S_e	Saturación efectiva
Θ	Valor de humedad del suelo, comprendido entre $(\Theta_s$ y $\Theta_r)$

Capítulo 1. Planteamiento del problema

1.1. Problema de investigación

La desecación genera cambios en el contenido de humedad de los suelos arcillosos produciendo cambios volumétricos los cuales generan fisuras en los suelos Ochoa Meza, (2012). Según Kodikara. et al. (2000), estas fisuras se presentan durante el proceso de desecación cuando la resistencia a la tensión del suelo es superada por la resistencia a la tensión debida a la succión matricial.

Se han observado grandes fisuras en países como México y Estados Unidos. En México se tienen reportes de fisuras en el municipio de Nextipac, con una fisura principal de 1073 m de longitud y ancho máximo de 3.5 m. Igualmente, en el estado de Arizona de los Estados Unidos, se han observado fisuras similares, con anchos de hasta 1 m, profundidades máximas de 3 m y longitudes de hasta 300 m Lozada, (2016a). Estas fisuras aparecen después de periodos de lluvias intensas Suárez-Plascencia et al. (2005).

De igual manera, en el norte y occidente de la Sabana de Bogotá se han registrado fisuras de gran magnitud las cuales, fueron estudiadas por Vesga et al. (2003). En esta investigación se determinaron propiedades diferentes de las fisuras generadas por la extracción de agua y desecación, entre estas propiedades están las siguientes:

- Las fisuras son con casi verticales (si no ha ocurrido una falla en el suelo).
- Fisuras con profundidades de hasta 7.0 m.
- Las fisuras son pequeñas y cerradas en superficie extendiéndose hasta el nivel freático.
- Existencia generalizada de raíces en la mayoría de las columnas formadas por las fisuras.
- Reducción de la capacidad portante después de la aparición de las fisuras.
- Asentamientos diferenciales afectando así estructuras livianas como andenes, pavimentos, tanques de agua pequeños entre otras.

Vesga et al. (2003) concluyeron teóricamente que las columnas formadas por las fisuras fallan por su propio peso produciendo grandes asentamientos. Esta primera falla genera esfuerzos cortantes entre las columnas generando una falla secuencial por corte entre las columnas del suelo. Para comprobar estos mecanismos Lozada et al. (2015), investigaron experimentalmente el comportamiento de suelos con fisuras. Esta investigación se desarrolló a través de la modelación física en centrífuga geotécnica. Se estudió la influencia de las fisuras en la capacidad portante de cimentaciones superficiales con un nivel freático impuesto.

En la investigación de Lozada et al. (2015) se estudió la influencia de las fisuras en la capacidad portante. En el modelo con fisuras cercanas al nivel freático la capacidad portante disminuye en un 0.22%, con relación al modelo sin fisuras, el cual presentó una capacidad portante de 513 kPa, pero la mayor capacidad portante se evidenció en el modelo con fisuras de profundidad de 5 m con un incremento de 180.7 % con relación al modelo sin fisuras. Con respecto al tipo de falla se muestran tres mecanismos de falla: falla de una

cimentación superficial, falla por corte de la columna de suelo y falla por suelo blando el cual se encuentra debajo del suelo fisurado. Sin embargo en la investigación experimental realizada por Lozada et al. (2015), no se logró evidenciar la falla de las columnas por corte, falla propuesta por Vesga et al. (2003).

En el presente trabajo se estudian los mecanismos de falla de un suelo con fisuras y determinar su influencia respecto a la capacidad portante de cimentaciones superficiales. Para esto se realizará la modelación numérica de una cimentación superficial sobre un suelo con fisuras. Se deberán comparar los resultados obtenidos de la modelación numérica con los mecanismos obtenidos por la modelación física de Lozada et al. (2015) y con los mecanismos teóricos propuestos por Vesga et al. (2003).

1.2. Objetivos de la investigación

1.2.1. Objetivo general

Estudiar el efecto de las fisuras de desecación en la capacidad portante de cimentaciones superficiales para un suelo saturado y parcialmente saturado utilizando modelación numérica con elementos finitos.

1.2.2. Objetivos específicos

- Definir la configuración geométrica de la arcilla de la Sabana de Bogotá que será implementada en los modelos numéricos.
- Establecer la estructura de modelación para definir las Etapas, Fases y cantidad de modelos a desarrollar para estudiar el efecto de las fisuras de desecación
- Determinar el efecto de las fisuras por desecación en la capacidad portante de una cimentación superficial sobre un suelo saturado.
- Determinar el efecto de las fisuras de desecación en la capacidad portante de una cimentación superficial sobre un suelo no saturado.
- Comparar los resultados de los modelos numéricos con resultados obtenidos por Lozada et al. (2015) a partir de la modelación en centrifuga geotécnica.

Capítulo 2. Estado del arte

2.1. Fisuras en suelos generadas por desecación

El fenómeno de desecación puede presentarse por factores ambientales-climáticos, o también se puede desarrollar debido a acciones antrópicas que se realizan sobre determinado entorno.

El fenómeno de desecación por condiciones ambientales consiste en la pérdida de humedad de los suelos más superficiales, es decir, ocurre en aquella parte de los suelos que se encuentra más expuesta al ambiente. Esta disminución en la humedad del suelo se puede entender como el resultado del fenómeno de evaporación, en el cual, una serie de procesos de transferencia de masa y energía ocasionan el flujo de agua del suelo hacia el ambiente en forma de vapor de agua Lozada, (2016); Bras y Entekhabi, (1992) Bras R., Entekhabi D., (1992).

En estudios de campo e investigaciones de laboratorio, diferentes autores establecieron que los aspectos ambientales que más influyen en la pérdida de humedad del suelo son la radiación solar, la temperatura ambiente, la humedad relativa y la acción del viento Corte y Higashi, (1964); Delage et al., (2005); Kodikara. et al., (2000); Wilson, (1990).

Además de las variaciones climáticas existen otros factores que producen desecación en el suelo. Gran parte de estos factores están relacionados con la acción del ser humano en el entorno. Algunas de las acciones antrópicas que conllevan procesos de desecación en la masa del suelo son: la extracción de agua para las industrias y el crecimiento de la población Lobo-Guerrero (1992). Adicionalmente, existe otro factor de tipo natural que provoca disminución en la cantidad de agua presente en el suelo. Este factor está relacionado con la existencia de vegetación, ya que, determinadas especies requieren una gran cantidad de agua para llevar a cabo el proceso de fotosíntesis Steduto et al., (2012). En investigaciones agrícolas y geotécnicas, se determinó que en zonas cercanas a las raíces de determinados tipos de árboles, se desarrollan una serie de agrietamientos y hundimientos en la masa de suelo Beltran, (1982). En los fenómenos de desecación anteriormente nombrados, la pérdida de humedad del suelo se produce por el abatimiento del nivel freático Vesga et al., (2003).

El cambio en la humedad del suelo bien sea producto de los procesos de humedecimiento y secado generados por el ambiente, o bien sea por el abatimiento del nivel freático, ocasiona de manera general una serie de variaciones en propiedades del suelo como el peso unitario, consistencia, relación de vacíos, entre otras.

Autores como Rayhani, Yanful y Fakher Rayhani et al, (2008) afirmaron que dichas variaciones de las propiedades del suelo están relacionadas con el cambio físico al que este se ve sometido, ya que, existe una alteración en la proporción de elementos como agua y aire que ocupan los espacios vacíos de la estructura del suelo. Esto, cuando la humedad del suelo aumenta o decrece.

Para el caso puntual del fenómeno de desecación en donde existe una disminución en la humedad, las variaciones en propiedades del suelo se generan por la salida de agua y entrada de aire dentro de los espacios vacíos de la estructura del suelo. Provocando así una serie de esfuerzos de tracción y deformaciones en el interior de la masa de suelo; los cuales, en algunos casos logran generar agrietamiento en la parte más superficial del mismo.

Algunas investigaciones relacionadas con la influencia que induce el secado en las arcillas fueron desarrolladas por Croney y Coleman (1954), y Farrar y Coleman (1967). Estos autores concluyeron que cuando muestras horizontales de arcillas de Inglaterra perdieron cierta cantidad de agua, las partículas sólidas se redistribuyeron en arreglos más cerrados. Enunciado validado años más tarde en investigaciones como la de Morris et al. (1992) y Levatti et al. (2009).

También en las investigaciones de Croney y Coleman (1954), y Farrar y Coleman (1967), se consideró que era de gran importancia medir propiedades químicas como la capacidad de intercambio catiónico, el contenido de carbono y el contenido de arcilla; sumados a los límites líquido, plástico y la succión desarrollada en la superficie. Se pudo concluir gracias a estos estudios, que las arcillas, debido a su composición mineralógica y a sus arreglos estructurales son más susceptibles a los cambios de humedad en comparación con otros tipos de suelos. Además encontraron que se desarrollaron una serie de esfuerzos de succión en la superficie que está en contacto con la atmósfera Croney y Coleman (1954), y Farrar y Coleman (1967).

Morris et al. (1992), afirman que particularmente los suelos arcillosos tienden a contraerse, provocando así una disminución de volumen cuando estos tipos de suelos se ven sometidos a procesos de desecación. Una explicación física aproximada a este fenómeno consiste en que debido al efecto de la evaporación que se desarrolla en la superficie de una arcilla, se genera un efecto de tensión superficial en los contactos entre aire-agua-suelo. Lo cual, permite que se desarrollen presiones de poros negativas o succiones, que en últimas se traducen en esfuerzos de tracción o corte.

El efecto succión desarrollado por la diferencia de presiones entre agua y aire en los vacíos del suelo ($U_w - U_a$), inducen a que este se contraiga de manera isotrópica Kodikara. et al., (2000). Esta contracción puede producir bajo ciertas condiciones grietas verticales bajo la superficie del suelo en la cual disminuye el contenido de agua o humedad.

Como resultado de varios estudios donde se relacionaba el efecto de la desecación en la formación de fisuras, se concluyó que una condición fundamental para que se desarrollen grietas en suelos principalmente arcillosos, consiste en que la tracción desarrollada debido a la succión matricial del suelo debe exceder la resistencia a la tracción de dicho suelo Corte y Higashi, (1964); J. Kodikara et al., (1998); Lau, (1987).

Adicionalmente, en los estudios de Corte y Higashi (1964) y Lau (1987) mencionados anteriormente, se monitoreó el proceso de formación de grietas en varios suelos arcillosos. En general, los resultados de estas pruebas indican que el patrón predominante de la formación de grietas es ortogonal y secuencial. Con grietas principales que aparecen en la primera etapa de desecación, formando polígonos bien definidos. Seguido de un patrón de fisuras secundarias las cuales subdividen el patrón de grietas principal.

Sin embargo, los patrones de fisuración no fueron del todo iguales para ambos experimentos. Lau (1987) reportó polígonos ortogonales y polígonos de 4 o 5 lados relativamente semejantes entre sí, distribuidos en el área de una muestra cómo se observa en la Figura 1. Mientras que Corte y Higashi (1964) observaron principalmente polígonos también con 4 o 5 lados, pero con una mayor variación de tamaños a lo largo y ancho de los suelos monitoreados, tal como se puede observar en la Figura 2. Además, en ambos ensayos se difirió en aspectos como espesor de las grietas y también en la profundidad que alcanzaron las mismas.



Figura 1. Prueba de fisuración T02 después de 216 horas. Fuente: Lau, (1987).

Por otra parte Lau (1987) encontró que el entorno donde se desarrollaba el proceso de desecación juega un papel fundamental en la formación del patrón de fisuración. Lau (1987) observó que en el estado de Nevada (Estados Unidos) polígonos hexagonales perfectamente homogéneos entre sí, los cuales presentan diferencias a los patrones evidenciados en sus ensayos de laboratorio. El patrón de fisuración hexagonal se presenta en la Figura 3.

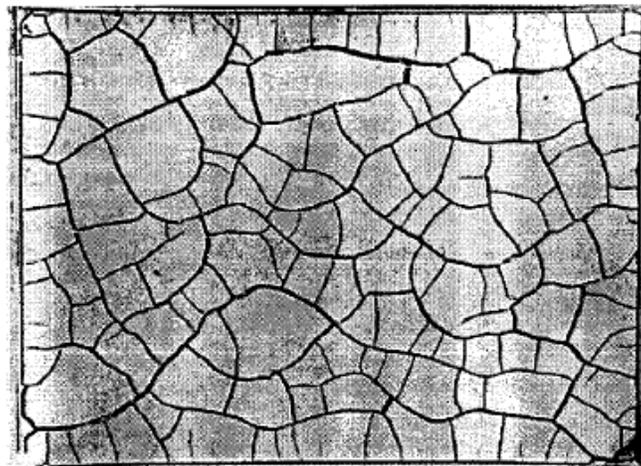


Figura 2. Patrón final de agrietamiento Exp. 19. Fuente: Corte y Higashi (1964).

Por tanto, es posible afirmar que existe gran diversidad de patrones de fisuración, en donde las grietas varían desde simples líneas superficiales sin un patrón definido, hasta polígonos bien definidos y formados por grietas de gran profundidad y espesor.



Figura 3. Patrón de Fisuración hexagonal, Nevada (USA). Fuente: Lau, (1987).

2.2. Factores que inciden en la formación de fisuras

Investigaciones como las de Corte y Higashi (1964), Lau (1987) y Morris et al. (1992) sugieren que la formación de fisuras debido al fenómeno de desecación, depende de un gran número de factores tanto intrínsecos del suelo, como de factores externos.

Las propiedades de determinado tipo de suelo el cual se ve sometido a procesos de desecación, condicionan de manera directa el proceso de formación de fisuras. Aspectos del patrón de agrietamiento tales como velocidad, espesor, profundidad y forma, dependen de parámetros del suelo como la densidad, el índice de plasticidad, el espesor, la relación de Poisson, la resistencia a la tracción, entre otras.

Los límites de consistencia por ejemplo, juegan un papel fundamental en el espesor y profundidad de las fisuras, ya que, en suelos con un alto índice de plasticidad, las fisuras tienden a tener gran espesor y profundidad Morris et al., (1992). Lau (1987) asocia esta condición a la relación directa que indica que a mayor plasticidad, mayor es el potencial de contracción Lau (1987).

Kodikara et al. (2000) analizaron los experimentos de Corte y Higashi (1964) y Lau (1987) y lograron determinar algunas conclusiones adicionales. Encontraron que el área (tamaño) de los fragmentos de suelo resultantes al final del proceso de desecación, dependen de factores propios del suelo como lo son la densidad y el espesor de la capa suelo. En la Figura 4 se puede observar la relación que existe entre el área de los bloques fisurados y el espesor de la capa de suelo Kodikara et al., (2000).

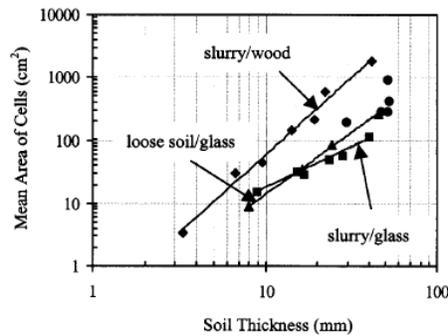


Figura 4. Relación entre el área del bloque (A) y el espesor de la capa de suelo (d) (Corte y Higashi, 1964; Lau, 1987). Fuente: J. K. Kodikara et al., (2000).

Además, en la investigación de Kodikara et al. (2000) se determinó que la tasa de desecación (relacionada con la velocidad) incide de gran manera en la forma en la cual se propagan las fisuras; definiendo así el patrón de fisuración.

Por otra parte, también existen factores externos que inciden en la formación de fisuras. Dentro de estos factores externos y quizás sean los más importantes, están las condiciones ambientales. Las variables ambientales más influyentes para el desarrollo de fisuras en el suelo son la radiación solar, la humedad relativa, la temperatura ambiente y la acción del viento. Finalmente son las condiciones ambientales que controlan la tasa de evaporación o desecación Adams y Hanks, (1964).

Otro factor externo que juega un papel fundamental en el proceso de desecación de los suelos es la profundidad del nivel freático con respecto a la del terreno. La posición del nivel freático define si un suelo puede o no agrietarse, ya que, los suelos que se encuentran bajo dicho nivel están saturados, estado en el cual no existe la posibilidad de presentarse deformaciones volumétricas por salida de agua, ni tampoco es posible que se desarrollen esfuerzos negativos en la masa del suelo Fredlund y Rahardjo, (1993); siendo estas dos últimas condiciones un imperativo para que se desarrolló en fisuras en el suelo. Es decir, una de las condiciones para la cual un suelo pueda desarrollar fisuras en la superficie debido al fenómeno de desecación, es que dicho suelo debe tener una saturación parcial.

En la Figura 5 se muestra en forma esquemática la imposibilidad física de desarrollarse fisuras en la parte superior del suelo cuando todos los vacíos están ocupados por agua, al no poderse desarrollar esfuerzos de tracción Bordoloi et al., (2020).

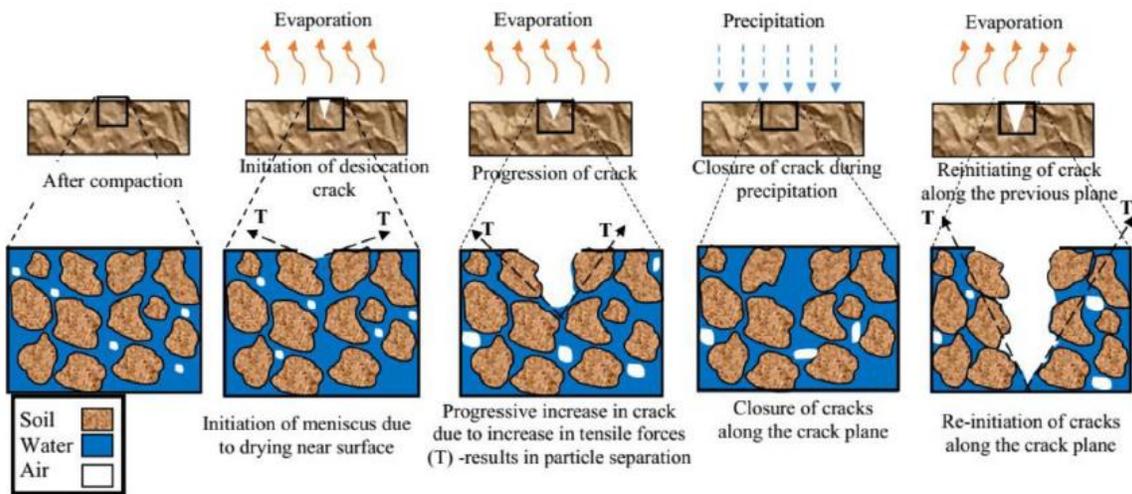


Figura 5. Ilustración esquemática de formación de grietas por desecación ante ciclos de humedecimiento y secado. Fuente: Bordoloi et al., (2020).

Sin embargo, es posible que, algunos suelos puedan bajo ciertas condiciones desarrollar grietas en superficie que alcancen grandes profundidades, siempre y cuando el nivel freático esté también a una gran profundidad.

Una situación como la anteriormente mencionada fue evidenciada por Vesga et al (2003) cuando estudiaron el fenómeno de fisuración de la arcilla de la sabana de Bogotá. Estos autores evidenciaron grietas de hasta 7 metros de profundidad, sin formarse prácticamente ningún ángulo con la vertical. Las grietas poseen una abertura mayor en profundidad, y centímetros antes de entrar en contacto con el nivel freático están completamente cerradas. También, en esta investigación desarrollada en la sabana de Bogotá, se observaron grandes columnas de agrietamiento en profundidad con anchos en planta proporcionales al espesor de fisuración; condición que había sido enunciada años atrás por Kodikara. et al., (2000).

Adicionalmente, otras causas externas que influyen en el proceso de formación de fisuras son la pendiente del terreno, las condiciones de contorno y la presencia de cuerpos que restrinjan o aceleren la deformación del suelo. La existencia de raíces en la parte superficial del suelo acelera el proceso de secado de este, debido a la extracción de agua que las raíces realizan. Esta situación fomenta la aparición de grietas en la zona de suelo perimetral a las raíces, generando posibles planos de falla. Sin embargo, en algunos casos la existencia de raíces puede aumentar la resistencia a la tracción de los suelos debido a un efecto mecánico Mirreh & Ketcheson, (1973).

Tabla 1. Factores externos que inciden en la formación de fisuras en el terreno.

Factor externo	Tipo	Causa	Efecto
Evaporación	Ambiental	Disminución de la humedad del suelo en la parte más superficial debido al flujo de vapor ascendente.	Aparición de grietas superficiales

Extracción de agua para consumo e industrias	Antrópico	Abatimiento del nivel freático y de cuerpos de agua.	Formación de galerías subterráneas y cárcavas
Evapotranspiración	Ambiental	Absorción de agua por plantas para procesos como fotosíntesis.	Agrietamientos y hundimientos en la masa de suelo
Cuerpos como muros, raíces	Ambiental-Antrópico	Cuerpos externos u orgánicos que imponen desplazamientos sobre la masa de suelo o restringen el movimiento libre.	Deformaciones pasivas en la masa de suelo

2.3. Registros históricos de formación de grandes fisuras

A lo largo de los años diferentes autores se han interesado en estudiar, investigar y reportar la formación de fisuras producto del fenómeno de desecación, y también las generadas por fenómenos de subsidencia o socavación. La motivación de los autores radica a que debido a este fenómeno han ocurrido grandes problemáticas sociales, debido a las dificultades geotécnicas que se derivan de la formación de fisuras a gran escala.

A continuación, se expondrán algunos de los casos históricos más reconocidos a nivel mundial; su trascendencia radica en la gran envergadura que han registrado estas fisuras. Algunos de los lugares en el mundo donde se han registrado grandes fisuras son Arizona (Estados Unidos), Winnipeg (Canadá), Nextipac (México), Australia (Melbourne) y Sabana de Bogotá (Colombia). Cabe resaltar que existen gran cantidad de casos adicionales a los citados en la presente investigación, pero por cuestión de espacio solo se nombran algunos.

2.3.1. Fisuras en el mundo

En el año 2004 Raymond C. Harris elaboró un documento denominado el Arizona Geological Survey, cuyo objeto era reportar e investigar la formación de grandes fisuras que se extienden en el estado de Arizona, Estados Unidos Harris, (2004).

En esta investigación, se encontraron fisuras por desecación de gran magnitud, en donde el área que cubría el patrón de fisuración era de kilómetros. En total se observaron 27 regiones dentro del territorio de Arizona con la existencia de “grietas gigantes”. En general, las grietas alcanzaban un ancho de 1 metro, profundidades de 2 metros y una misma grieta tenía una longitud de hasta 300 metros, como se observa en la Figura 6a. Mediante imágenes aéreas, se pudo observar que el ancho de los polígonos que forman las grietas de desecación puede alcanzar longitudes de entre 45 y 180 metros, como se puede observar en la Figura 6b.

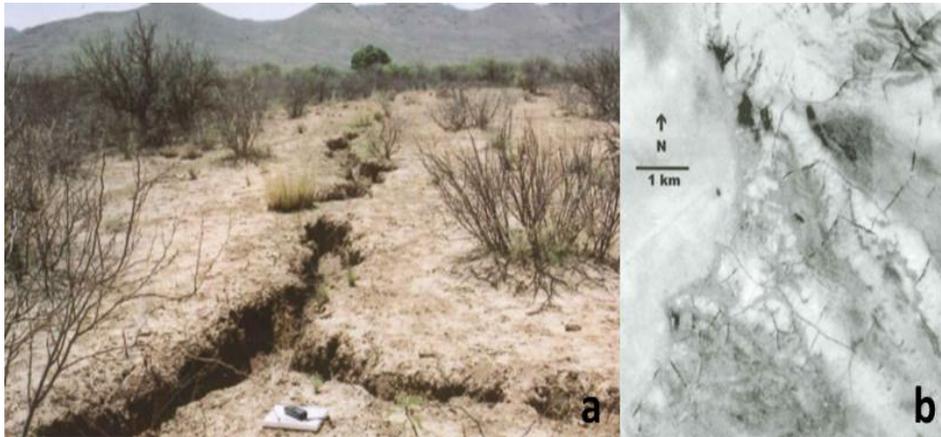


Figura 6. Grandes Fisuras de Deseccación. Playa norte de Kingaman en el noreste de Arizona. Fuente: Harris, (2004).

Por otro lado, el área Metropolitana de Guadalajara, localizada en el valle de Nextipac (México), se compone principalmente por ceniza volcánica sin consolidar. Además, se tiene registro de que el nivel freático está aproximadamente a 25 metros de profundidad.

En este valle se han detectado sistemas de fisuras de grandes dimensiones. La fisura principal de dichos sistemas registra 1073 metros de longitud, con una profundidad máxima de 10 m y un ancho de 3.5 m Suárez-Plascencia et al., (2005). Esto se puede observar en la Figura 7.



Figura 7. Grietas que se formaron en el valle Nextipac-Santa Lucía. Fuente: Suárez-Plascencia et al., (2005).

En Australia y Canadá la fisuración en los suelos plásticos se asocia con condiciones de altas temperaturas durante los periodos secos, causando un descenso del nivel freático a una profundidad bastante considerable. Estas condiciones atmosféricas son bastantes comunes en grandes áreas de Australia y es bastante típico encontrar suelos plásticos con fisuras de grandes dimensiones Morris et al., (1992).

Se presenta en la Tabla 2, la profundidad media de fisuras generadas por desecación; en varios casos las fisuras llegan casi hasta el contacto con el nivel freático. La profundidad de las fisuras aumenta a medida que disminuye la precipitación anual.

Tabla 2. Valores típicos de la profundidad de fisuras en Australia y Canadá Morris et al., (1992).

Localización		Profundidad de Fisuras (m)
Australia	Adelaide	1.8 – 2.0
	Melbourne	2.0 – 3.0
	Hunter Valley	0.5
	Brisbane	0.5
Canadá	Winnipeg	6.0

2.3.2. Fisuras en la Sábana de Bogotá, Colombia.

El perfil de suelo de la Sabana de Bogotá está compuesto de arcillas con una consistencia que varía entre blanda a media. Además, estas arcillas son altamente plásticas con presencia de algunos limos y capas finas de arena; el nivel freático se encuentra entre profundidades de 4 a 8 metros. Se caracterizan también por su alta compresibilidad y baja resistencia al corte cuando están saturadas. Cuando estas arcillas se someten a esfuerzos de succión elevados, el contenido de agua disminuye drásticamente y estos suelos se contraen de tal manera que se desarrollan fisuras en su parte más superficial Vesga et al., (2003).

La aparición de estas fisuras ocurre cuando la succión matricial excede la resistencia a la tracción del suelo. La succión se puede desarrollar por el bombeo de agua subterránea, o por los efectos de evapotranspiración de la vegetación Kodikara. et al., (2000).

De acuerdo con Lozada (2016), existen grandes fisuras en el municipio de Tenjo Cundinamarca; la formación de estas se encuentra asociada a la extracción del agua freática para su uso en la agricultura y a los largos periodos de sequía que desecan el suelo superficial. Sin embargo, observar su patrón de fisuración no es posible debido a que las grietas se encuentran cubiertas por vegetación.

Con el fin de estudiar dicho patrón de fisuración y sus principales características Vesga et al., (2003) realizaron una investigación de campo abriendo trincheras en 3 puntos diferentes. Encontrando fisuras casi verticales de 7 metros de profundidad y 0,20 metros de ancho. Adicionalmente se observó lo siguiente:

- En superficie las fisuras son pequeñas y están cerradas.
- Las fisuras aparecen desde la superficie y se extienden hasta el nivel freático sin tocarlo.
- Las fisuras son casi verticales si no ha ocurrido falla de la columna de suelo generada por las mismas fisuras.
- La apertura de las fisuras disminuye con la profundidad.

Lozada (2016), estimó la longitud de las fisuras mediante imágenes de satélite, encontrando fisuras aisladas de 145 m de largo próximas a los árboles cercanos de la vía Bogotá -Tenjo, como se muestra en la Figura 8.



Figura 8. Fisuras cercanas a la vía Bogotá – Tenjo. Fuente: Lozada, (2016).

Como resultado de la contracción se generan asentamientos diferenciales, ya que, el proceso de reducción de volumen del suelo no es homogéneo. Esto se debe a que existen variaciones en el perfil de succión desarrollado, además de la heterogeneidad en las propiedades del suelo.

En la sabana de Bogotá se han producido afectaciones por este fenómeno en diferentes estructuras. Por ejemplo, Vesga et al., (2003) observaron el asentamiento diferencial de un tanque de agua debido a las fisuras de desecación, como se muestra en la Figura 9.



Figura 9. Asentamiento diferencial por fisuras de desecación.
Fuente: Vesga et al., (2003).

Otra de las afectaciones relacionadas con las fisuras por desecación es la deformación o inclusive el agrietamiento de las estructuras de pavimento Lozada López, (2017). En la Figura 10 se observa el hundimiento de la capa de rodadura en varios tramos de vía, y en algunos puntos las grietas del suelo logran superponerse en el pavimento.



Figura 10. Afectación en las vías del municipio de Tenjo, Cundinamarca. Fuente: Lozada, (2016).

Existen gran variedad de modificaciones en los parámetros del suelo como permeabilidad, resistencia al corte, velocidad de consolidación, capacidad portante, entre otras, relacionadas con las fisuras por desecación Morris et al., 1992; Rayhani et al., (2008). La importancia de estas variaciones en propiedades del suelo radica en que se pueden presentar anomalías en la interfaz suelo-estructura. Esto produce que las consideraciones contempladas en los diseños geotécnicos difieran a los que existen en la realidad, comprometiendo la integridad de diferentes estructuras Peron et al., (2009).

2.4. Influencia del agua en el comportamiento de los suelos

El comportamiento físico-mecánico de los suelos en general, está condicionado por la cantidad de agua que este posee. Las presiones intersticiales que se generan al interior de los poros cuando se encuentran ocupados por fluidos, juegan un papel fundamental en las fuerzas de cuerpo que se desarrollan en el interior del suelo. Dichas fuerzas internas determinan en gran medida, el grado de unión con el que las partículas sólidas se adhieren unas a otras. Es por esto por lo que la presencia del agua dentro del suelo condiciona notablemente su respuesta ante la asimilación de cargas, capacidad de deformación entre otras.

El agua y el suelo son dos elementos que no se pueden desligar. Desde la formación del planeta, el agua ha estado presente y ha influido en la formación del suelo. El agua controla los procesos de meteorización e intemperismo en diferentes grados, transportando diferentes minerales, sales e inclusive aportando iones de hidrogeno para llevar a cabo varios procesos químicos Breemen & Buurman, (2002).

Además, existen diferentes procesos por los cuales el suelo adquiere agua de la atmósfera. El principal proceso está relacionado con el agua lluvia que precipita desde las nubes y se infiltra hacia el interior de la masa de suelo.

Otros factores con los cuales el suelo puede ganar humedad están relacionados con los procesos de flujo de agua hacia el suelo proveniente de diferentes cuerpos naturales de agua como lo son acuíferos, cuencas, mares, y otros. Por otra parte, existen factores por los cuales el suelo puede reducir su humedad, dentro de estos se encuentran la escorrentía, evaporación y la transpiración de las plantas.

Finalmente, la cantidad de agua que posee el suelo está definida por el balance hidrológico, sumado a propiedades del suelo como lo son la conductividad hidráulica y su capacidad de almacenar el fluido. Esta situación también está muy relacionada con la posición donde se encuentra el nivel freático, ya que, condiciona la saturación del suelo.

En situaciones donde la infiltración en la superficie es mayor a la conductividad hidráulica, se presenta la inundación del suelo, generándose presiones positivas excesivas en la masa de suelo. Cuando el suelo está en un estado de saturación, los suelos principalmente arcillosos evidencian una disminución considerable en la resistencia al corte. También, se produce un aumento en su volumen y es muy común observar desprendimientos en zonas de ladera, generadas por el mismo peso del suelo.

Por otra parte, cuando el agua no existe en el suelo, se generan otro tipo de condiciones que de una u otra manera pueden provocar cambios adversos en el comportamiento del suelo. Por ejemplo, como se dijo anteriormente, la disminución en el contenido de humedad puede ocasionar la formación de fisuras, disminución en la capacidad portante y provocar asentamientos diferenciales.

Por lo tanto, es fundamental comprender que parámetros como la resistencia al corte y la deformabilidad (y comportamientos mecánicos relacionados como la estabilidad) y muchos otros, están condicionados por la forma en que se desarrolla el flujo de agua en el suelo. Propiedades como la conductividad hidráulica, la curva de retención de humedad y la curva de conductividad hidráulica, son fundamentales para comprender como el flujo de agua condiciona el comportamiento del suelo.

2.4.1. Curva de retención de humedad

La curva característica de humedad SWCC, por sus siglas en inglés *Soil Water Characteristic Curve*, define la relación entre el contenido de agua en el suelo y la succión que se ejerce en su interior. Esta curva representa la variación del contenido de humedad en relación con el potencial de succión, el cual se desarrolla en los poros del suelo para impedir la salida del agua D. G. Fredlund, Anqing Xing, et al., (1994); Krishnapillai & Ravichandran, (2012); Martínez-Fernández, (1995).

Comúnmente el contenido de agua del suelo se puede expresar en función del grado de saturación, o del contenido volumétrico de agua o de la humedad gravimétrica, siendo las dos primeras las formas más comunes de expresar el contenido de humedad para las curvas SWCC. Esto se debe a que en el contenido volumétrico de agua y en el grado de saturación (Θ y S_r respectivamente) se tiene en cuenta la proporción del volumen del suelo y el volumen que es ocupado por agua.

La succión total del suelo se define como la suma de la componente matricial y la componente osmótica. Esta última componente se relaciona con la succión que ejercen los solutos y sales sobre el agua que ocupa el suelo. Mientras que la succión matricial se define como la diferencia de presiones entre el agua y el aire en el interior de los vacíos del suelo ($U_w - U_a$). La succión osmótica se considera muy pequeña con respecto a la succión matricial, por tanto, se suele despreciar.

En las curvas SWCC típicamente se suele expresar la succión del suelo en unidades de presión o en potencial hídrico. El potencial hídrico se refiere a la energía necesaria para generar movimiento de una cantidad de agua que se encuentra en determinado sistema. Se suele expresar el potencial hídrico como la cantidad de columna de agua (en metros o centímetros) necesaria para extraer una gota de agua del suelo.

Debido al amplio rango de variación de la succión, se suele representar esta magnitud física dentro de la gráfica SWCC en una escala logarítmica. Mientras que la humedad, se suele presentar en una escala lineal.

Existen varios métodos para definir la succión de un suelo. En la Tabla 3 se listan algunos de los métodos más empleados.

Tabla 3. Métodos para medir la succión del suelo. Adaptado: Thomé (1990).

Métodos	Técnica	Succión	Rango (pF)* kPa
Placa de succión (Croney y Coleman, 1961; Coleman y Marsh, 1961)	mecánica (directa)	matricial	0 – 3.0
Placa de presión (Richards, 1941)	mecánica (directa)	matricial	0 – 4.2
Membrana de presión (Coleman, 1959; Richards, 1980)	mecánica (directa)	matricial	0 – 5.2
Desecador de vacío (Aitchinson & Richards, 1965; Baker et al., 1973)	termo dinámica (directa)	total	4.5 – 7.0
Psicrómetro (Spanner, 1951; Snethen, 1977; Daniel et al., 1981)	termo dinámica (indirecta)	total	3.0 – 4.0
Papel filtro (Gutiérrez, 1985; Duran, 1986)	termo dinámica (indirecta)	matricial / total	0 – 6.2
Termo higrómetro (Gee et al., 1992; Leong et al., 2003; Agus & Schanz, 2005)	termo dinámica (indirecta)	total	0.1 – 3.0

*Pf: logaritmo del potencial matricial, expresado en centímetros de carga hidráulica equivalente y en valores absolutos

Los diferentes métodos empleados varían en función del principio físico que se aplica en cada metodología. Además, algunos métodos son más apropiados para definir la succión de cierto tipo de suelos. Por ejemplo, para suelos arcillosos que son los que típicamente presentan altas succiones, se recomienda utilizar el desecador de vacío o el psicrómetro.

Independiente del procedimiento que se utilice para obtener la curva característica de humedad, esta presenta una propiedad denominada histéresis, la cual consiste en desarrollar un comportamiento un tanto diferente cuando se construye la curva realizando el secado del suelo, en comparación a cuando se construye la curva realizando el humedecimiento del suelo. Dicho efecto se puede observar en la Figura 11.

El proceso de humedecimiento consiste en adicionar pequeñas cantidades de agua a una muestra de suelo natural-inalterado, en un ambiente que permita alcanza el equilibrio térmico para que el suelo asimile por completo la cantidad de agua adicionada. Una vez alcanzado el equilibrio térmico se estima el potencial de succión alcanzado.

Por otra parte, un proceso de secado consiste en permitir la disminución de la humedad de la muestra de suelo a una temperatura ambiente. Cuando se obtiene la evaporación deseada en la muestra, se procede a buscar el equilibrio térmico de la muestra secada, para estimar el potencial de succión del suelo.

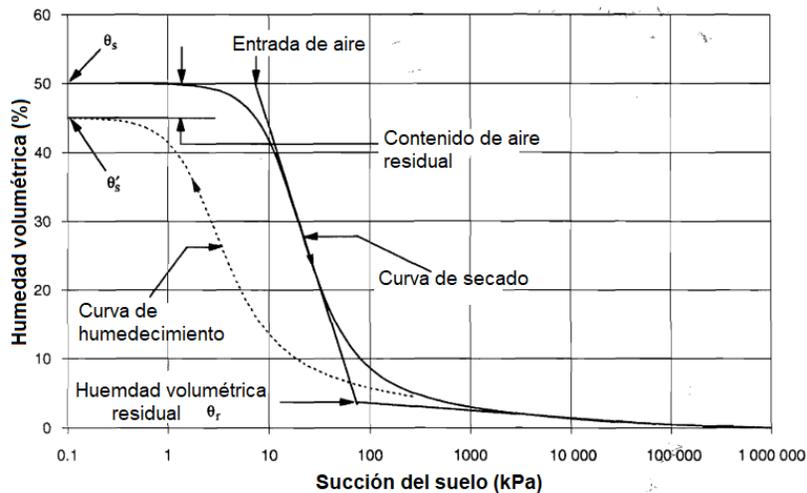


Figura 11. Efecto histéresis curva SWCC. Fuente: D. G. Fredlund, Xing, et al., (1994).

El efecto de histéresis se puede entender, como la diferencia del valor de succión que presenta un mismo suelo para dos humedades iguales; considerando que la diferencia radica en que las dos humedades fueron obtenidas por curvas diferentes, humedecimiento y secado Krishnapillai & Ravichandran, (2012). Como consecuencia, se obtiene una curva principal con dos ramos distanciados en la parte media (efecto de histéresis), esto se puede observar en la Figura 11.

La curva SWCC presenta tres zonas bien definidas, que se pueden observar en la Figura 12. Estas son la zona de efecto limite, la de transición y la zona de desaturación residual. A continuación, se describe la condición física de cada zona de la curva.

En la zona de efecto limite los poros del suelo están saturados, es decir, están completamente llenos de agua como se presenta en la Figura 13a. En esta parte de la curva no existe succión, o su magnitud es tan baja que se puede despreciar.

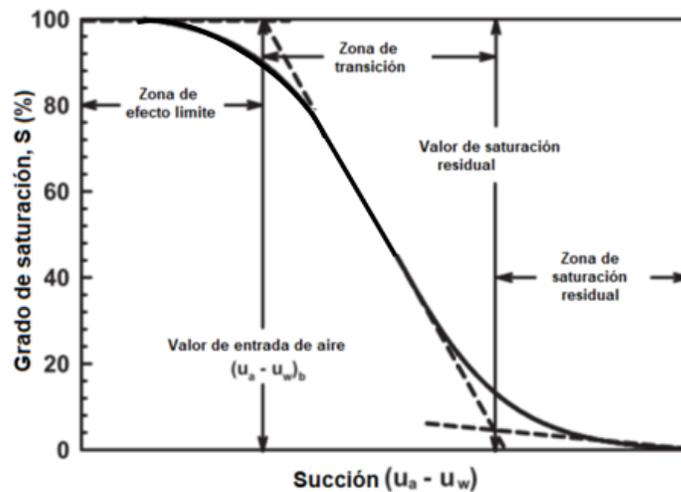


Figura 12. Curva de retención de humedad y sus respectivas zonas. Fuente: Oh & Vanapalli, (2010).

La zona de transición consiste en el ingreso de aire en el suelo, debido al secado que se produce en la muestra. De esta manera los vacíos del suelo están ocupados por agua y aire al tiempo, como se observa en la Figura 13b. En esta zona existe un punto de inflexión en la curva denominado valor de entrada de aire, el cual físicamente representa la magnitud de succión para el cual el suelo permite la entrada de aire.

La tercera zona de la curva o zona de saturación residual es la zona en la cual la muestra, a pesar del secado, tiene un valor más o menos constante de humedad. Esto se debe a que, en los microporos quedan atrapadas partículas de agua como se muestra en la Figura 13c. Esta zona se caracteriza por una fase de aire continua y por los máximos valores de potencial de succión.

Los principales parámetros de la curva característica de humedad son el valor de entrada de aire, la humedad volumétrica de saturación por el proceso de secado (θ_s), la humedad volumétrica por el proceso de humedecimiento (θ'_s), la humedad volumétrica residual (θ_r), y el contenido de aire residual ($\theta_s - \theta'_s$). Todos estos parámetros de la curva SWCC se pueden observar en la Figura 12.

El entendimiento de la relación humedad-succión descrita en la curva SWCC es de gran importancia, ya que, la succión es una de las variables de estado de esfuerzos que rige los cambios volumétricos y la resistencia al corte en suelos parcialmente saturados. Además, a partir de esta curva es posible determinar la curva de conductividad hidráulica de un suelo, la cual indica la variación de la permeabilidad en función de la succión.

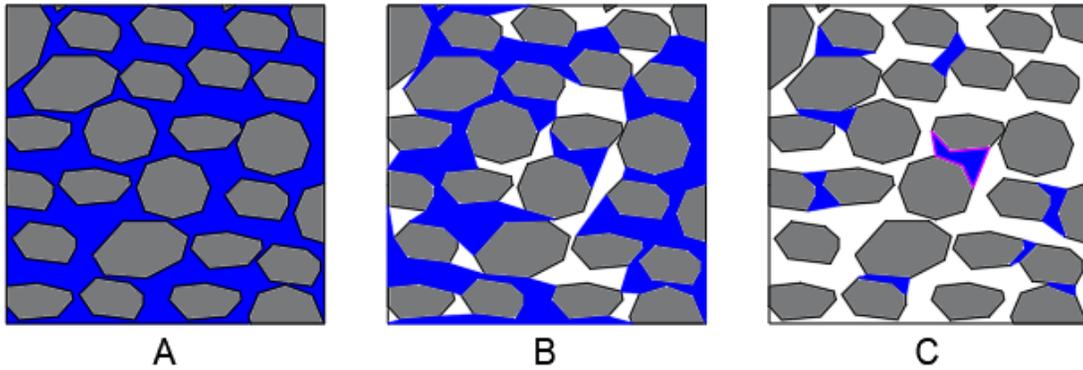


Figura 13. Representación gráfica de las diferentes zonas de la curva SWCC. a) Zona de efecto limite. b) zona de transición. c) Zona de saturación residual.

Es por esto, que diversos autores han formulado gran número de modelos con el fin de predecir de manera completa el comportamiento hidráulico de los suelos.

2.4.2. Modelo Van Genuchten

El modelo propuesto por van Genuchten, (1980), es un modelo que predice el comportamiento hidráulico de los suelos a partir de la relación humedad-succión de la curva SWCC. Con modelos como este, es posible realizar una caracterización de los suelos parcialmente saturados, ya que en estos suelos se debe evaluar la succión ejercida; la cual condiciona las variables de estado y el comportamiento de estos.

El modelo Van Genuchten parte de la teoría de Mualem, (1976), el cual predice la conductividad hidráulica (curva K vs h), con base a la curva de retención del suelo (SWCC) y la conductividad del suelo en estado saturado (K_s).

Las ecuaciones propuestas por Van Genuchten incorporan los parámetros físicos y de forma de la curva característica de retención de humedad (SWCC), sumado al ajuste de distribución de tamaño de poros, propio de este modelo empírico. Matemáticamente las ecuaciones del modelo Van Genuchten están dadas por la Ecuación 1 y la Ecuación 3:

Ecuación 1 Ecuaciones curva SWCC Van Genuchten – Mualem, (1980)

$$\theta(h) = \begin{cases} \theta_r + \frac{\theta_s - \theta_r}{[1 + |\alpha h|^n]^m} & \text{si } h < 0 \\ \theta_s & \text{si } h \geq 0 \end{cases}$$

Donde:

θ_r es el contenido de humedad residual. Físicamente representa el mínimo valor de humedad volumétrica que alcanza determinado suelo y matemáticamente puede ser considerado como un valor mínimo asintótico,

θ_s es el contenido de humedad saturado. Físicamente representa el máximo valor de humedad volumétrica que alcanza determinado suelo y matemáticamente puede ser considerado como un valor máximo asintótico, α es el inverso del valor de entrada de aire (VEA), el cual indica el valor de succión para el cual cambia el comportamiento de la curva SWCC, adicionalmente, a partir de este punto se desarrollan grandes valores de succión. Matemáticamente describe un punto de inflexión donde se evidencia un fuerte cambio en

la pendiente de la curva SWCC, n es un parámetro de ajuste empírico relacionado con la distribución de los tamaños de los poros que componen el suelo, m es un parámetro de ajuste dado por la ecuación 2.

Ecuación 2 Parámetro de ajuste m Mualem (1976).

$$m = 1 - 1/n$$

Para la primera condición enunciada en la Ecuación 1, se considera que existe un potencial de succión y su valor es menor a cero, lo que indica que los poros están ocupados por aire y agua (saturación parcial del suelo). Por lo cual, para conocer la humedad (Θ) se debe considerar la succión (h). Mientras que, en la segunda condición las presiones de poros son positivas y se asume que el suelo se encuentra en condición de saturación (Θ_s).

En la Ecuación 3, se tiene en cuenta el cambio en la conductividad hidráulica del suelo en función de la succión, esto mediante los parámetros de la curva SWCC mencionados anteriormente. La permeabilidad no saturada se define en función de la permeabilidad saturada y la saturación efectiva de la forma:

Ecuación 3 Conductividad hidráulica (modelo Van Genuchten – Mualem).

$$K_r(h) = K_s S_e^l \left[1 - (1 - S_e^{l/m})^m \right]$$

Donde:

K_s es la permeabilidad en condición saturada,

l es el parámetro de conectividad de poros,

S_e es la saturación efectiva dada por la ecuación 4.

Ecuación 4 Saturación efectiva

$$S_e = \frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r}$$

Siendo (θ) un valor de humedad del suelo, comprendido entre (θ_s y θ_r).

Se presenta en la Figura 14 una curva SWCC con un comportamiento típico, donde se pueden observar los parámetros θ_r , θ_s , α y n . En la parte superior izquierda de dicha figura se encuentra la zona de saturación del suelo, en la cual no se desarrolla el efecto de succión o sus magnitudes son muy bajas. Esta zona está gobernada por la parte inferior de la Ecuación 1, donde se tiene un valor constante de θ_s . Por otro lado, en la parte inferior derecha de la imagen podemos encontrar una situación contraria, donde, se tienen valores bajos de humedad hasta llegar al valor residual θ_r , pero los valores de succión son muy elevados.

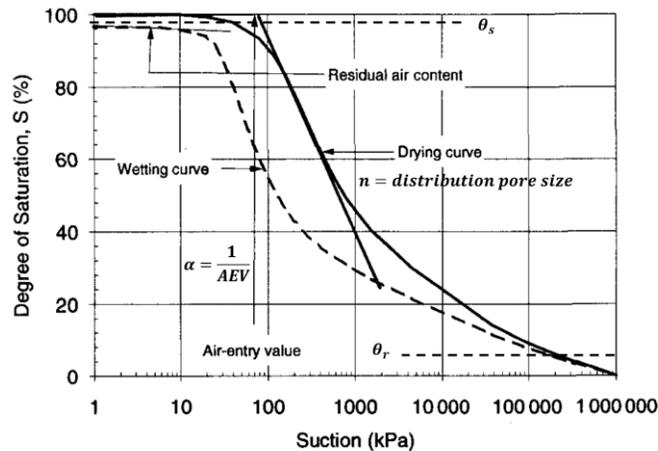


Figura 14. Parámetros curva SWCC. Adaptado de: S. K. Vanapalli et al., (1996).

En la parte central de la Figura 14 el suelo desarrolla una zona de transición, en la cual los vacíos de la estructura del suelo pasan de ser ocupados por agua a ser ocupados por aire gradualmente, a este fenómeno se le conoce como desaturación. En esta zona el valor de humedad será un valor intermedio entre $\theta_s < \theta_h < \theta_r$ y dependerá del valor de succión h . Para calcular el valor numérico de θ_h se utiliza la parte superior de la Ecuación 1.

2.5. Resistencia al corte en suelos saturados

En 1776 Coulomb, mientras desarrollaba la teoría de presión de tierras propuso una expresión para determinar la resistencia al corte. Esta propuesta surgió de la observación de la fricción de diferentes cuerpos que se deslizaban entre sí, secos o recubiertos con diferentes sustancias Parry, (1995); Berry & Reid, (1996); Timoshenko, (1983).

Por otra parte, la idea de representar los esfuerzos gráficamente fue concebida por Karl Culmann, pero fue Otto Mohr quien tuvo la mayor contribución, desarrollando un estudio extenso para esfuerzos en dos y tres dimensiones publicado en 1871, en este estudio propone el criterio de falla basado en la envolvente tangencial al círculo y así desarrollar el criterio de resistencia de materiales basado en el círculo de Mohr Parry, (1995).

De acuerdo con lo anterior, la resistencia al corte de los suelos surge a partir de la combinación del trabajo realizado por Coulomb en 1776 y por Mohr en 1871 Alva Hurtado, (1996), la combinación de estos trabajos presenta la teoría de ruptura de los materiales la cual se da debido a una combinación crítica de esfuerzo normal y esfuerzo cortante generando así la envolvente de falla la cual, a niveles de esfuerzos pequeños la envolvente de falla es curva (ver Figura 15), Duncan et al., (2014). Esta envolvente de falla está dada por la

Ecuación 5, donde A y B son constantes del suelo y σ es el esfuerzo total Aburto & Rodríguez, (2012), Cornejo Aedo, (2019).

Ecuación 5. Función entre un esfuerzo normal y esfuerzo cortante Cornejo Aedo, (2019).

$$\tau_f = A(\sigma)^B$$

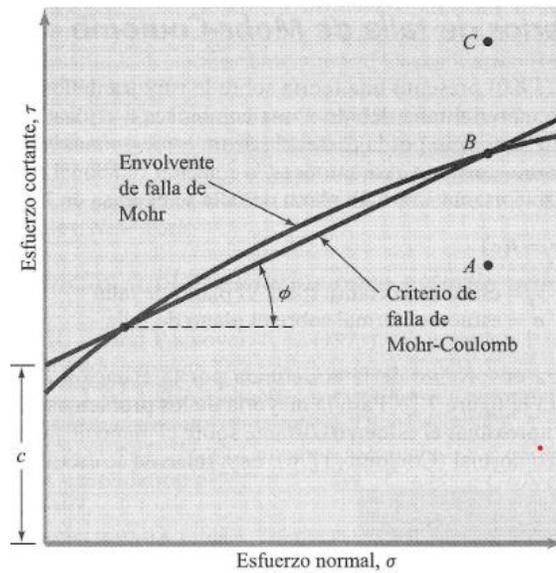


Figura 15. Envolvente de falla

En la práctica de la ingeniería y mecánica de suelos esta curvatura se aproxima a la función lineal expresada por la Ecuación 6, esta expresión se define como el criterio de falla de Mohr - Coulomb Alva Hurtado, (1996) y es una simplificación de la condición real.

Ecuación 6 Criterio de falla Mohr - Coulomb.

$$\tau = c + \sigma * \tan\varphi$$

Donde:

- c es la resistencia al corte del suelo,
- φ es el ángulo de fricción del suelo,
- σ es el esfuerzo normal total en el plano de falla,
- τ es la resistencia al corte por unidad de área

La representación gráfica de la Ecuación 6 se ilustra en la Figura 16.

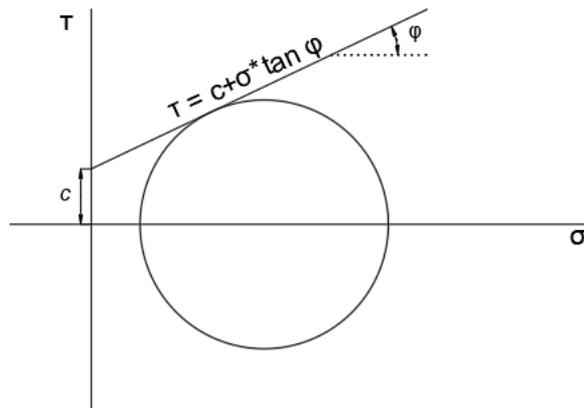


Figura 16. Envolvente de falla Mohr – Coulomb. Elaboración propia.

Se define que la resistencia al corte es la máxima resistencia que una masa de suelo ofrece para oponerse a la falla y al desplazamiento a lo largo de cualquier plano. Si en un punto del suelo, los esfuerzos igualan la resistencia al cortante, en ese punto ocurrirá la falla. Dicha falla no ocurre en el plano donde el esfuerzo al cortante es el máximo, si no en el punto donde la envolvente de resistencia y el círculo de Mohr son tangentes.

Aunque la combinación del círculo de Mohr y el criterio de falla de Mohr – Coulomb, brinda una comprensión valiosa de los esfuerzos en la condición de falla y una herramienta para realizar un análisis geotécnico Parry, (1995), no siempre condujo a soluciones geotécnicas satisfactorias. Esto no sucedió hasta que Karl Terzaghi publicará el principio de esfuerzos efectivos Berry & Reid, (1996).

Terzaghi en 1924 presenta en el primer Congreso Internacional de Mecánica Aplicada la teoría de consolidación de arcillas, en Delft Holanda Alva Hurtado, (1996). En el desarrollo de esta teoría se enuncia que el esfuerzo total (σ), tiene dos componentes: el esfuerzo efectivo (σ') y la presión de poros (μ) Lade & De Boer, (1997). Es a partir de esta propuesta realizada por Karl Terzaghi, que se introdujo por primera vez el principio de esfuerzos efectivos de suelos saturados, la cual se describe por la Ecuación 7:

Ecuación 7 Principio de esfuerzo efectivo de suelo saturado.

$$\sigma' = \sigma - \mu$$

La Ecuación 6 del criterio de falla de Mohr Coulomb, empleando los términos del principio de esfuerzo efectivo, toma la forma de la Ecuación 8. Los parámetros de esta ecuación se encuentran en términos efectivos y son propiedades del esqueleto del suelo, el parámetro c' y φ' son la resistencia efectiva y el ángulo de fricción efectivo respectivamente.

Ecuación 8 Criterio de falla Mor – Coulomb en términos efectivos.

$$\tau = c' + \sigma' * \tan\varphi'$$

Los parámetros mencionados anteriormente se pueden determinar por medio de diferentes ensayos de laboratorio los cuales se nombran a continuación: ensayo de corte directo, ensayo de compresión triaxial y ensayo de compresión simple. Los dos primeros ensayos se pueden realizar consolidado drenado (C.D), consolidado no drenado (C.U), y no consolidado no drenado (U.U), y en función del tipo de ensayo realizado se puede determinar los parámetros en términos totales o términos efectivos.

2.5.1. Resistencia al corte en suelos parcialmente saturados

La teoría de resistencia al corte tradicional de Mohr-Coulomb no satisface el estado de esfuerzos de un suelo no saturado, debido a que la metodología tradicional, fue desarrollada para un cuerpo completamente seco o saturado. En los suelos no saturados, la fricción entre partículas se desarrolla en un medio donde existen presiones tanto de agua, como de aire.

Varios investigadores estudiaron la resistencia al corte de un suelo parcialmente saturado, y concluyeron que esta depende de las variables de estado de esfuerzos definidas a partir de las diferencias de presiones entre el esfuerzo normal del suelo, presión de agua y presión

del aire, sumado a propiedades del suelo Bishop, (1959); D. Fredlund et al., (1978); S K Vanapalli et al., (1996).

Una de las formulaciones más acertada para evaluar la resistencia al corte de los suelos no saturados es la propuesta por D. Fredlund et al., (1978), quien publicó una ecuación basada en el criterio de falla de Mohr-Coulomb y en la que se agrega un término que considera la succión. Esta formulación es considerada como la forma extendida de Fredlund. La formulación propuesta por estos autores se presenta en la Ecuación 9:

Ecuación 9 Resistencia al corte en suelos no saturados Fredlund et al., (1978)

$$\tau = c' + (\sigma - u_a) * \tan\phi' + (u_a - u_w) * \tan\phi^b$$

Donde:

u_a es la presión de aire en los poros,

u_w es la presión de agua en los poros,

ϕ^b ángulo que define el aumento de resistencia al corte en relación con la succión,

ϕ' es el ángulo de fricción interno del suelo,

c' es la resistencia al corte efectiva,

σ es el esfuerzo total en la masa de suelo.

El ángulo ϕ^b define la pendiente de un nuevo plano en la envolvente extendida de Fredlund; plano que aparece al definir un nuevo eje en el estado de esfuerzos, el cual es el eje de succión del suelo. Para determinar el estado de esfuerzos completo de un suelo parcialmente saturado, es necesario graficar dicho estado de esfuerzos no en un plano, si no en un estado tridimensional. Se presenta en la Figura 17 el sistema de ejes coordenados con el "nuevo" eje que define la succión (U_a-U_w):

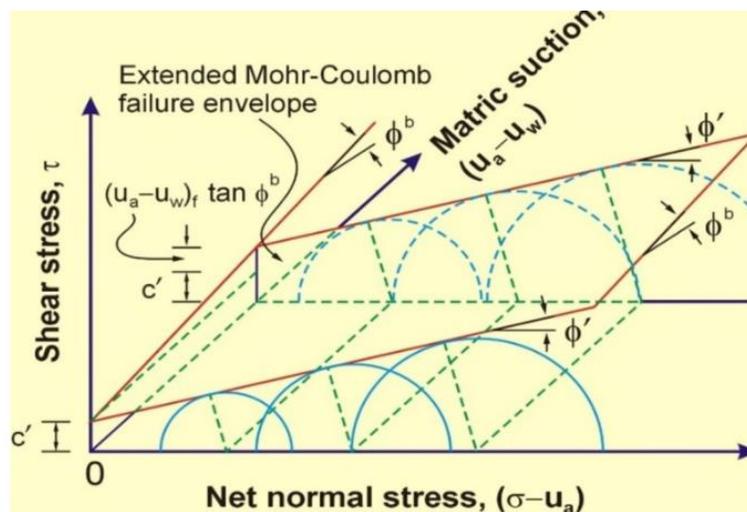


Figura 17. Envolvente falla extendida Mohr-Coulomb. Fuente: Rahardjo. et al., (2019).

Años más adelante y con ayuda de la tecnología se determinó que el ángulo ϕ^b no tiene una variación lineal. Esto se demostró al realizar ensayos de corte con succión controlada en donde se observaba la variación del cortante en función de la succión.

Otra de las formulaciones más conocida para evaluar la resistencia al corte en suelos no saturados es la propuesta por S K Vanapalli et al., (1996). En esta investigación se plantea una variación de la resistencia al cortante considerando la succión, e involucrando una normalización del contenido de agua del suelo a partir del contenido de agua saturado y residual propios de la curva SWCC. Se presenta en la Ecuación 10 dicha formulación:

Ecuación 10 Resistencia al corte en suelos no saturados S K Vanapalli et al., (1996)

$$\tau = c' + (\sigma - u_a) * \tan\varphi' + (u_a - u_w) * \left[\frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} \right] * \tan\varphi^b$$

Vanapalli tras realizar ensayos en laboratorio, consideró que el valor de succión debe multiplicarse por un valor de humedad normalizado entre del contenido de humedad saturado (Θ_s) y residual (Θ_r).

Existen diversas formulaciones para evaluar la resistencia cortante de los suelos no saturados, en donde se proponen diferentes ecuaciones empíricas que han surgido a partir de experimentos de laboratorio. En cada una de las metodologías se han tenido en cuenta diferentes variables, en las que predominan las relacionadas con la curva SWCC, como por ejemplo el valor de entrada de aire (VEA), los contenidos de humedad y otras constantes empíricas de calibración.

2.6. Capacidad portante en suelos saturados

Un sistema de cimentación básicamente debe cumplir con dos aspectos fundamentales. El primero de ellos consiste en transmitir las cargas de la edificación al suelo, cumpliendo con una serie de factores de seguridad que buscan salvaguardar la integridad de las personas y de la estructura evitando una falla súbita de la cimentación. El segundo aspecto consiste en presentar asentamientos (totales y diferenciales) tolerables dentro de los límites de la estructura Meyerhof, (1951).

El teorema de los límites de la teoría o equilibrio plástico funciona como una solución teórica verdadera para el cálculo de la capacidad portante máxima del suelo. El método de límite superior (trabajo) y límite inferior (equilibrio límite de fuerzas), se basan en un comportamiento rígido perfectamente plástico con una ley de flujo asociada Azizi, (2000).

Al tener en cuenta el comportamiento rígido perfectamente plástico y una ley de flujo asociada, se puede lograr a una solución, por medio del límite inferior a la capacidad máxima satisfaciendo las ecuaciones de equilibrio y una condición de fluencia, y por medio del límite superior considerando un equilibrio de energía debida al trabajo de fuerzas externas e internas que actúan en la superficie de falla Azizi, (2000).

El teorema del límite superior determina un mecanismo de falla estáticamente admisible, en este mecanismo de falla la disipación de energía (trabajo) de las fuerzas internas actuantes se iguala a la disipación de la energía (trabajo) de las fuerzas externas, dando así una estimación de la capacidad portante en la falla Azizi, (2000).

El teorema de límite inferior, al igual que el teorema de límite superior, define un mecanismo de falla cinemáticamente posible, y la distribución de fuerzas normales a la superficie de

falla está en equilibrio con las fuerzas tangenciales a la falla, dando un resultado inferior a la capacidad portante en la falla Azizi, (2000).

Una de las propuestas más reconocida para calcular la capacidad portante es la formulada por Meyerhof. Esta propuesta se basa en la teoría plástica, y define a la capacidad portante como la máxima carga que el suelo puede soportar cuando se desarrolla una superficie de falla generalizada.

La capacidad portante depende de las propiedades mecánicas del suelo, la condición de esfuerzos, las condiciones de agua en el suelo, y de las características físicas de la cimentación, además del método constructivo empleado Meyerhof, (1951).

La capacidad portante propuesta por Meyerhof considera cargas verticales sin excentricidad, apoyada sobre un suelo homogéneo de gran profundidad, y emplea el criterio de falla propuesto por Mohr–Coulomb. Debajo de la cimentación se presenta una cuña de suelo que actúa como parte del cimiento, y a cada lado se presenta una zona de falla de forma plana y radial Meyerhof, (1951).

En la Figura 18 se presenta el mecanismo de falla propuesto por Meyerhof, donde la zona ACD es un mecanismo de falla radial, la zona ADE es una superficie de falla plana y la zona BCE está definida como una espiral logarítmica cuando se tiene una condición drenada del suelo. Los ángulos de las cuñas de las diferentes superficies de falla formadas dependen del ángulo de fricción interna del suelo (ϕ).

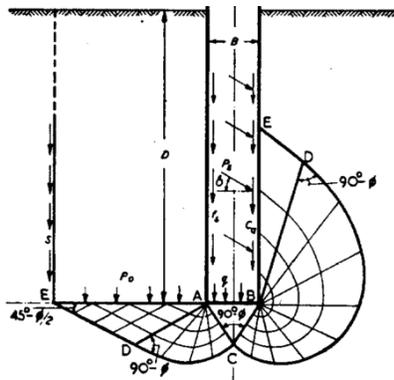


Figura 18. Mecanismos de falla de Meyerhof. Fuente: Meyerhof, (1951).

La ecuación general de capacidad portante propuesta por Meyerhof tiene en cuenta unos factores de carga N_q, N_c, N_γ , un tanto diferentes a los propuestos Terzaghi. Adicionalmente, Meyerhof propone los factores de forma $F_{cs}, F_{qs}, N_{\gamma s}$, los factores de profundidad $F_{cd}, F_{qd}, F_{\gamma d}$, y los factores debido a la inclinación $F_{ci}, F_{qi}, F_{\gamma i}$; los cuales buscan mayorar o disminuir la capacidad por tante en función de consideraciones particulares de cada cimentación como lo son desplante, inclinaciones y formas.

La ecuación general de capacidad portante propuesta por Meyerhof se presenta en la Ecuación 11.

Ecuación 11 Ecuación general de capacidad portante de Meyerhof.

$$q_u = CN_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + qN_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + 0.5B\gamma N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i}$$

Existen variaciones posteriores de esta ecuación formuladas por otros investigadores, o factores de corrección diferentes sugeridos a partir de ensayos empíricos; pero en general, esta ecuación es la base de los estudios de capacidad de carga de cimentaciones superficiales.

2.6.1. Capacidad portante en suelos parcialmente saturados

Diferentes estudios han mostrado que la succión matricial tiene una contribución significativa en la capacidad portante en suelos parcialmente saturados Vanapalli y Mohamed, (2007). Los suelos parcialmente saturados con valores de succión entre el rango de 2 a 6 kPa aportan un incremento de 5 a 7 veces en la capacidad portante (Vanapalli y Mohamed, 2013).

Debido a este aumento que aporta la succión matricial en la capacidad portante de suelos parcialmente saturados, Vanapalli y Mohamed Vanapalli & Mohamed (2007) proponen una metodología para el cálculo de capacidad de carga donde incluye el efecto de la succión matricial Lozada et al., (2018).

La Ecuación 12 propuesta por Vanapalli y Mohamed está en función de los parámetros de resistencia al corte no drenada (C_u), de la curva de retención del agua en el suelo (SWCC), y el ángulo de la resistencia al corte con el aumento de la succión (φ^b) S. Vanapalli & Mohamed, (2007); Lozada et al., (2018).

Ecuación 12. Ecuación de capacidad portante, en función de la succión matricial.

$$q_u = [C_u + (U_a - U_w)\tan\varphi^b] * N_c + 0.5B_\gamma N_\gamma$$

2.7. Mecanismos de falla en suelos fisurados

Vesga et al., (2003), realizaron una exploración de campo con el fin de observar las principales características del patrón de fisuración de la arcilla de la sabana de Bogotá. Para esto, desarrollaron tres apiques separados a 1 km y así observar la propagación de fisuras por desecación en profundidad.

Encontraron típicamente columnas de suelo con fisuras de un ancho aproximado de 1.0 m, además de un patrón de grietas en superficie casi hexagonal. A partir de esta exploración, los autores proponen dos mecanismos de falla teóricos en las columnas de suelo fisurado.

El primer mecanismo de falla consiste en la falla por el propio peso de la columna de suelo. El mecanismo inicia con la formación de columnas de suelo debido a la fisuración vertical del suelo, desarrollándose grietas primero en superficie y propagándose en profundidad como se observa en la Figura 19a. Tiempo después, una vez se supera la resistencia cortante del suelo, se genera la falla en la base de una de las columnas, tal y como se observa en la Figura 19b. Esta situación se refleja en superficie con la aparición de asentamientos y deformaciones.

Posterior a producirse la falla en determinada columna, dicha columna se apoya en columnas adyacentes dando paso al segundo tipo de falla, la cuales consiste en una falla sistemática que se propaga entre las columnas lateralmente apoyadas entre sí. El mecanismo secuencial se presenta en la Figura 19c. Por último, la falla sistemática da paso al colapso de las estructuras del suelo fisurado Figura 19d.

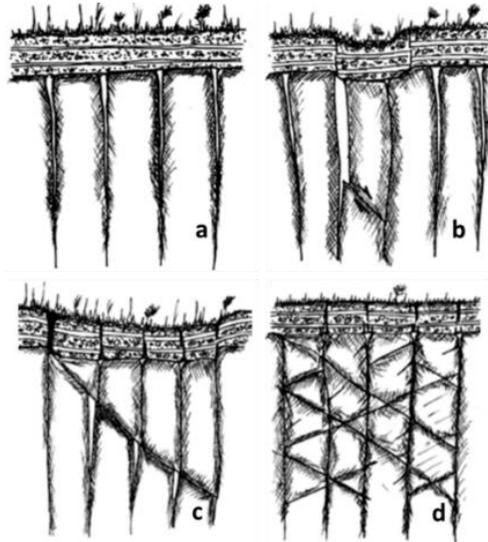


Figura 19. Mecanismos de falla en suelos Fisurados.
Fuente: Vesga et al., (2003).

En la investigación realizada por Lozada et al., (2015), se ejecutó una modelación física en centrífuga geotécnica, utilizando modelos a escala. En esta modelación se determinó el efecto de las fisuras de desecación en la capacidad portante y se analizaron los mecanismos de falla. Se propusieron 3 mecanismo de falla, los cuales se ilustran en la Figura 20.

El primer mecanismo de falla encontrado es el mecanismo de falla superficial, correspondiente a una cimentación circular superficial Figura 20a. Este mecanismo se asoció a una falla típica de capacidad portante.

El segundo mecanismo de falla es el de corte de columna presentado en la Figura 20b. La falla en este mecanismo, a pesar de ser una falla típica por cortante con un ángulo de inclinación de 45° , ocurre en el cuerpo de la columna y no en su base.

El tercer mecanismo de falla se produjo por una falla de fondo, asociada a la menor resistencia que presentaba el suelo de fondo en dichos modelos. Este mecanismo se caracterizó por las cuñas mostradas en la Figura 20c.

En esta investigación no se evidenció el mecanismo de falla sistemática de columnas propuesto por Vesga et al., (2003).

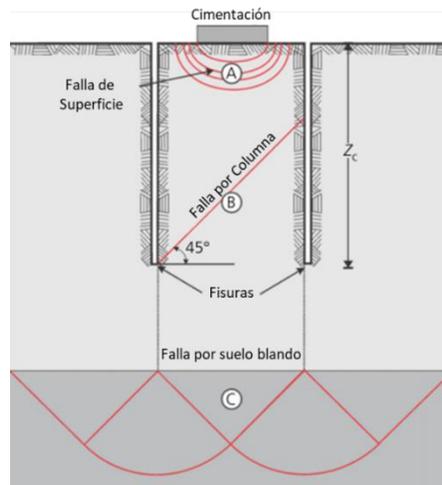


Figura 20. Mecanismos de Falla en suelos fisurados. Fuente: Lozada et al., (2015).

2.8. Modelación física en centrífuga

La modelación física se ha convertido en una parte importante del diseño de estructuras geotécnicas, además es una valiosa herramienta para la investigación de la interacción suelo estructura Torres, (2008). La importancia de la modelación física radica en la adecuada simplificación de la realidad y de las leyes naturales, permitiendo encontrar soluciones acertadas a problemas reales Wood, (2004).

Un modelo físico se desarrolla con el fin de estudiar aspectos particulares de un problema real, estos modelos físicos pueden ser a gran escala o a escala reducida. Dentro de los modelos a gran escala se destacan los ensayos de campo, como pruebas de carga en cimentaciones y ensayos de infiltración. Por otro lado, los modelos a escala se desarrollan en un laboratorio bajo condiciones controladas, y dentro de los más conocidos se tienen la cámara de calibración y la centrífuga geotécnica Wood, (2004).

La modelación física en centrífuga geotécnica es un ensayo a escala reducida; el principio básico de este ensayo consiste en crear condiciones de esfuerzos iguales a los de la realidad, esto incrementando el campo de gravedad en el modelo. El incremento del campo gravitatorio en el modelo está basado en el movimiento circular del modelo.

Dicho movimiento circular genera una aceleración que actúa sobre el modelo, el cual está sometido a una velocidad angular y un radio constante. El modelo sujeto a esta trayectoria de movimiento experimenta una fuerza radial (aceleración centrípeta), la cual genera un aumento en el campo gravitatorio del modelo. El movimiento circular se incrementa N veces hasta obtener un campo de gravedad con el que se equipara la condición de esfuerzos del prototipo en estudio Chikatamarla et al., (2005).

La modelación a escala en centrífuga, permite simular el estado de esfuerzos reales de determinado suelo. Para esto, se incrementa la gravedad N veces sobre el modelo hasta igualar el estado de esfuerzos reales. Como resultado, el modelo a escala reflejará un comportamiento similar al que posee el prototipo. De esta manera, los resultados obtenidos

a partir de la modelación en centrífuga geotécnica son similares a los del prototipo Dewoolkar et al., (2003); Rincón & Rodríguez, (2001).

Los esfuerzos y deformaciones obtenidas como resultado de la modelación física en centrífuga geotécnica, proporcionan una mejor comprensión de los mecanismos de falla. Estos ensayos proporcionan un punto de referencia útil para verificar y/o mejorar los diferentes modelos constitutivos que simulan el comportamiento del suelo Caicedo, B. Lozada, C. Artunduaga, M. Vanegas, (2014); Cheney & Frigaszy, (1984).

La modelación física en centrífuga geotécnica permite solucionar problemas complejos donde la capacidad de cálculo no es suficiente, o cuando los modelos constitutivos del material no están completamente establecidos Lozada, (2016b). Por lo tanto, permite la solución de problemas complejos como lo son, el análisis de estabilidad de taludes, diseño de estructuras de contención, diseño de cimentaciones, permite tener un mejor entendimiento de la interacción suelo estructura, y permite realizar un adecuado análisis para elegir la mejor trayectoria de un túnel y analizar el impacto que tendrá este en superficie, Caicedo. et al. (2014).

Dada la relevancia de la modelación en centrífuga a nivel mundial, en Bogotá, la Universidad de los Andes en su laboratorio de modelos geotécnicos, desarrollo dos centrífugas geotécnicas. La primera consiste en una “mini” centrífuga que se muestra en la Figura 21, y la segunda centrífuga es un artefacto de mayor tamaño y se puede observar en la Figura 22. Ambas centrífugas se utilizan para el estudio de obras de cimentaciones superficiales y profundas, estructuras de contención, análisis de estabilidad de taludes entre otras investigaciones Caicedo. et al. (2014).

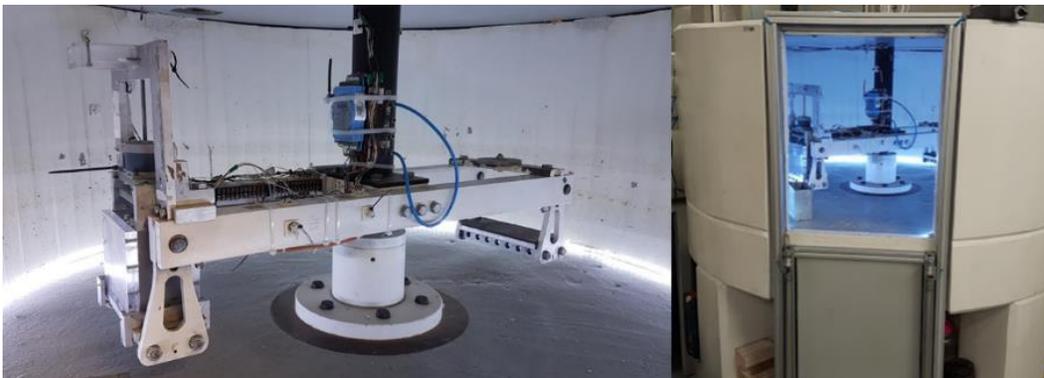


Figura 21. Mini Centrífuga de la Universidad de los Andes. Elaboración propia.



Figura 22. Centrífuga de la Universidad de Los Andes. Elaboración propia.

La capacidad y versatilidad de las investigaciones con centrífuga en la ingeniería geotécnica es muy amplia, pero se deben considerar tanto las ventajas como las desventajas en este tipo de modelación. En la Tabla 4 se muestran las ventajas y desventajas que se tienen al realizar este ensayo.

Tabla 4. Ventajas y desventajas del Ensayo de Centrífuga Geotécnica Wood, (2004), Chikatamarla et al., (2005).

Ventajas	Desventajas
1. Estado de esfuerzos correctamente modelado.	1. Se presenta el efecto de Coriolis*
2. Posibilidad de revelar el mecanismo clave del comportamiento mecánico.	2. El incremento de la gravedad varia con relación a la profundidad del modelo
3. Conocimiento de las propiedades índice del suelo, y de los parámetros de resistencia.	3. El suelo utilizado es un suelo reconstituido
4. Representar el historial de esfuerzos del suelo en la etapa de construcción del modelo.	4. Relación de efecto del tamaño de las partículas
5. Es un ensayo relativamente rápido de realizar.	5. Se presenta un efecto por las condiciones de frontera
6. Control de variables que influyen en el modelo.	6. Tamaño y acoplamiento de instrumentación pequeña
7. Permite obtener patrones de respuestas más rápidos que los ensayos a escala real.	7. La trayectoria de esfuerzos puede ser diferente
	8. Diferentes métodos de construcción.

*El efecto Coriolis se presenta cuando un cuerpo en rotación es acelerado y se manifiesta una fuerza perpendicular al movimiento sobre el cuerpo, esta fuerza cual genera una desviación al recorrido generando así una trayectoria curva. Caicedo, B. Lozada, C. Artunduaga, M. Vanegas, (2014).

2.8.1. Leyes de escala.

El modelo utilizado en el ensayo de centrífuga geotécnica se construye a una escala reducida, por lo tanto, para simular de manera correcta el comportamiento del problema a escala real, es necesario realizar una extrapolación de los resultados. Para realizar esta extrapolación de los datos se deben establecer unas condiciones de similitud entre el modelo y el prototipo Kumar, (2007); Lozada López, (2017); Wood, (2004).

Estas condiciones de similitud entre el modelo y el prototipo se denominan leyes de escala, las cuales parten del principio de igualar el nivel de esfuerzos del modelo con el nivel de esfuerzos del prototipo Chikatamarla et al., (2005). Para esto se incrementa la aceleración N veces la aceleración gravitacional de la tierra (g). Según Torres (2008) para el modelo se debe aplicar el método de materiales equivalentes, el cual consiste en utilizar materiales artificiales que tengan un comportamiento mecánico similar al del suelo en escala natural.

Teniendo en cuenta lo anterior, se puede plantear la ecuación para calcular el esfuerzo vertical (σ_{vm}) del modelo a una altura (h_m), en función del aumento (N) de la fuerza de gravedad como muestra la Ecuación 13.

Ecuación 13 Esfuerzo vertical en un modelo a escala Caicedo, et al., (2014).

$$\sigma_{vm} = \rho * N * g * h_m$$

Ecuación 14 Esfuerzo vertical prototipo-realidad Caicedo, et al., (2014).

$$\sigma_{vm} = \rho * g * h_m$$

Donde:

ρ es la densidad del suelo,

N es las veces que se incrementa la gravedad en el modelo,

g es la aceleración de la gravedad,

h_m es la altura del modelo.

De acuerdo con Cheney y Fragaszy, (1984), las leyes de escala se pueden determinar de dos maneras, mediante la evaluación de las ecuaciones diferenciales que rigen el comportamiento, o mediante el análisis dimensional y el uso de un rango de escalas en el ensayo.

El análisis dimensional se basa en la teoría de que cualquier fenómeno físico se puede describir mediante una ecuación dimensional consistente, la cual conecta las variables de control. La ecuación que explica el fenómeno tiene una reducción del número de variables, el modelo físico como se nombró anteriormente es una reducción ideal de la realidad Wood, (2004).

Realizando el análisis dimensional, si tanto la densidad (ρ) del suelo del modelo y la del prototipo son iguales en la Ecuación 13 y en la Ecuación 14, se pueden igualar dichas ecuaciones con el fin de determinar la altura del modelo a escala que cumple con la igualdad en el estado de esfuerzos. El valor numérico de dicha altura esta dado por la Ecuación 15.

Ecuación 15 Altura del modelo a escala en función de N .

$$h_m = h_p / N$$

El valor de N está condicionado a la dimensión de reducción del modelo, por lo tanto, se incrementa el campo de aceleración en la misma relación que la reducción en la escala de longitud 1/N. Entonces el campo de gravedad en el modelo está dada por Ng , de esta manera los esfuerzos causados por el peso propio del prototipo son iguales a los del modelo Cheney y Fragaszy, 1984; Kumar, (2007).

Caicedo et al. (2014) presentan un análisis dimensional sobre las leyes de escala que rigen en el ensayo de centrífuga geotécnica. En la Tabla 5 se presenta un resumen de las leyes de escala.

Los modelos a escala reducida presentan restricciones, de acuerdo con Trisancho Trisancho ortiz, (2017), estas restricciones se deben primero a las limitaciones geométricas y mecánicas de la centrífuga geotécnica. La naturaleza del segundo tipo de restricción se debe al tamaño del modelo, ya que a mayor escala los equipos para instrumentar el ensayo deben ser más pequeños.

A mayor escala del modelo, el efecto del tamaño de grano es más significativo, por lo tanto, los parámetros a medir son más pequeños y se debe tener una mayor sensibilidad en los equipos.

Tabla 5. Relación de Escalas. Modificada de Azizi, (2000).

Parámetro	Ley de Escala	Factor de Escala
Aceleración	$g_m = Ng_p$	1/N
Densidad	$\rho_m = \rho_p$	1
Longitud	$L_m = L_p/N$	N
Esfuerzo	$\sigma_m = \sigma_p$	1
Deformación	$\varepsilon_m = \varepsilon_p$	1
Velocidad	$v_m = v_p$	1
Peso Unitario	$\gamma_m = N\gamma_p$	1/N
Difusión (consolidación)	$t_{cm} = t_{cp}/N^2$	N^2

2.9. Comportamiento esfuerzo - deformación

El comportamiento mecánico de los suelos tiene condiciones particulares como deformaciones permanentes, superficies de fluencia y dilataciones por esfuerzos de corte, por lo cual, se han desarrollado teorías complejas con las que se busca realizar una descripción aproximada del comportamiento de los suelos bajo estas condiciones Gens y Potts, (1988). Los modelos que cumplen con las teorías que enmarcan determinadas leyes físicas, y con los cuales se busca predecir el comportamiento del suelo, se denominan modelos constitutivos.

Los modelos constitutivos, son una idealización numérica con la que se busca describir el comportamiento esfuerzo-deformación de los suelos Leal et al., (2009). Estos modelos son teóricos, que se basan en la mecánica de suelos y resultados experimentales de diferentes investigaciones para realizar la formulación de una ley constitutiva Abed y Vermeer, (2006).

Los modelos constitutivos están basados en observaciones experimentales, y son gobernados por relaciones matemáticas, las cuales son una simplificación de los resultados obtenidos Wood, (2004). De acuerdo con Torres (2008), los modelos constitutivos representan de manera aproximada el comportamiento del suelo y son una solución moderna para problemas de alta complejidad.

2.9.1. Modelo Cam Clay

El modelo Cam Clay, se formuló para describir el comportamiento esfuerzo-deformación de los suelos reconstituidos en laboratorio, el cual se puede describir como el primer modelo de endurecimiento plástico y es un modelo de estado crítico. Dicho modelo fue desarrollado en la Universidad de Cambridge en 1968 por Roscoe y colaboradores Carter y Liu (2005); Gens y Potts (1988); Wood (2004).

El modelo Cam Clay tiene una formulación matemática completa de tipo elasto-plástico incremental Gens y Potts, (1988). En esta formulación matemática se establece una conexión volumétrica ε_v , con las características de resistencia al cortante de suelos normalmente consolidados, siendo este modelo la base para muchos modelos para describir el comportamiento del suelo Carter y Liu (2005).

2.9.2. Modelo Cam Clay Modificado

Roscoe y Burland propusieron el modelo Cam Clay Modificado, cuya base teórica es el modelo Cam Clay. Este modelo se aplica para suelos normalmente consolidados y ligeramente sobreconsolidados Gens y Potts, (1988). De acuerdo con Wood, (2004), es un modelo que se ha utilizado con éxito para el análisis de problemas relacionados con incrementos monotónicos de carga en arcillas blandas, y menos exitoso para describir el comportamiento en arenas.

La superficie de fluencia del modelo Cam Clay Modificado es una elipse, como se muestra en la Figura 23.

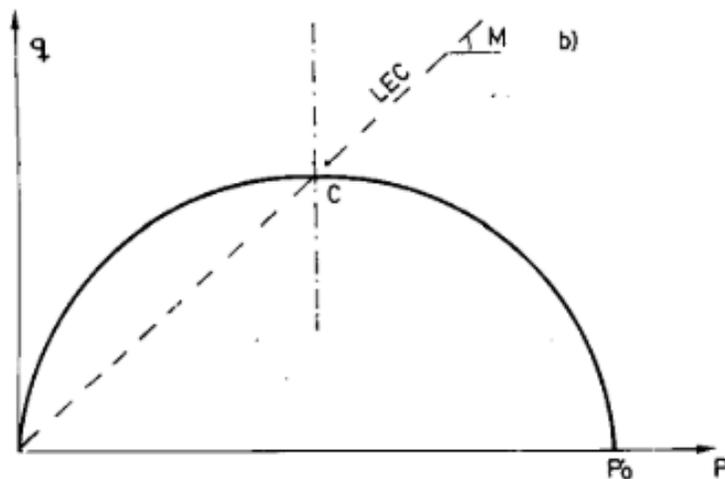


Figura 23. Superficie de fluencia del modelo Cam Clay Modificado CCM. Fuente: Gens & Potts, (1988).

La Ecuación 15 describe la trayectoria de la elipse

Ecuación 16 Superficie de fluencia modelo CCM

$$q = M\sqrt{P'(P'_0 - P')}$$

En el modelo Cam Clay cuando $q = 0$ debido a ley de fluencia asociada, en ese punto los cambios isotrópicos de esfuerzos causarían deformaciones distintas a cero, generando dificultades tanto teóricas como prácticas. En el modelo Cam Clay Modificado se supera esta dificultad adoptando una superficie de fluencia con forma de elipse Gens & Potts, (1988).

Las superficies de fluencias elípticas, con centro en el eje P' , son controladas por el parámetro de forma (M), igual que en el modelo Cam Clay. Este parámetro de forma hace que las diferentes superficies de fluencia asuman la hipótesis de rigidización isotrópica, es decir, que las sucesivas superficies de fluencia que aparecen al aumentar la carga sean homotéticas.

La superficie de fluencia del modelo Cam Clay Modificado, la cual es función de un determinado estado de esfuerzo, refleja si el comportamiento es contráctil o dilatante, y si las deformaciones que presenta el suelo son plásticas o deformaciones elásticas Gens & Potts, (1988).

En la superficie de fluencia se presenta un punto donde la pendiente de la tangente es nula, el cual es el punto característico del suelo o punto crítico C (Figura 23). En este punto se presenta la elasto-plasticidad perfecta, y divide las superficies de fluencia en dos, al lado izquierdo del punto crítico se presenta un comportamiento de endurecimiento y pérdida de volumen (comportamiento contráctil), y al lado derecho produce un comportamiento de reblandecimiento y aumento de volumen (comportamiento dilatante) Gens & Potts, (1988).

En relación con las deformaciones elásticas o plásticas, las deformaciones elásticas se presentan cuando un estado de esfuerzos está dentro de la superficie fluencia. Mientras que cuando el estado de esfuerzos alcanza o toca la superficie de fluencia se presentan deformaciones elásticas y deformaciones plásticas. En la Figura 24 se muestran el punto (a) y el punto (b); (a) representa un estado de esfuerzos que genera solamente deformaciones elásticas y (b) representa deformaciones elásticas y plásticas Camacho et al., (2004); Gens & Potts, (1988); Wood, (2004).

El modelo Cam Clay Modificado, asume una condición de normalidad, lo que implica que la superficie de fluencia coincide con el potencial plástico. Esto involucra una regla de flujo asociada asumiendo una condición de normalidad, manteniendo una relación entre la superficie de fluencia y el potencial plástico Camacho et al., (2004).

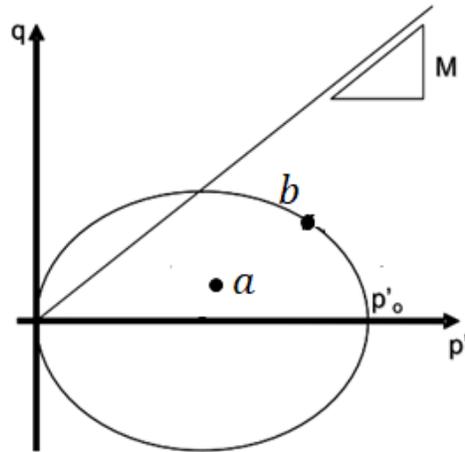


Figura 24. Superficie de fluencia del modelo Cam Clay Modificado CCM: deformaciones elásticas ε_v^e (punto a), y deformaciones plásticas ε_v^p (punto b). Modificado de Camacho et al., (2004).

Parámetros del modelo Cam Clay Modificado

De acuerdo con Carter et al., (1979), para poder implementar el modelo CCM se requiere de cinco parámetros, los cuales se pueden obtener de ensayos de consolidación y compresión triaxial. En la Tabla 6, se listan los parámetros necesarios del modelo Cam Clay Modificado.

Tabla 6. Parámetros del modelo Cam Clay Modificado.

Parámetro	Descripción	Rango
e_0	Relación de vacíos inicial	Deformaciones volumétricas
λ	Índice de compresión isotrópica (pendiente de la curva virgen en el plano $e - \ln p'$)	Plástico
k	Pendiente de la curva de carga - descarga en el plano $e - \ln p'$	Elástico
M	Factor de forma para la elipse (pendiente de la línea del estado crítico)	Plástico
G	Módulo de corte*	Elástico

*Se puede utilizar la relación de Poisson ν , y el módulo de elasticidad E.

2.9.3. Modelo Mohr Coulomb

El modelo constitutivo Mohr-Coulomb es un modelo constitutivo elástico perfectamente plástico González-cueto et al., (2013); Wood, (2017). Este modelo se combina la ley de elasticidad isotrópica, la ley de Hooke, y el criterio de falla generalizada Mohr-Coulomb Leal et al., (2009). Las características listadas antes se muestran en la Figura 25.

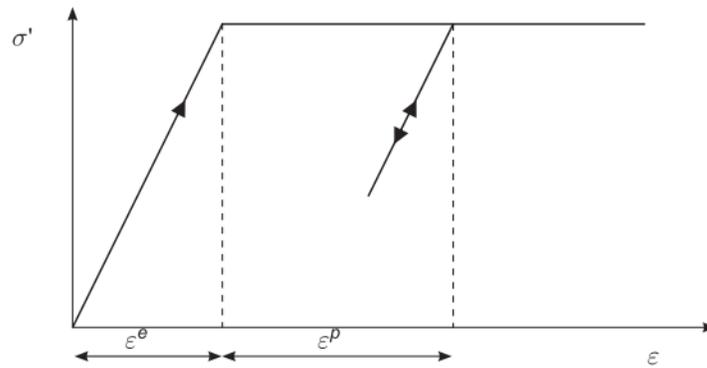


Figura 25. Modelo Constitutivo Mohr-Coulomb. Tomado de *Plaxis: Material models manual 2016*, (2016).

Parámetros del modelo Mohr Coulomb

Para el uso del modelo constitutivo Mohr-Coulomb, Plaxis requiere un total de cinco parámetros, los cuales son generalmente conocidos. Estos parámetros con sus respectivas unidades se listan a en la Tabla 7. Es importante notar que para una condición no drenada se requiere solamente el módulo de Young (E), y la resistencia al corte no drenada (Su).

Tabla 7. Parámetros Modelo Mohr-Coulomb

Parámetro	Nomenclatura	Unidad
Módulo de Young	E	kN/m ²
Relación de Poisson	v	-
resistencia al corte no drenada	C/Su	kN/m ²
Angulo de Fricción	°	φ
Angulo de Dilatancia	°	ψ

Capítulo 3. Metodología

La metodología de este trabajo de investigación describe la revisión de los trabajos previos más relevantes en los que se estudió la incidencia de las fisuras de desecación en la capacidad portante de la arcilla blanda de la Sabana de Bogotá, con el fin de identificar las principales características de las fisuras, las propiedades del suelo y el perfil geotécnico típico de esta arcilla. Se han publicado investigaciones como las de Vesga et al., (2003); Rodríguez, (2005); y Lozada (2016). La última investigación comprendió un amplio estudio de la influencia de fisuras por desecación en la capacidad portante a partir de modelos a escala reducida en centrifuga geotécnica.

Con el fin de comparar los resultados de ensayos físicos de laboratorio, se tomaron varias propiedades y configuraciones de modelos a escala reducida para la elaboración de los modelos numéricos de la presente investigación.

Se creó una estructura de modelación acorde a la realidad del problema estudiado, en donde se definen las propiedades, consideraciones, aspectos principales y la cantidad de modelos numéricos necesarios a desarrollar para alcanzar los objetivos planteados. Por lo cual, para tener similitud con los modelos físicos a escala reducida se define un análisis de simetría axial y se asignan las respectivas condiciones de frontera tanto al desplazamiento como al flujo del agua.

Para definir los parámetros del modelo constitutivo Cam Clay Modificado se realizaron un total de tres modelos numéricos con diferentes autores: Cao et al (2002); Viggiani (1992); y (Cao et al (2002), siendo este último con el que se obtuvo mejor resultado. Adicionalmente se realizaron 58 modelos más para definir las propiedades índice como lo es el peso específico seco, el peso específico saturado y la relación de vacíos.

Finalmente para determinar la capacidad portante se realiza un total de 30 modelos adicionales distribuidos como se presentan en la Tabla 8. Y con el método analítico se calcula la capacidad portante para cada modelo con diferente profundidad de fisura (5 modelos).

Tabla 8. Número de modelos numéricos.

Modelo constitutivo	Condición geométrica y de saturación	Número de modelos
Cam Clay Modificado	Sin fisuras y saturada	5
	Sin fisuras y parcialmente saturada	5
	Con fisuras y saturada	5
	Con fisuras y parcialmente saturada	5
Mohr Coulomb	Con fisuras y saturada	5
	Con fisuras y parcialmente saturada	5

Lo mencionado anteriormente respeta la metodología propuesta en este trabajo la cual consta principalmente de cuatro partes las cuales se pueden apreciar en la Figura 26, en la Figura 27 y se detallan en los siguientes subcapítulos.

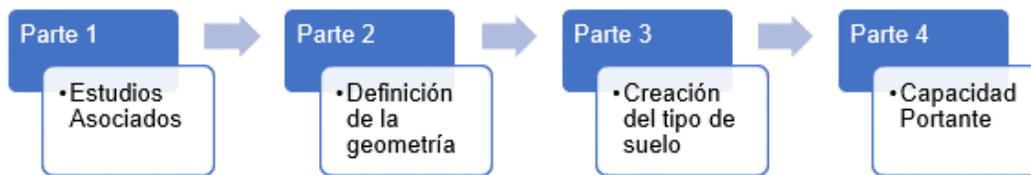


Figura 26. Metodología: Etapas Principales.

Se empleó el *software* de elementos finitos Plaxis 2D ya que este software computacional es una herramienta que se caracteriza por su versatilidad, fácil manejo y por los modelos constitutivos que este ofrece.

Un aspecto de gran importancia del por qué se utilizó el programa de computador Plaxis 2D, para el desarrollo del trabajo es que permite tener en cuenta el efecto de la succión dentro de sus análisis, con metodologías como la de Van Genuchten. Factor indispensable si se desea analizar la capacidad portante para la condición no saturada del suelo.

Se evaluó el comportamiento esfuerzo-deformación adoptando el modelo constitutivo Cam Clay Modificado, y el modelo constitutivo Mohr-Coulomb. Ya que el primer modelo representa en forma aproximada el comportamiento de los suelos arcillosos normalmente consolidados y ligeramente sobre consolidados y el segundo modelo es bastante conocido e implementado.

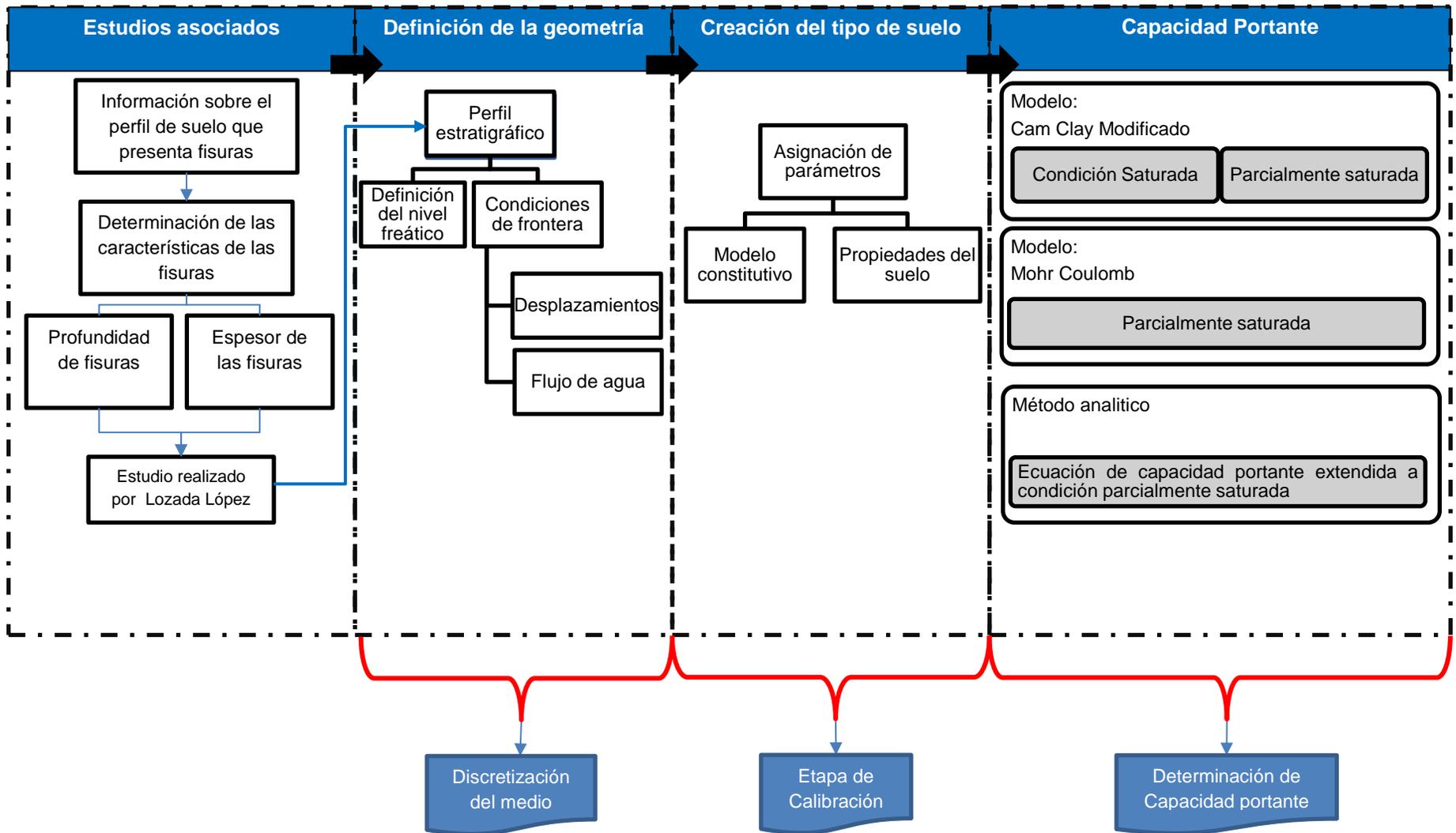


Figura 27. Metodología con actividades a realizar.

3.1. Parte 1: Estudios Asociados

Esta parte consiste principalmente en determinar las características del perfil estratigráfico del suelo y las características principales de las fisuras, en donde se toma el trabajo de Lozada (2016b) como referencia. Lozada (2016b) realizó modelos a escala reducida en centrifuga geotécnica y simuló fisuras por desecación de la arcilla de la sabana de Bogotá y su incidencia en la capacidad portante en cimentaciones superficiales.

Por lo tanto, se decide tomar para el presente trabajo algunos de los modelos a escala reducida realizados por Lozada. El proceso de fabricación de los modelos físicos se realizó en un recipiente circular, y consistió en el procedimiento que se describe a continuación.:

La capa de suelo sobreconsolidado se compactó a un nivel de esfuerzos tal que permitió lograr a una densidad seca de $15.0 \pm 0.3 \text{ kN/m}^3$, para un contenido de agua igual al 29.3%. Enseguida se colocó la capa de suelo normalmente consolidada sobre la capa sobreconsolidada, esta capa se consolidó a un nivel de esfuerzos igual a 158 kPa correspondiente al nivel de esfuerzos que genera la capa sobreconsolidada en la centrifuga, esta capa inició su proceso de compactación de forma de Slurry con una humedad igual a 1.5 veces el límite líquido. A continuación, se instaló una capa de drenaje sobre el suelo normalmente consolidado y se giró el contenedor, con el fin de dejar la capa normalmente consolidada en la parte inferior del modelo. Se creó una cavidad entre el suelo y el contenedor para liberar esfuerzos horizontales que aparecen durante el proceso de compactación de la capa sobre consolidada. Finalmente, se protegió la superficie aplicando una laca transparente para reducir la desecación Lozada et al., (2015).

El perfil estratigráfico de los modelos numéricos guarda similitud con las dimensiones de los modelos a escala reducida, respetando las leyes de escala. Estos modelos se componen de una capa de arcilla sobre consolidada, que sobre yace en una capa de arcilla normalmente consolidada NC, y un nivel freático con una altura de 9.25 m medidos desde la base del modelo Lozada et al., (2015). Las profundidades de las fisuras en los modelos varían entre 0 y 8 metros, y el ancho de estas es de 0,2 metros. Las dimensiones de estos modelos se listan en la Tabla 9 y en se ilustran en la Figura 28.

Tabla 9. Dimensiones de los modelos. Adaptado de: Lozada, (2016).

Modelo	Profundidad de la fisura (m)	Altura del suelo SC. (m)	Altura del suelo NC. (m)	Nivel freático (m)
C2	0	8.50	6.65	9.25
C1	3	8.15	8.15	9.25
C4	5	8.80	7.65	9.25
C6	6.5	8.85	8.1	9.25
C3	8	8.90	8.2	9.25

3.1. Parte 2: Definición de la geometría

A continuación, se define el perfil estratigráfico, el nivel freático y las condiciones de frontera (desplazamientos y flujo de agua), con el fin de tener correspondencia con los prototipos de la Tabla 9. Lo anterior para poder comparar los resultados de los modelos a escala realizados por Lozada (2016), con los resultados de los modelos numéricos que se desarrollaron en el presente trabajo.

Se escogieron 5 configuraciones geométricas “tipo” que se asemejan a el perfil típico de la arcilla de la Sabana de Bogotá. Con respecto al patrón de fisuración se emplea una fisura que se encuentra a una distancia de 0.50 m del borde de la cimentación circular con un espesor de 0,20m y una profundidad variable, esta configuración de las fisuras y del perfil estratigráfico es la presentada en los modelos físicos a escala reducida presentados por Lozada (2016). En la Figura 28, se puede apreciar la configuración del perfil estratigráfico, y en la Figura 29 se presenta la ubicación de la fisura con respecto a la cimentación circular superficial.

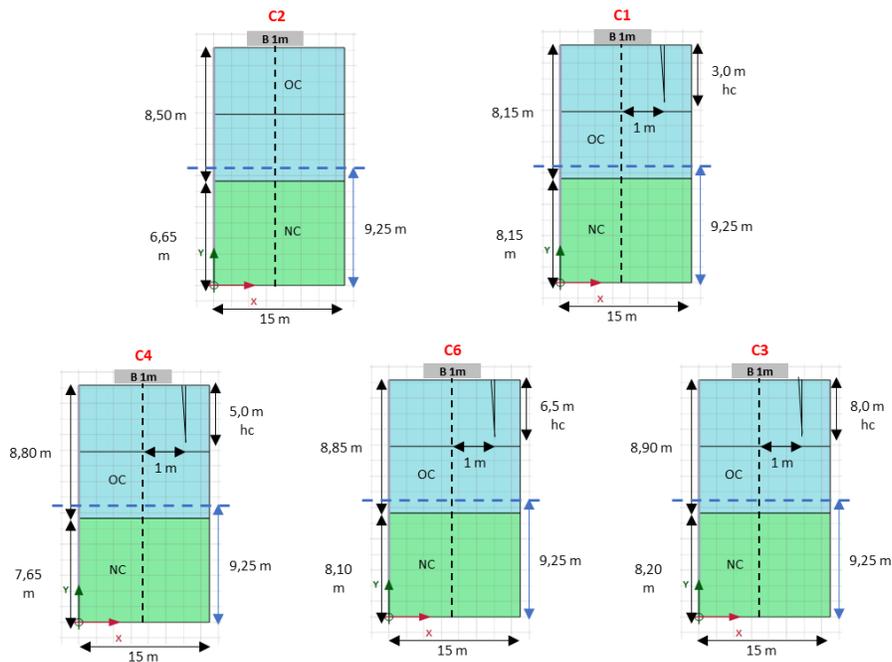


Figura 28. Configuración de la geometría para los modelos.

Teniendo semejanza entre el perfil estratigráfico de los modelos numéricos y los modelos físicos a escala reducida es necesario definir el tipo de análisis. Se realiza un análisis bidimensional en una condición de simetría axial (simetría con respecto a un eje), esto es dado a que la geometría de la cimentación empleada en los modelos físicos a escala reducida fue circular.

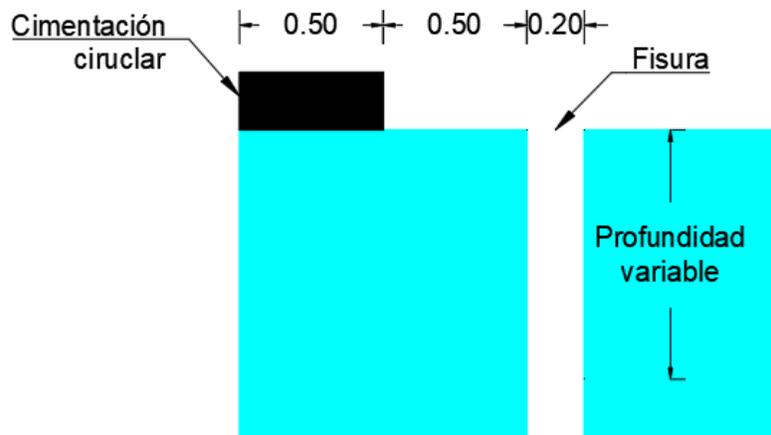


Figura 29. Ubicación de la fisura con respecto a la cimentación (elaboración propia).

3.2. Parte 3: Creación del tipo de suelo

Una vez determinada la geometría de los modelos a analizar, y las condiciones de frontera de acuerdo con los modelos a escala reducida, se procede a la asignación de los parámetros para cada tipo de suelo, de acuerdo con los modelos constitutivos seleccionados. Para el modelo Cam Clay Modificado los parámetros de entrada son: índice compresión, pendiente de la curva de carga - descarga, el factor de forma y la relación de Poisson.

Para el modelo Mohr-Coulomb los parámetros de entrada son: la resistencia al corte y el Módulo de Young. De igual manera se determinan las propiedades básicas de los suelos como lo son: la relación de vacíos, y pesos unitarios. Esto se realiza para ambos suelos, el suelo normalmente consolidado y el suelo sobreconsolidado.

En esta instancia, los modelos A y los modelos B, los cuales tienen como objeto obtener los parámetros adecuados del modelo constitutivo y propiedades índice respectivamente. Dichas etapas se presentan a continuación:

- a. Parámetros del modelo constitutivo: Modelos 1, 2 y 3.
- b. Propiedades base del suelo: Modelos 4 al 62.

3.2.1. Parámetros del modelo constitutivo

Los primeros 3 modelos realizados en esta instancia tienen como objetivo principal definir los parámetros del modelo constitutivo Cam Clay Modificado. Para esto se realizaron diferentes modelos numéricos en los cuales se utilizaron diferentes parámetros del modelo, según la propuesta de diversos autores.

El criterio para definir los parámetros del modelo, consistió en obtener el asentamiento después de la etapa de consolidación con mayor semejanza al obtenido por Lozada (2016) en los modelos a escala reducida en centrífuga geotécnica.

Se adoptaron las magnitudes de las propiedades tanto para la arcilla normalmente consolidada, como para la arcilla sobre consolidada a partir de una revisión bibliográfica.

Dado que la arcilla normalmente consolidada se consolidó desde un estado de *Slurry* con 1.5 veces el límite líquido Lozada, (2016), y la arcilla sobre consolidada fue compactada, la revisión bibliográfica se concentró en autores quienes hayan llevado a cabo el mismo proceso de fabricación del suelo descrito anteriormente.

De acuerdo con la revisión bibliográfica para la arcilla normalmente consolidada se emplearon los parámetros de 0.30 para la relación de Poisson (ν); de 0.26 para el índice de compresión (λ); 0.05 para la pendiente de la curva de carga y descarga (k); y 0.9 para el factor de forma (M), parámetros que corresponden al autor Cao et al (2002). Para la arcilla sobre consolidada se emplearon los valores presentados por Stallebrass (1990), los cuales son: 0.30 para la relación de Poisson (ν); 0.073 para el índice de compresión (λ); 0.005 para la pendiente de la curva carga (k); y descarga y finalmente para el factor de forma (M) se empleó el valor de 0.89.

3.2.2. Propiedades índice del suelo

Para determinar algunas de las propiedades índice del suelo como lo es el peso saturado, peso seco y la relación de vacíos se generaron 58 modelos numéricos (modelos del 4 al 62), los cuales consistieron en ajustar la humedad inicial del suelo, con el fin de obtener similitud entre la humedad final del modelo físico y la humedad del modelo numérico al final de la consolidación.

Al final de la etapa de consolidación de cada modelo numérico se obtiene la variación de la relación de vacíos del suelo en función de la profundidad, variación que se generará por la salida de agua debido a la carga de su propio peso. Posteriormente mediante relaciones de fase se obtiene la humedad, el peso unitario saturado y seco.

3.3. Capacidad portante

La capacidad portante o etapa de carga se realiza de conformidad con los parámetros del modelo constitutivo y las propiedades básicas definidos en los modelos nombrados anteriormente. Para este caso, se emplean dos modelos constitutivos del programa Plaxis 2D; Modelo Cam Clay Modificado y Modelo Mohr Coulomb. En los modelos a escala reducida realizados por Lozada et al. (2015), se utilizó un cemento circular de 20 mm de diámetro, que, a escala prototipo la cimentación circular tiene un radio de 1.0 m.

3.3.1. Modelo: Cam Clay Modificado

Con el modelo constitutivo Cam Clay Modificado se realizaron una serie de modelaciones numéricas divididas según la condición de geometría y condición de saturación, en la Tabla 10 se presenta el número de modelo, la condición de saturación y la presencia o no de la fisura.

Tabla 10. Etapas de modelación con el modelo Cam Clay Modificado.

Modelo numérico	Condición de saturación	Fisura
63 a 67	Saturada	Sin presencia
68 a 72	Saturada	Con presencia
73 a 77	Parcialmente Saturada	Sin presencia
78 a 82	Parcialmente saturada	Con presencia

3.3.2. Modelo: Mohr-Coulomb

La capacidad portante con el modelo constitutivo Mohr-Coulomb se determina en los siguientes 10 modelos numéricos los cuales, del modelo 83 al modelo 87 se realiza con fisura en su geometría y en condición saturada, y del modelo 88 al modelo 92 con presencia de fisuras y en una condición parcialmente saturada. Los parámetros empleados en este modelo se tomaron a partir de los modelos físicos a escala reducida.

Capítulo 4. Resultados

4.1. Parte 2: Definición de la geometría

Dado que los modelos de físicos a escala reducida se realizaron en un recipiente circular, y se aplicaron cargas sobre una cimentación circular Lozada et al., (2015), es necesario emplear para los modelos numéricos un análisis con simetría axial. Para la discretización del medio se toman elementos de 15 nodos, ya que es recomendable para el análisis de simetría axial y generan cálculos de mayor precisión en comparación con elementos de 6 nodos En la Figura 30 se ilustran los elementos seleccionados, *Plaxis 2D Reference Manual*, (2020).

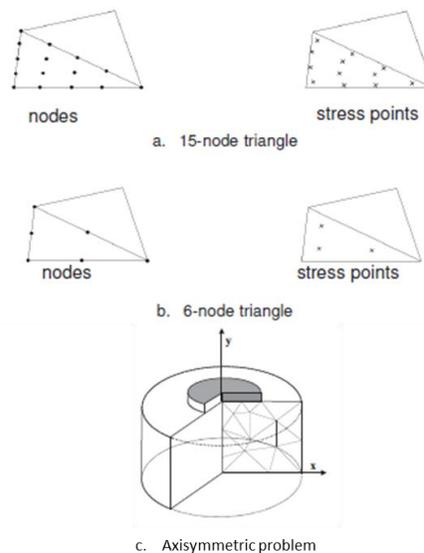


Figura 30. Configuración de nodos y Tipo de simetría. Tomado de Plaxis, (2022).

Las condiciones de frontera de los modelos numéricos reproducen las condiciones de los modelos físicos en centrífuga a escala reducida. Estas condiciones están compuestas por dos componentes: condiciones de desplazamiento y condiciones de flujo.

Con respecto a las condiciones de desplazamiento se impone restricción perpendicular en los bordes laterales, el borde inferior se fija en forma total, con respecto al borde superior se deja sin ninguna restricción (ver Figura 31A). Con relación a las condiciones de flujo, dado que en los modelos físicos a escala reducida se tiene un nivel freático constante, en los modelos numéricos se configura las condiciones de frontera para mantener el nivel freático constante, por lo cual es necesario impedir el flujo a través de los límites del modelo numérico asignado una condición cerrada (ver la Figura 31B).

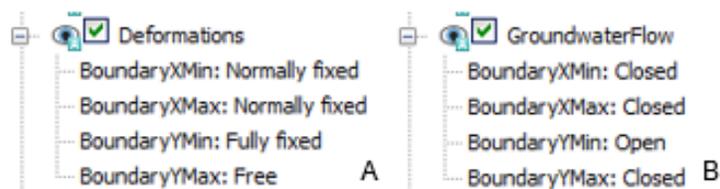


Figura 31. Condiciones de frontera: A) Desplazamiento; B) Flujo de agua.

Una vez definida la geometría, el tipo de análisis y las condiciones de frontera se procedió a realizar la discretización del medio, como se ilustra en la Figura 32.

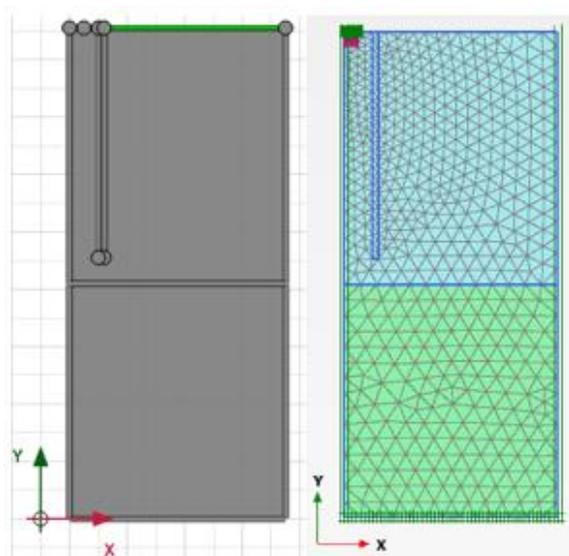


Figura 32. Geometría del modelo C3 y discretización del medio.

4.2. Parte 3: Creación del tipo de suelo

Como se mencionó en la metodología la etapa de creación del suelo, consiste determinar los parámetros del modelo constitutivo Cam Clay Modificado y en determinar las propiedades del suelo: la relación de vacíos, peso unitario seco y peso unitario saturado.

4.2.1. Parámetros del modelo constitutivo Cam Clay Modificado

La selección de los parámetros del modelo Cam Clay Modificado CCM, se realizó con base en una revisión bibliográfica. Para la arcilla normalmente consolidada se tuvieron en cuenta los autores listados en la Tabla 11, dado que estos autores emplearon la arcilla caolín *Speswhite* y fabricaron un bloque de suelo a partir de un *Slurry*, aplicando una metodología similar al proceso de construcción del bloque de suelo llevado a cabo en la investigación de Lozada (2016b).

Tabla 11. Parámetros Cam Clay Modificado para la Arcilla NC.

Modelo numérico	Autor	Parámetros CCM - Slurry			
		ν	λ	k	M
1	Cao et al (2003)	0.30	0.260	0.020	0.900
2	Viggiani (1992)	0.30	0.151	0.034	0.800
3	Cao et al (2002)	0.30	0.260	0.050	0.900

Para la arcilla sobreconsolidada se adoptan los parámetros empleados por Stallebrass (1990), ya que tienen el mismo proceso de fabricación del suelo y llevan la arcilla a un estado de sobreconsolidación. Los parámetros se listan en la Tabla 12.

Tabla 12. Parámetros CCM Arcilla S.C.

Autor	Parámetros CCM - Arcilla S.C.			
	ν	λ	k	M
Stallebrass 1990	0.30	0.073	0.005	0.89

Para continuar con el proceso de selección de parámetros del modelo Cam Clay Modificado, se toma un nodo en la superficie (nodo A) de la geometría de los modelos para medir el asentamiento del perfil estratigráfico al final de la etapa de consolidación, la localización de este nodo de control se ilustra en la Figura 33.

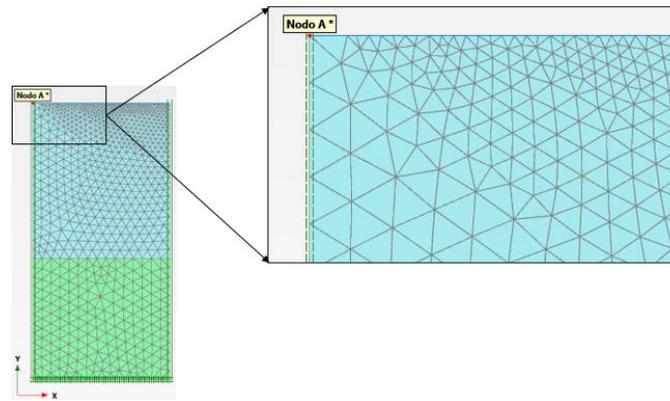


Figura 33. Punto de control de asentamiento.

La etapa de consolidación se generó por peso propio, esta etapa se realizó como una etapa constructiva y durante el tiempo de duración se mantuvo constante el nivel freático. El tiempo total de la etapa de consolidación corresponde al modelo físico a escala reducida el cual, es de 555.2 días (escala prototipo). Esta etapa de consolidación se realizó inmediatamente después de generar los estados de esfuerzos inicial del perfil estratigráfico del suelo.

Los resultados de los asentamientos totales por consolidación se listan en la Tabla 13. El valor del asentamiento obtenido se compara con el asentamiento del modelo físico a escala reducida C2 (modelo sin presencia de fisura). Los parámetros seleccionados para las siguientes etapas son los empleados por Cao et al. (2002), dado que con estos parámetros

el asentamiento total es el que tiene la menor diferencia con el asentamiento total medido en el modelo físico a escala reducida.

Con respecto a las propiedades del suelo que se requieren como dato de entrada del programa Plaxis, se asumieron las reportadas por Lozada (2016) al final del proceso de construcción de los modelos, las cuales son la relación de vacíos, peso unitario y peso seco, propiedades listadas en la Tabla 14.

Tabla 13. Resultado de la consolidación (Modelo constitutivo CCM).

Modelo Numérico	Autor		Asentamiento (m)	Asentamiento (m)
	Estrato N.C	Estrato S.C.	Total	Modelo físico
1	Cao et al. (2003)		0.15	
2	Viggianni. (1992)	Stallebrass	0.13	0.33
3	Cao et al. (2002)	(1990)	0.17	

4.2.2. Propiedades índice del suelo

Con los parámetros determinados del modelo constitutivo se procede a obtener las propiedades base del suelo: relación de vacíos y peso unitario, por lo que, de los modelos físicos a escala reducida presentados en la investigación de Lozada. (2016), se tiene la humedad al final del proceso de consolidación. Por lo tanto, en los siguientes modelos se busca que la humedad final de los modelos numéricos sea similar a los modelos físicos. Adicionalmente se busca que la diferencia de asentamiento entre los modelos numéricos junto con los modelos físicos a escala reducida sea mínima al final del proceso de consolidación.

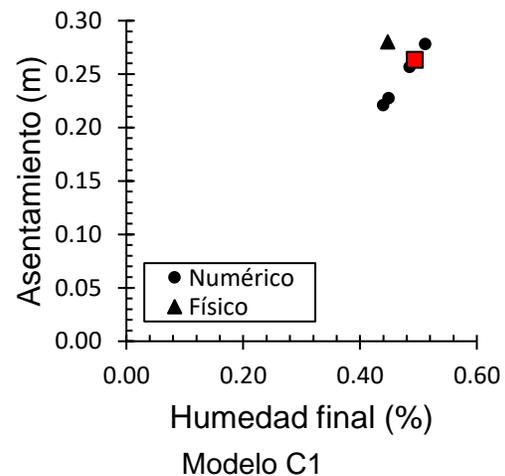
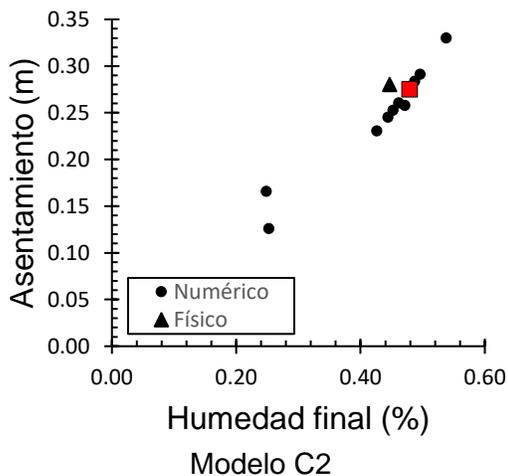
En esta etapa la consolidación de los modelos numéricos, se realizaron sin existencia de fisura, dado que la columna generada por la fisura falla antes de terminar el proceso de consolidación y no logra continuar a la etapa de capacidad portante.

En la Tabla 14 se resumen las propiedades iniciales y finales de cada modelo físico a escala reducida, como de los modelos numéricos y la diferencia obtenida en el asentamiento total. Dado que se busca que la humedad final después del proceso de consolidación de los modelos numéricos tenga una magnitud similar a la humedad final de los modelos físicos, la humedad inicial se varió , iniciando con el valor de humedad inicial reportado por Lozada, (2016) y se varió hasta un valor de humedad inicial, tal que, se obtuviera la humedad esperada al final del proceso de consolidación. En la Tabla 14 se listan los valores iniciales de humedad de los modelos numéricos con los que obtiene la humedad final similar a la de los modelos físicos.

Tabla 14. Comparación de parámetros entre el modelo físico y el modelo numérico. Arcilla normalmente consolidada.

Modelo		Propiedades iniciales			Propiedades finales			Asentamiento total (m)
		w%	e	γ_{sat} KN/m ³	w%	e	γ_{sat} KN/m ³	
C2	Físico	26.13	0.69	28.95	44.00	1.18	17.50	0.33
	Numérico	47.00	1.25	17.02	44.44	1.18	17.25	0.24
C1	Físico	40.65	1.08	17.78	44.70	1.18	17.70	0.28
	Numérico	47.00	1.25	17.02	44.92	1.20	17.21	0.23
C4	Físico	35.57	0.94	24.65	42.40	1.12	17.30	0.27
	Numérico	45.00	1.19	17.19	42.56	1.13	17.42	0.25
C6	Físico	40.28	1.07	23.18	42.00	1.11	17.56	0.34
	Numérico	44.00	1.17	17.28	41.77	1.11	17.50	0.23
C3	Físico	40.89	1.08	23.00	42.80	1.13	17.50	0.24
	Numérico	45.00	1.19	17.19	42.65	1.13	17.42	0.25

Al final de la etapa de consolidación de los modelos numéricos realizados se obtiene la humedad final y el asentamiento total, magnitudes que se presentan en la Figura 34. En esta misma figura se grafica la humedad final y el asentamiento total (triángulo) de los modelos físicos a escala reducida presentados en la investigación realizada por Lozada. (2016), se compara los resultados de los modelos numéricos con los resultados de los modelos físicos. En la Figura 32 se distingue con el cuadro de color rojo, los resultados de los modelos numéricos que tienen menor diferencia a los modelos físicos a escala reducida, puesto que finalmente, las propiedades de los modelos que más se relacionan al modelo físico son las propiedades que se emplearan para la siguiente etapa, las cuales se señalan en la Tabla 14.



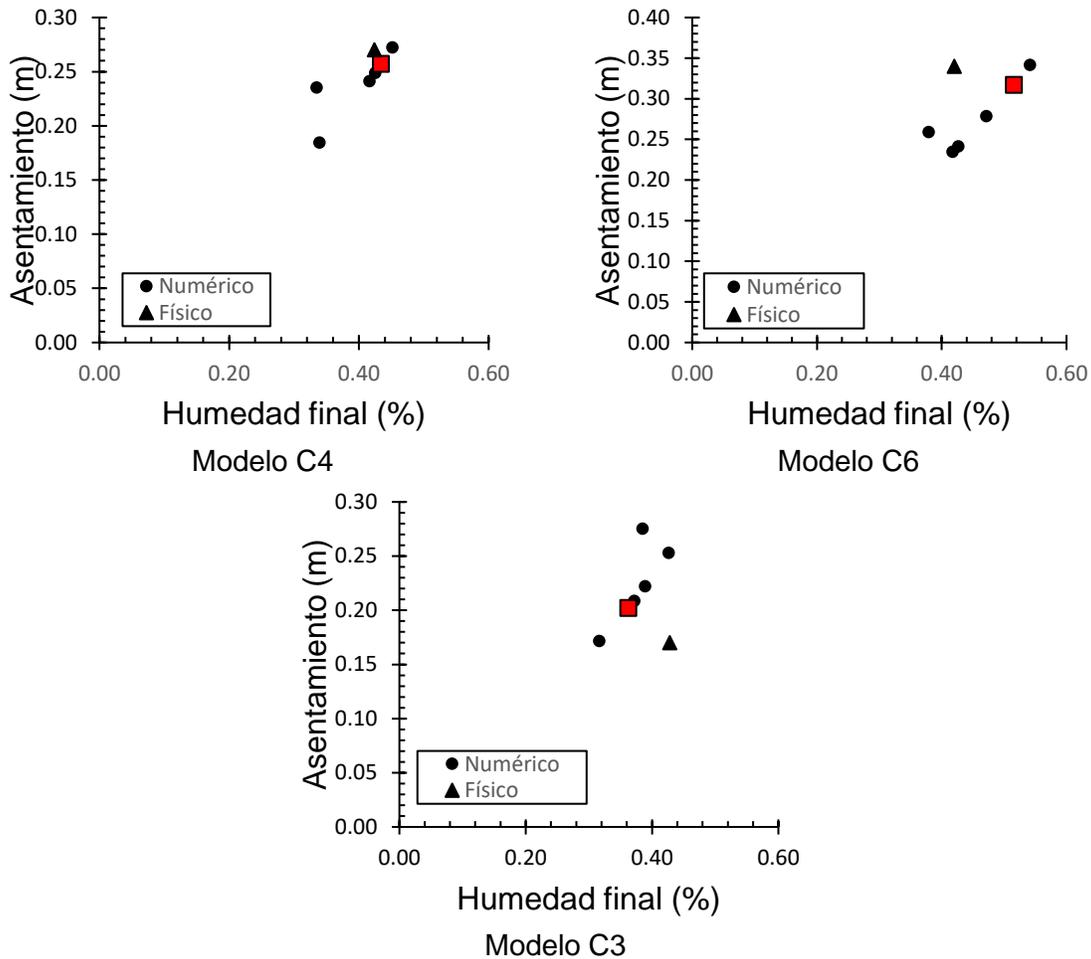


Figura 34. Etapa de calibración. E0-F2.

4.3. Capacidad portante

Se determina la capacidad portante empleando el programa Plaxis 2D, con el modelo constitutivo Cam Clay Modificado, y el modelo Mohr Coulomb, de igual manera se obtiene la capacidad portante de manera analítica propuesta por Vanapalli y Mohamed (2007) y utilizada por Lozada et al. (2018).

4.3.1. Modelo Cam Clay Modificado

Empleando los parámetros del modelo constitutivo Cam Clay Modificado, de los 3 primeros modelos, y las propiedades base del suelo presentados en la Tabla 14 de los siguientes 58 modelos numéricos, se procede a determinar la capacidad portante. Para esto se analiza primero un perfil de suelo el cual no presenta fisuras, posteriormente se determina la capacidad portante para un perfil de suelo que tiene fisuras con diferentes profundidades.

4.3.1.1. Modelos sin fisuras

La capacidad portante se determina para un perfil de suelo sin existencia de fisuras, y se realiza para la condición saturada y para la condición parcialmente saturada. Para la condición saturada se realiza los modelos numéricos desde el 62 hasta el 67 y para la condición parcialmente saturada se realiza los modelos numéricos 73 hasta el modelo 77. Para estos últimos modelos se ingresan los parámetros del modelo Van Genuchten, los cuales se presentan a continuación:

- Contenido de humedad residual (θ_r): 0.026.
- Contenido de humedad saturada (θ_s): 1.0.
- Inverso del valor de entrada de aire (α): 0.004.
- Parámetro de ajuste empírico (n): 6.0.

Antes de determinar la capacidad portante en cada modelo se tiene una etapa de precarga para generar un perfil sobreconsolidado, para guardar similitud con el perfil de suelo de los modelos físicos a escala reducida. Esta etapa de precarga se realiza con una línea de carga (kN/m^2) uniformemente distribuida.

La Figura 35a presenta un perfil de relación de sobreconsolidación al momento de realizar la precarga, luego de retirar la precarga se obtiene el perfil de suelo sobreconsolidado (ver Figura 35b).

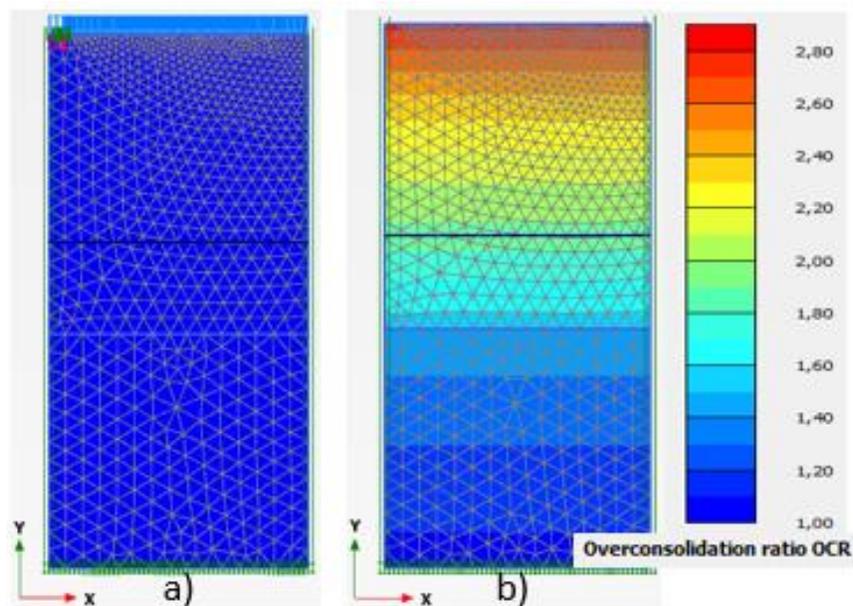


Figura 35. Perfil de relación de sobreconsolidación. a) Perfil normalmente consolidado, b) Perfil sobreconsolidado.

Posteriormente, con el perfil sobreconsolidado se procede a determinar la capacidad portante, la cual se determina con el mismo criterio empleado por Lozada et al. (2015), que corresponde a un esfuerzo necesario tal que genere un desplazamiento igual al 10% del diámetro de la cimentación.

Para determinar la capacidad portante en los modelos numéricos se realiza usando el comando de Plaxis *create line displacement*, por medio del cual se restringe los movimientos en el eje X y se asigna un desplazamiento determinado para el eje Y. En la Figura 36a, y en la Figura 36b, a manera de ejemplo se presenta la creación de la línea de desplazamiento y la malla deformada al final del ensayo de carga.

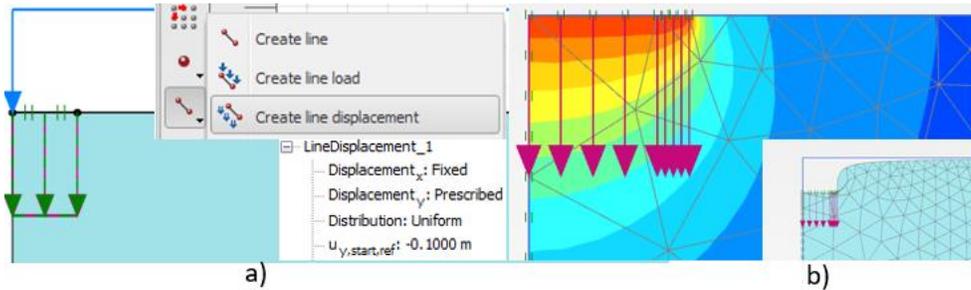


Figura 36. Capacidad de carga. a) Creación de la línea de desplazamiento. b) malla deformada.

En la Figura 37 se muestra la curva desplazamiento vs esfuerzo vertical obtenida de la línea de desplazamiento descrita con anterioridad para cada condición de saturación. La Tabla 15 resume los esfuerzos obtenidos al momento de presentarse un desplazamiento igual al 10% del diámetro de la cimentación (0.10 m). Es importante notar que la capacidad portante en condición parcialmente saturada es mayor en comparación a una condición saturada. Para una condición saturada, el desplazamiento igual al 10% del diámetro de la cimentación se encuentra en el rango de deformaciones plásticas con un nivel de esfuerzos cercano a los 150 kPa. Para una condición parcialmente saturada para el desplazamiento requerido aún se encuentra en el rango de deformaciones elásticas con un nivel de esfuerzo cercano a 620 kPa.

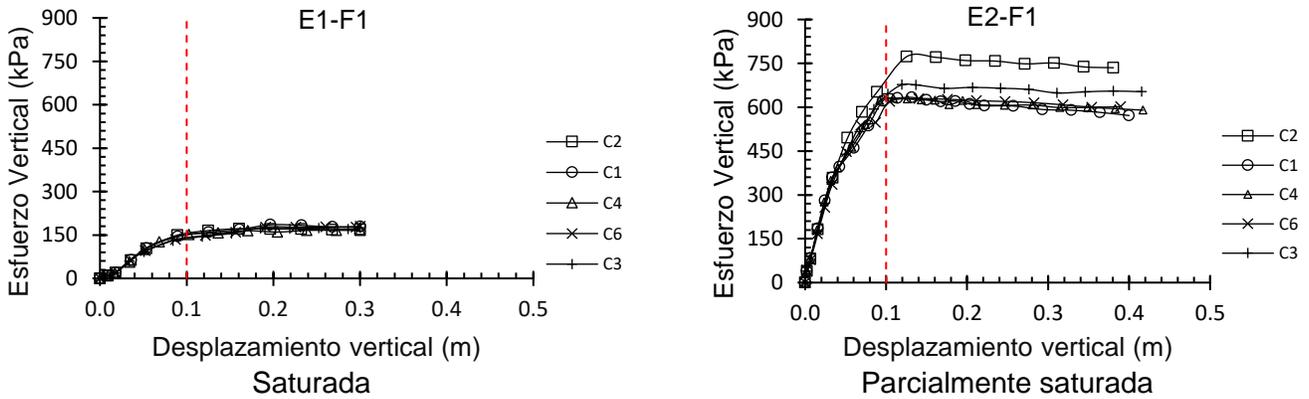


Figura 37. Capacidad portante, Modelo Cam Clay Modificado (perfil de suelo sin fisuras).

Tabla 15. Capacidad portante, Cam Clay Modificado (perfil de suelo sin fisuras).

Modelo numérico	Humedad	Capacidad portante kPa	
	Inicial w (%)	Condición saturada	Condición parcialmente saturada
63 / 73 - C2	47.00	149.43	651.75
64 / 74 - C1	47.00	144.91	621.89
65 / 75 - C4	45.00	152.13	623.19
66 / 76 - C6	44.00	148.31	619.36
67 / 77 - C3	45.00	144.42	645.65

4.3.1.2. Modelos con fisuras

De igual manera que en la sección anterior, en el presente capítulo se determina la capacidad portante para una condición saturada, y una condición parcialmente saturada. La diferencia es que en estas etapas se tiene en cuenta las fisuras al momento de determinar la capacidad portante.

Las fisuras se introducen en el análisis numérico inmediatamente después de generar el perfil de sobreconsolidación, y en esta misma etapa se determina la capacidad portante, empleando la opción *line displacement*.

Después de tener el perfil de suelo sobreconsolidado, generar la fisura y finalizar la etapa de carga se obtienen los resultados de la Figura 38 donde se muestra el desplazamiento versus el esfuerzo vertical para cada condición de saturación. La Tabla 16 presenta los esfuerzos obtenidos al momento de ocurrir un desplazamiento igual al 10% del diámetro de la cimentación.

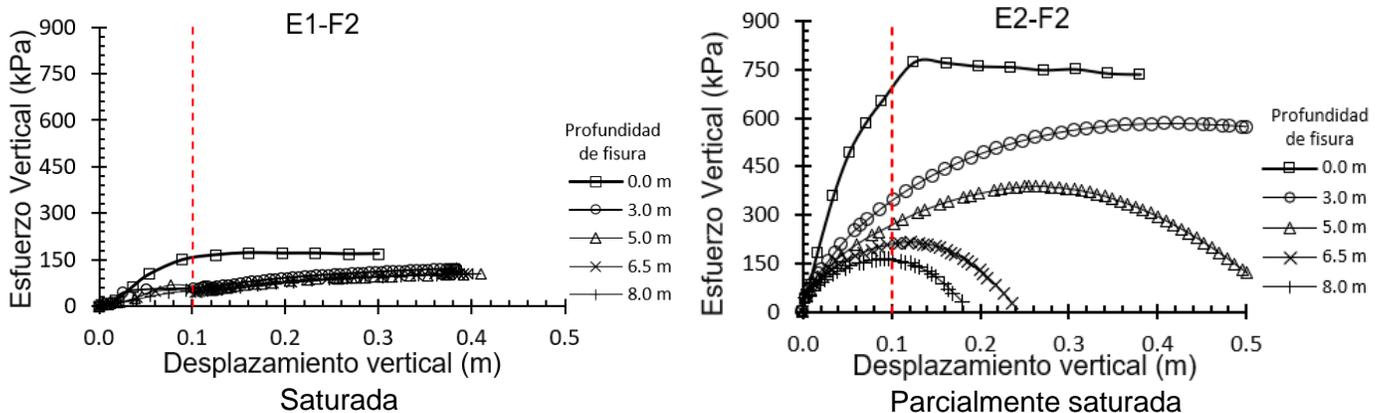


Figura 38. Capacidad portante, Modelo Cam Clay Modificado (con fisuras).

Tabla 16. Capacidad portante, modelo Cam Clay Modificado (modelos con fisuras).

Modelo	Profundidad de Fisura (m)	Capacidad portante kPa	
		Condición saturada	Condición Parcialmente saturada

68 / 78 - C2	0.0	149.43	651.75
69 / 79 - C1	3.0	57.57	346.38
70 / 80 - C4	5.0	57.20	273.90
71 / 81 - C6	6.5	53.98	212.03
72 / 82 - C3	8.0	45.90	160.10

La Figura 38a presenta los resultados para una condición saturada con la existencia de fisuras. Se observa una reducción en la capacidad portante general de un 35% con respecto al modelo sin fisuras. Se evidencia que el comportamiento esfuerzo deformación no varía en función de la profundidad de la fisura.

La Figura 38b muestra los resultados para una condición parcialmente saturada en donde se evidencia que el comportamiento esfuerzo deformación varía en función de la profundidad de la fisura. Se obtiene una reducción de la capacidad portante debida a la profundidad de la fisura.

Según los resultados obtenidos por Lozada et al. (2015) la capacidad portante aumenta hasta una profundidad de fisura de 6.0 m y para fisuras de mayor profundidad, cercana al nivel freático, la capacidad portante se mantiene similar a una condición sin fisura. En los resultados obtenidos con los modelos numéricos (Figura 38) se observa una reducción de la capacidad portante para todos los modelos con presencia de fisura

La explicación de esta diferencia de comportamiento se debe a que en el modelo físico el agua asciende por capilaridad desde el nivel freático saturando la muestra de suelo y por lo tanto reduciendo la capacidad portante. Este fenómeno no se reproduce en el modelo numérico.

4.3.2. Modelo Mohr-Coulomb

En el modelo Mohr Coulomb se requiere la resistencia al corte no drenada S_u (kN/m^2), y el Módulo de Young E (kN/m^2) parámetros los cuales se tomaron a partir de los modelos físicos. Para tener en cuenta el efecto de la succión en la resistencia al corte no drenada $S_{u_{unsat}}$, se emplea la Ecuación 17 la cual fue propuesta por Vanapalli y Mohamed (2006). Esta ecuación está en función de la resistencia al corte no drenada S_u , la succión $(U_a - U_w) *$ y el ángulo de fricción ϕ^b .

Ecuación 17. Resistencia al corte no drenada no saturada

$$S_{u_{unsat}} = S_u + (U_a - U_w) * \tan\phi^b$$

La resistencia al corte no drenada S_u , se obtiene con la Ecuación 18 propuesta por Garnier, (2001) la cual está en función de la resistencia por punta (q_{tip}) del ensayo CPT. La resistencia por punta se toma del modelo a escala reducida saturado (modelo cubierto) realizado por Lozada et al. (2018).

Ecuación 18. Resistencia al corte saturada no drenada.

$$S_{u_{CTP}} = q_{tip}/18.5$$

Para la succión $U_a - U_w$ y ϕ^b , se tiene en cuenta el perfil de resistencia al corte y succión presentado por Lozada (2016). Este perfil se divide en tres zonas principales y de cada zona se obtiene un valor de succión y un valor de ϕ^b representativo, para así obtener mayor similitud entre el perfil de suelo de los modelos numéricos con los modelos físicos a escala reducida, estas zonas se muestran en la Figura 39.

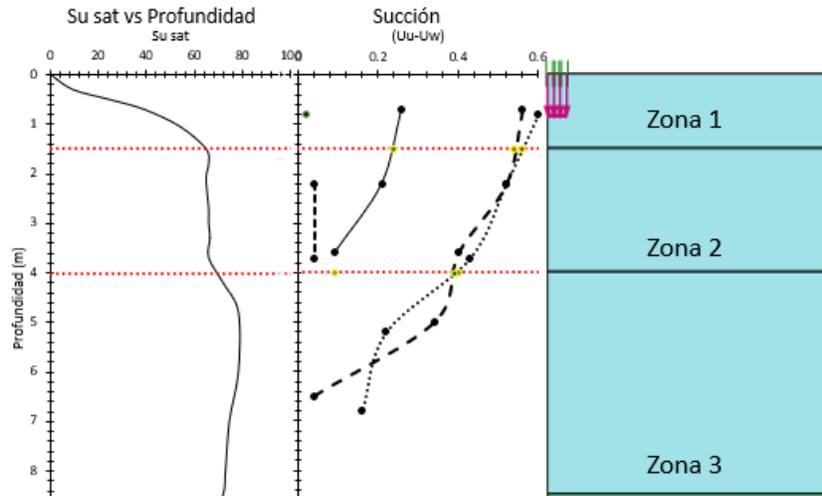


Figura 39. Perfil de cohesión y succión. Adaptado de (Lozada, 2016).

El módulo de Young E (kN/m^2) se calculó empleando la Ecuación 19 de la teoría de elasticidad (Won Taek Oh y Vanapalli, 2008). En esta ecuación el módulo de Young está en función del valor del asentamiento ($\Delta\delta$) y del esfuerzo vertical (Δq_p). Estos valores se tomaron de las curvas de desplazamiento vs esfuerzo vertical presentados por Lozada (2016) en su investigación.

Ecuación 19, Módulo de Young.

$$E = \frac{1.5 * B_p}{(\Delta\delta / \Delta q_p)}$$

De la curva esfuerzo versus desplazamiento vertical de la etapa de carga de los modelos físicos a escala reducida se obtiene la pendiente del rango elástico ($\Delta\delta / \Delta q_p$), para determinar el módulo de Young. a manera de ejemplo se presenta la Figura 40 que corresponde al modelo físico de escala reducida C6.

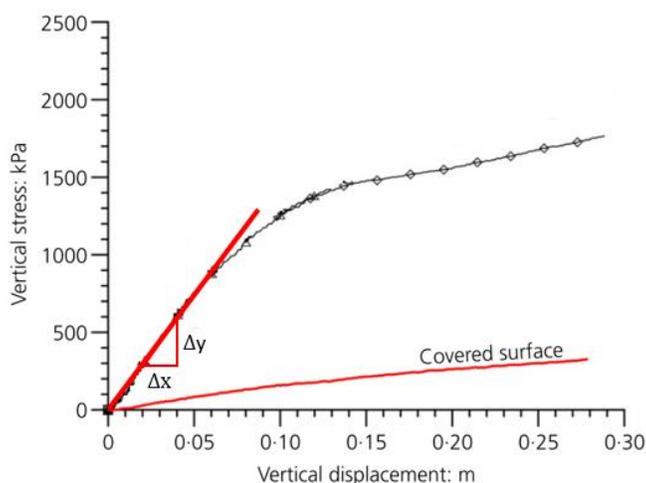


Figura 40. Curva desplazamiento vs Esfuerzo vertical. Adaptado de Lozada (2016).

Finalmente se presenta la Tabla 17, los parámetros empleados que requiere el modelo constitutivo Mohr Coulomb en Plaxis.

Tabla 17. Parámetros E, S_{uunsat} y ϕ^b . Tomados de Lozada (2016).

Modelo	Modulo E (kN/m ²)	ϕ^b			S_{uunsat} (kN/m ²)		
		Zona 1	Zona 2	Zona 3	Zona 1	Zona 2	Zona 3
C2	7500	22.1	22.1	22.1	33.09	73.50	81.23
C1	12750	22.1	22.1	22.1	62.80	91.21	110.34
C4	18900	8.3	8.3	22.1	107.80	136.21	163.64
C6	18750	8.3	8.3	22.1	263.10	262.51	188.24
C3	6720	22.1	22.1	22.1	41.70	82.11	89.84

Una vez se genera el perfil de suelo con los parámetros respectivos necesarios en Plaxis, se procede a realizar el ensayo de capacidad de carga. Para este modelo no se realiza la etapa de precarga, dado que los parámetros obtenidos para generar el perfil fueron tomados de datos después de la prueba de carga de los modelos físicos.

Posteriormente, se determina la capacidad portante tanto en la condición saturada (E3-F1), como en la condición parcialmente saturada (E3-F2). En ambas condiciones se considera la existencia de fisuras en el suelo. La Figura 41 muestra el desplazamiento vs esfuerzo para cada profundidad de fisura en las dos condiciones de saturación. La Tabla 18 lista el esfuerzo cuando se produce un desplazamiento igual a 0.10 m, teniendo en cuenta así el criterio del 10% del ancho de la cimentación empleando en los modelos físicos a escala reducida.

En la Figura 41 para una condición saturada se observa un comportamiento elastoplástico con ablandamiento para todos los modelos. En la condición saturada el desplazamiento igual al 10% del diámetro de la cimentación se localiza en la zona de deformaciones plásticas. Para una condición parcialmente saturada, el mismo rango de desplazamiento corresponde a la zona elástica, evidenciándose así un aumento del rango elástico con el aumento de la succión.

En relación con la capacidad portante para una condición saturada se observa una reducción general del 40% con respecto al modelo sin fisuras, como se resume en la Tabla 18. Por otro lado, para una condición parcialmente saturada se obtiene el comportamiento presentado en la investigación realizada por Lozada et al. (2015), donde la mayor capacidad portante se presenta en los modelos con profundidades de fisuras igual a 5.0 m y 6.0 m, la capacidad portante para el modelo con una profundidad de fisura de 3.0 m tiene una variación mínima con respecto a la capacidad portante del modelo sin fisura. Adicionalmente se obtuvo la menor capacidad portante con el modelo que tiene una profundidad de fisura de 8.0 m cercana al nivel freático.

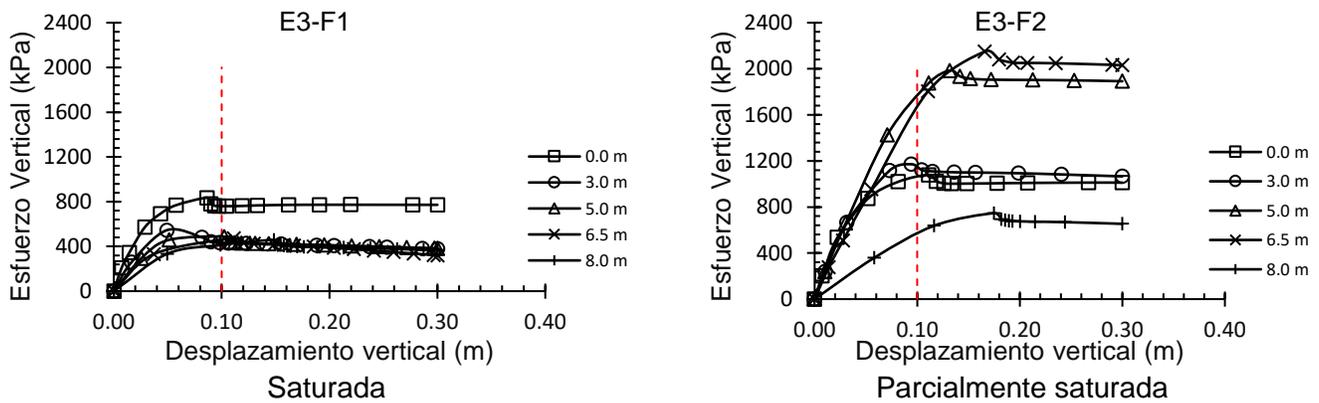


Figura 41. Capacidad portante, Modelo Mohr Coulomb (con fisuras).

Tabla 18. Capacidad portante, modelo Mohr Coulomb. (modelos con fisuras).

Modelo	Profundidad de fisura (m)	Capacidad portante (kPa)	
		Saturada	Parcialmente saturada
83 / 88- C2	0.0	761.11	1078.94
84 / 89- C1	3.0	433.52	1171.13
85 / 90- C4	5.0	487.41	1877.50
86 / 91- C6	6.5	472.81	1805.68
87 / 92- C3	8.0	411.65	637.59

4.3.3. Modelo analítico

Para el modelo analítico se emplea la Ecuación 20, propuesta por Vanapalli y Mohamed (2007) y empleada por Lozada et al. (2018), esta ecuación se basa en la ampliación de la teoría de la capacidad portante propuesta por Terzaghi, contemplando las condiciones parcialmente saturadas agregando un término para incluir el efecto de la succión matricial S . Vanapalli y Mohamed, (2007).

La capacidad portante de la Ecuación 20 es función de la resistencia al corte no drenada obtenida mediante el ensayo de penetración de cono, de la succión, de ϕ^b , y del factor adimensional de capacidad de carga N_c .

Ecuación 20. Capacidad portante, extendida a condiciones parcialmente saturadas.

$$q_u = (S_{u\ CPT} + (u_a - u_w)_f \tan \varphi^b) N_c$$

Para determinar la capacidad portante se emplea la resistencia al corte no drenada (S_u) de 64.87 kPa del modelo C2 (modelo sin fisura) a una profundidad de 1.50 m. En relación con la succión y φ^b , en la Tabla 19 se listan las magnitudes empleadas. De acuerdo con Lozada et al. (2018) el ángulo medio de la resistencia al corte (φ^b) aumenta con respecto al aumento de la succión matricial por lo cual se obtienen diferentes valores de φ^b para cada modelo en función de la succión. Finalmente, el factor de capacidad de carga se toma igual a 6.05 (Lozada et al., 2018).

Tabla 19. Succión y φ^b .

Modelo	Profundidad de fisuras (m)	$\tan \varphi^b$	Succión kPa
C2	0.0	0.41	19
C1	3.0	0.15	250
C4	5.0	0.15	550
C6	6.5	0.15	580
C3	8.0	0.41	40

Con los datos mencionados anteriormente e implementando la Ecuación 20, se obtienen los resultados resumidos en la Figura 42 y en la Tabla 20. Se puede observar que se presenta el comportamiento esperado presentado por Lozada et al. (2015). La mayor capacidad portante se obtiene en los modelos con longitudes de fisura igual a 3.0 m, 5.0 m y 6.5 m, y con la fisura cercana al nivel freático se obtiene una capacidad portante ligeramente mayor al modelo que no tiene fisuras.

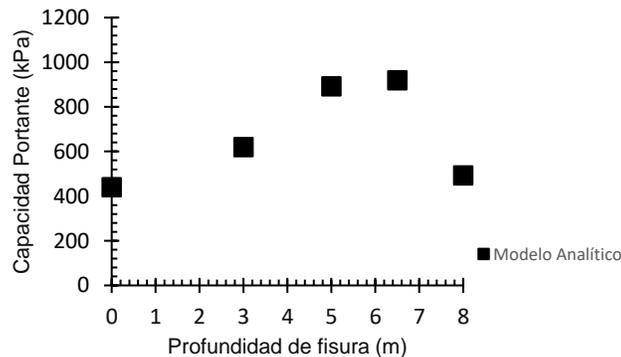


Figura 42. Capacidad portante método analítico.

Tabla 20. Capacidad portante método analítico.

Modelo	Profundidad de fisuras (m)	Capacidad portante (kPa)
C2	0.0	439.59
C1	3.0	619.34
C4	5.0	891.59
C6	6.5	918.81
C3	8.0	491.68

Capítulo 5. Análisis de resultados

5.1. Capacidad portante

5.1.1. Modelos sin fisuras

Se determinó la capacidad portante para un perfil de suelo sin existencia de fisuras en condición saturada y parcialmente saturada empleando el modelo constitutivo Cam Clay Modificado, y el modelo Mohr-Coulomb. De igual manera se calculó la capacidad portante de manera analítica empleando el método propuesto por Vanapalli y Mohamed (2007). Los resultados se presentan en la Figura 43 y Tabla 20.

De acuerdo con los resultados obtenidos en las modelaciones numéricas y los resultados publicados por Lozada et al. (2015) se pueden resaltar los siguientes puntos:

- El método analítico propuesto por Vanapalli y Mohamed (2007), con respecto al modelo constitutivo Mohr Coulomb y al modelo constitutivo Cam Clay Modificado, es el que presenta menor diferencia con respecto al modelo físico a escala reducida, esta diferencia es de 73.41 kPa, por lo tanto, el método analítico es más conservador que los modelos numéricos Mohr Coulomb y Cam Clay Modificado.
- El modelo Mohr-Coulomb es el modelo menos conservador, en comparación con el modelo Cam Clay Modificado, ya que sobre estima la capacidad portante tal que, en condición saturada es mayor en un 48% con respecto al modelo físico a escala reducida y para una condición parcialmente saturada sobre estima la capacidad portante en un 110%.
- En condición parcialmente saturada el modelo constitutivo que presenta menor diferencia con respecto al modelo físico a escala reducida es el modelo Cam Clay Modificado presentando una diferencia del 27%. Este mismo modelo constitutivo presenta una mayor sensibilidad al efecto de la succión la cual, tiene una diferencia de 318 kPa entre una condición saturada y condición parcialmente saturada.
- Finalmente, como era de esperarse y como diferentes autores lo han reportado se observa el aporte de la succión en la capacidad portante Lozada et al., (2015); S K. Vanapalli y Mohamed, (2007); D. Fredlund et al., (1978).

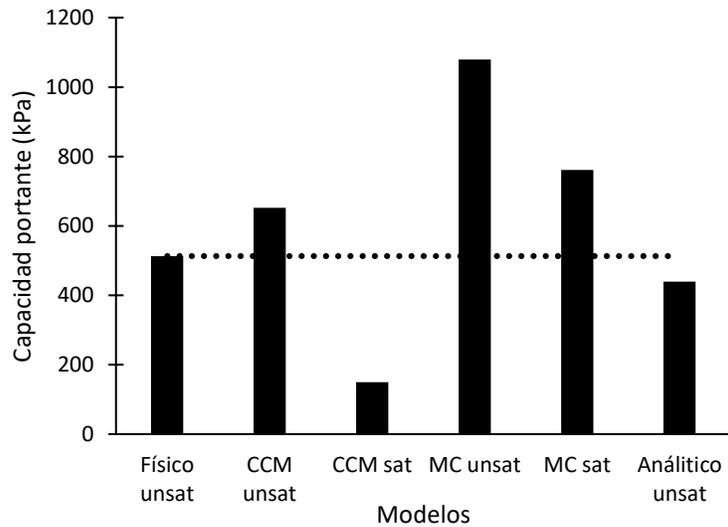


Figura 43. Capacidad portante, modelos sin fisura.

5.1.2. Modelos con fisuras

Para una condición saturada se determina la capacidad portante con existencia de fisuras en el perfil de suelo, los resultados se ilustran en la Figura 44. Se puede observar que la mayor capacidad portante se obtiene en los modelos sin presencia de fisuras, y no se evidencia efecto alguno de las fisuras en la capacidad portante ni variación apreciable en función de la profundidad de la fisura. Con el modelo Constitutivo Mohr Coulomb se obtiene la mayor capacidad portante con respecto al modelo Cam Clay Modificado.

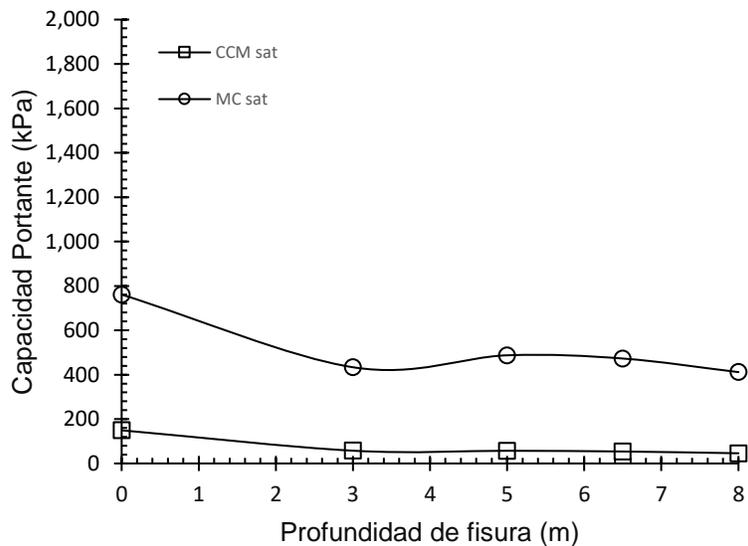


Figura 44. Capacidad portante, modelos con fisura condición saturada.

Finalmente, para comparar los resultados de los modelos numéricos con los datos de capacidad portante publicados en la investigación realizada por Lozada et al. (2015) se presenta la Figura 45 los resultados obtenidos mediante modelación numérica empleando los modelos constitutivos Cam Clay Modificado (CCM), Mohr-Coulomb (MC) y los resultados obtenidos mediante el método analítico propuesto por Vanapalli y Mohamed (2007).

De estos resultados se puede apreciar lo siguiente:

- En la capacidad portante de modelos sin fisura, con el método analítico propuesto por Vanapalli y Mohamed (2007) Lozada et al. (2018), se obtuvo resultados más conservadores. Y con el modelo MC, la capacidad portante es sobre estimada en todas las diferentes longitudes de fisura.
- Con el modelo constitutivo CCM se obtuvo un aporte debido a la succión en la capacidad portante en el modelo sin fisura (ver Figura 43), en contra parte para los modelos con fisuras no se observa este aporte y no se obtuvo la tendencia esperada.
- Con el modelo MC y el método analítico se obtuvo la tendencia esperada, presentada en el estudio realizado por Lozada et al. (2015), donde se obtuvo la mayor capacidad portante en los modelos con profundidades de fisura igual a 5.0 m y 6.5 m.
- Se puede observar que la tendencia esperada se obtuvo con el modelo constitutivo Mohr-Coulomb y con el método analítico propuesto por Vanapalli y Mohamed (2007), en comparación la tendencia con el modelo Cam Clay Modificado fue diferente a la esperada. Esto se debe a que en el modelo MC y el método analítico se tuvo en cuenta la variación de la succión por efecto de la desecación en la profundidad de las fisuras, en cambio con el modelo CCM esta variación de la succión no se presentó en los modelos numéricos, dado que Plaxis no acopla el efecto de la evaporación y la profundidad de las fisuras con la succión, por lo cual no se tiene variación de la succión en los modelos numéricos con el modelo constitutivo Cam Clay Modificado.

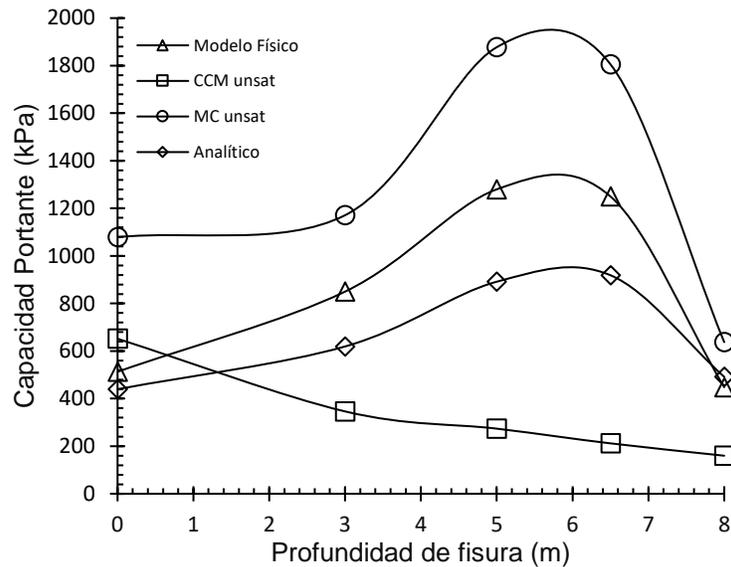


Figura 45. Capacidad portante, modelos con fisura condición parcialmente saturada.

5.2. Mecanismos de falla

Adicionalmente de evaluar la influencia de las fisuras en la capacidad portante, Lozada et al. (2015), en su investigación describe tres mecanismos de falla que pueden explicar los resultados obtenidos en la capacidad portante. Estos mecanismos de falla son: Falla A, que corresponde a una falla de una cimentación superficial; Falla B: que corresponde a una falla por corte de columna; Falla C: la cual corresponde a una falla por suelo blando. Estos mecanismos de falla se ilustran en la Figura 46.

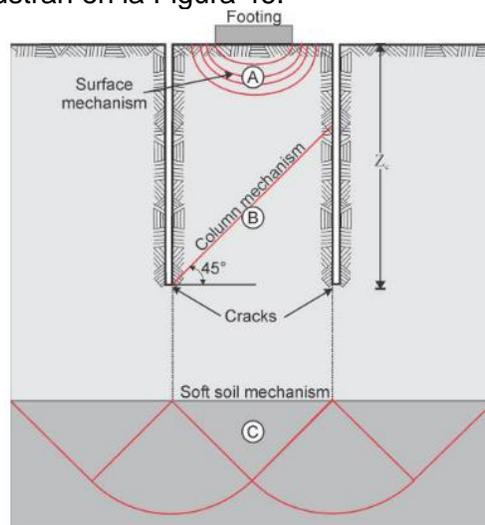


Figura 46. mecanismos de falla. Tomado de Lozada et al., (2015).

Para validar los estos mecanismos de falla se realiza un análisis de los desplazamientos totales generados en todos los modelos numéricos. Con el modelo Cam Clay Modificado

se observa que los desplazamientos totales se concentran en función de la condición de saturación en la que sea analizada, por lo cual se tiene una concentración de desplazamientos en la parte superior de la columna (ver Figura 47a), siendo un indicador de falla tipo A de acuerdo con lo propuesto por Lozada en la Figura 46, y para una condición parcialmente saturada el tipo de falla puede ser tipo B, ya que la concentración de desplazamientos se concentran hacia la parte inferior de la columna (ver Figura 47b), este comportamiento es igual en los demás modelos con diferentes profundidades de fisura.

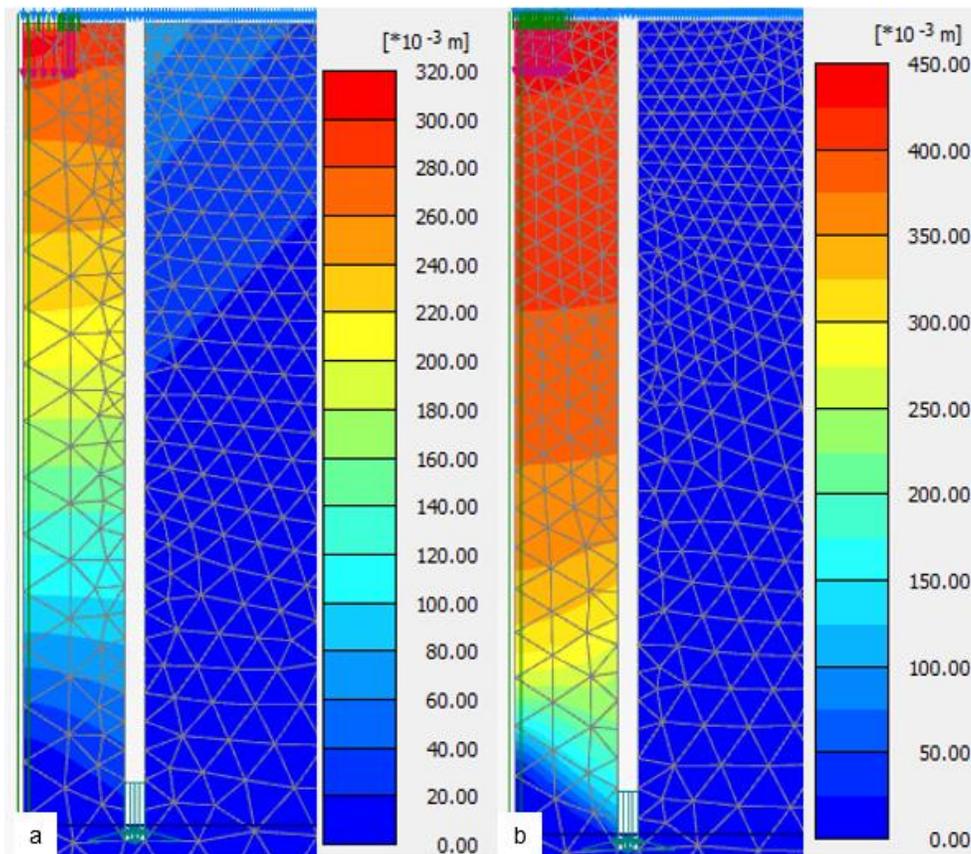


Figura 47. Desplazamientos totales, modelo CCM. a) Condición saturada. b) Condición parcialmente saturada. Modelo con profundidad de fisura 8.0 m.

Con respecto al modelo Mohr-Coulomb la concentración de desplazamientos totales es indiferente a la condición de saturación, tanto en condición saturada como en condición parcialmente saturada. La concentración de deformaciones se presenta en la parte superior de la columna, siendo indicador que se presenta una falla tipo A, falla por cimentación superficial de acuerdo con lo presentado en la investigación de Lozada et al. (2015), como se ilustra en la Figura 48. El mecanismo de falla por suelo blando (falla C), no se observa en los resultados obtenidos tanto en el modelo CCM como en el modelo CM.

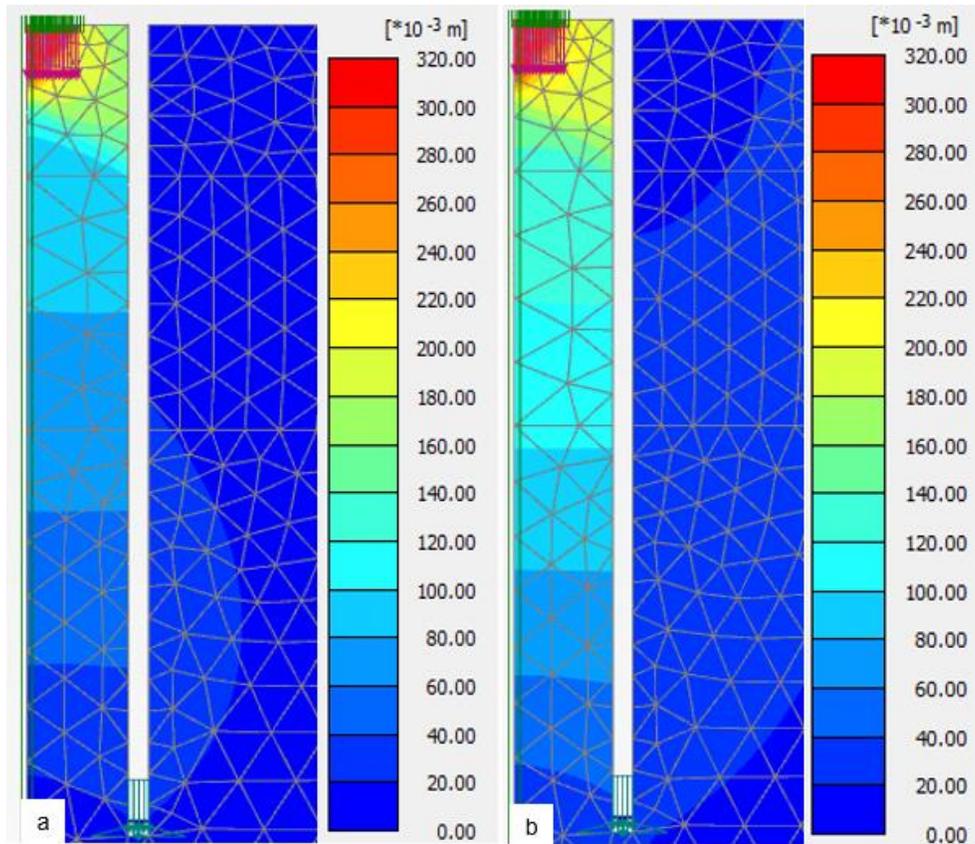


Figura 48. Desplazamientos totales, modelo MC. a) saturada. b) parcialmente saturada.

Capítulo 6. Conclusiones

Se prevé evidenciar el aumento de la capacidad portante de cimentaciones superficiales para un suelo parcialmente saturado por las fisuras de desecación, debido a la succión, como se cómo se demostró en la investigación realizada por Lozada et al., (2015).

- Para los modelos sin fisura el modelo constitutivo Cam Clay modificado, tiene una mayor sensibilidad al tener en cuenta el parámetro de la succión en comparación con el modelo Mohr Coulomb. La succión aumenta la capacidad portante en un 515% para el modelo Cam Clay Modificado, y para el modelo Mohr Coulomb este aumento es del 30%.
- La capacidad portante obtenida con el modelo Mohr Coulomb es sobreestimada. Esto se puede deber a que los parámetros fueron tomados indirectamente de los modelos físicos a escala reducida. En la investigación realizada por Lozada et al. (2015) menciona que estos valores pueden ser sobreestimados bien sea por condiciones de frontera o por que se tomaron después del ensayo de capacidad portante.
- La capacidad portante más conservadora fue obtenida con el método analítico propuesto por Vanapalli y Mohamed (2007). Este método tiene una menor diferencia con respecto a los ensayos a escala reducida.
- La tendencia de la capacidad portante versus la profundidad de la fisura con el modelo Mohr Coulomb y el método analítico es la esperada con respecto a la tendencia presentada en los modelos físicos a escala reducida. Esto se debe a que se tuvo en cuenta la variación de la succión con la profundidad de las fisuras en los diferentes modelos.
- No se presenta la tendencia esperada con el modelo constitutivo Cam Clay Modificado, ya que este no presenta un acoplamiento total de la succión y la evaporación con la profundidad de la fisura, por lo cual se tiene una succión constante independiente de la profundidad de la fisura.
- El mecanismo de falla por cimentación superficial (falla tipo A), propuesta por Lozada et al. (2015), ocurre para el modelo Cam Clay Modificado en un análisis de condición saturada, de igual manera se presenta con el modelo Mohr-Coulomb, pero con este último se obtiene tanto en la condición saturada como en condición parcialmente saturada. La falla por columna (falla tipo B), ocurre con el modelo Cam Clay Modificado en una condición parcialmente saturada.

Capítulo 7. Limitaciones y recomendaciones

- Dado que se tiene la limitación de la geometría en modelos de dos dimensiones y con un análisis de simetría axial, se recomienda realizar un análisis con modelos en tres dimensiones para definir en su totalidad la geometría presentada en los modelos a escala reducida.
- Aun cuando el modelo constitutivo Mohr-Coulomb es el modelo que sobreestima la capacidad portante, este mantiene la tendencia presentada en los modelos físicos a escala reducida. El aumento de la capacidad portante es debido al origen de los parámetros empleados, por lo cual para futuros trabajos es necesario obtener los parámetros mediante ensayos de laboratorio de muestras tomadas in situ.
- Se recomienda estudiar el efecto de las fisuras de desecación en la capacidad portante de cimentaciones superficiales con programas o modelos constitutivos que tengan un acoplamiento total de la succión y evaporación con la profundidad de las fisuras.

Capítulo 8. Bibliografía

- Abed, A. A., & Vermeer, P. A. (2006). Foundation analyses with unsaturated soil model for different suction profiles. *6th European Conference on Numerical Methods in Geotechnical Engineering - Numerical Methods in Geotechnical Engineering, September 6, 2006 - September 8, 2006, July*, 547–554. <https://doi.org/10.1201/9781439833766.ch79>
- Aburto, M., & Rodríguez, D. (2012). *Caracterización de la resistencia de un material de banco para su uso como relleno compactado*. 2–3.
- Adams, J. E., & Hanks, R. J. (1964). Evaporation from Soil Shrinkage Cracks. *Soil Science Society of America Journal*, 28(2), 281–284. <https://doi.org/10.2136/sssaj1964.03615995002800020043x>
- Alva Hurtado, J. E. (1996). *Terzaghi Y La mecánica de suelos*.
- Azizi, F. (2000). *Applied Analyses in Geotechnics*.
- Beltran. (1982). Evaluación de daños producidos por árboles ornamentales en pavimentos de la zona norte de Bogotá. *Ingeniería e Investigación UNAL*, 0(2), 46–57.
- Berry, P., & Reid, D. (1996). *Mecánica De Suelos - Peter L. Berry & David Reid.pdf* (pp. 181–183). <https://doi.org/10.1049/iet-epa.2010.0070>
- Bishop, A. W. (1959). The principle of effective stress. *Teknisk Ukeblad*, 39, 859–863.
- Bordoloi, S., Ni, J., & Ng, C. W. W. (2020). Soil desiccation cracking and its characterization in vegetated soil: A perspective review. *Science of the Total Environment*, 729, 138760. <https://doi.org/10.1016/j.scitotenv.2020.138760>
- Bras R., Entekhabi D., R.-I. I. (1992). entekhabi1992.pdf. *Journal of Climate*, 5, 15.
- Breemen, N. van., & Buurman, P. (2002). *Soil formation*. Kluwer Academic.
- Caicedo, B. Lozada, C. Artunduaga, M. Vanegas, J. (2014). *MODELACIÓN FÍSICA EN GEOTÉCNIA LABORATORIO DE ESTRUCTURAS GEOTÉCNICAS*.
- Camacho, J., Reyes, O., & Bueno, P. (2004). Utilización del modelo Cam Clay Modificado en suelo cohesivos de la Sabana de Bogotá. *Universidad Militar Nueva Granada, November*, 1–13. <https://doi.org/10.18359/rcin.1265>
- Carter, J. P., Booker, J. R., & Wrotj, C. P. (1979). *A critical state soil model for cyclic loading* (Vol. 5, Issue 1988).
- Carter, J. P., & Liu, M. D. (2005). Review of the Structured Cam Clay Model. *Soil Constitutive Models: Evaluation, Selection, and Calibration*. *GSP 128*, 40771(January), 99–132. [https://doi.org/10.1061/40771\(169\)5](https://doi.org/10.1061/40771(169)5)
- Cheney, J., & Fragaszy, R. (1984). The Centrifuge as a Research Tool. *Geotechnical Testing Journal*, 7(4), 6. <https://doi.org/10.1520/GTJ10499J>
- Chikatamarla, R., Laue, J., & Springman, S. M. (2005). *Centrifuge scaling laws for guided free fall events including rockfalls*.
- Cornejo Aedo, S. V. (2019). *Propiedades geotécnicas de medios granulares gruesos con triaxial gigante*.
- Corte, & Higashi. (1964). Experimental research on desiccation cracks in soils. In *CRREL Research Report* (p. 72). <http://trid.trb.org/view.aspx?id=136592>
- Croney, D., & Coleman, J. D. (1954). SOIL STRUCTURE IN RELATION TO SOIL SUCTION (pF). *Journal of Soil Science*, 5(1), 75–84. <https://doi.org/10.1111/j.1365-2389.1954.tb02177.x>
- Delage, P., Riffard, M., Lu, Y. F., & Cui, Y. J. (2005). Field simulation of in situ water content and temperature changes due to ground–atmospheric interactions. *Géotechnique*,

- 55(7), 557–567. <https://doi.org/10.1680/geot.2005.55.7.557>
- Dewoolkar, M. M., Goddery, T., & Znidarcic, D. (2003). Centrifuge modeling for undergraduate geotechnical engineering instruction. *Geotechnical Testing Journal*, 26(2), 201–209.
- Duncan, J., Wright, S., & Brandon, T. (2014). Soil strength and slope stability. In *วารสารวิชาการมหาวิทยาลัยอีสเทิร์นเอเซีย* (Vol. 4, Issue 1).
- Farrar, D. M., & Coleman, J. D. (1967). The Correlation of Surface Area With Other. *Journal of Soil Science*, 18(1).
- Fredlund, D. G., Anqing Xing, & Shangyan Huang. (1994). Predicting the permeability function for unsaturated soils using the soil-water characteristic curve. *Canadian Geotechnical Journal*, 31(4), 533–546. <https://doi.org/10.1139/t94-062>
- Fredlund, D. G., & Rahardjo, H. (1993). Soil Mechanics for Unsaturated Soils. In J. W. & Sons. (Ed.), *Soils Mechanics for Unsaturated Soils*.
- Fredlund, D. G., Xing, A., & Huang, S. (1994). Predicting the permeability function for unsaturated soils using the soil-water characteristic curve. *Canadian Geotechnical Journal*, 31(3), 521–532.
- Fredlund, D., Morgenstern, N., & Widger, R. (1978). The shear strength of unsaturated soils. *Canadian Geotechnical Revue Canadienne*, 321, 313–321. <https://doi.org/10.1139/t78-029>
- Garnier, J. (2001). *Modèles physiques en géotechnique. I-Evolution des techniques expérimentales et des domaines d'application*.
- Gens, A., & Potts, D. . (1988). Modelos Elasto-Plásticos De Estado Crítico Para Analisis Numéricos De Problemas Geotécnicos. 1-Formulación Básica Y Principales Modificaciones. *Revista Internacional de Métodos Numéricos Para Cálculo y Diseño En Ingeniería*, 4, 497–522.
- González-cueto, C. O., Suárez, C. M. H., Iglesias, C. C. E., li, C., & I, C. E. L. B. (2013). Análisis de los modelos constitutivos empleados para simular la compactación del suelo mediante el método de elementos finitos. *Revista Ciencias Técnicas Agropecuarias*, 22(3), 75–80.
- Harris, R. C. (2004). *GIANT DESICCATION CRACKS IN ARIZONA*. 85701(January).
- Kodikara., Barbour., & Fredlund. (2000). Desiccation cracking of soil layers. In *Proceedings of Asian Conference on Unsaturated Soils: From Theory to Practice* (pp. 693–698).
- Kodikara, J., Barbour, S. L., & Fredlund, D. G. (1998). An idealized framework for the analysis of cohesive soils undergoing desiccation: Discussion. *Canadian Geotechnical Journal*, 35(6), 1112–1114. <https://doi.org/10.1139/cgj-35-6-1112>
- Krishnapillai, S. H., & Ravichandran, N. (2012). New Soil-Water characteristic curve and its performance in the finite-feement simulation of /unsaturated soils. *International Journal of Geomechanics*, 12(3), 209–219. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GM.1943-5622.0000132](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GM.1943-5622.0000132)
- Kumar, P. R. (2007). Scaling laws and experimental modelling of contaminant transport mechanism through soils in a geotechnical centrifuge. *Geotechnical and Geological Engineering*, 25(5), 581–590. <https://doi.org/10.1007/s10706-007-9131-x>
- Lade, P. V., & De Boer, R. (1997). The concept of effective stress for soil, concrete and rock. *Geotechnique*, 47(1), 61–78. <https://doi.org/10.1680/geot.1997.47.1.61>
- Lau, J. T. K. (1987). DESICCATION CRACKING OF SOILS. In *Department of Civil Engineering University of Saskatchewan, Saskatoon, Canada*. Department of Civil Engineering University of Saskatchewan, Saskatoon, Canada.
- Leal, N., Tauta, C., Fernando, J., Blanco, R., & Fernando, E. (2009). *Determinación de parámetros para los modelos elastoplásticos Mohr - Coulomb y Hardening Soil en*

suelos arcillosos.

- Levatti, H. U., Ledesma, A., & Prat, P. (2009). *Desecación Y Deformación De Suelos Arcillosos*. 29(2), 1–3.
- Lobo-Guerrero, A. (1992). Geología e Hidrogeología de Santafé de Bogotá y su Sabana. *VII Jornadas Geotecnicas de La Ingeniería de Colombia*, 1–20. http://www.logemin.com/eng/Download/pdf/16_Geologia_hidrogeologia_Sabana_Bogota.pdf
- Lozada, C. (2016a). *Study of the soil atmosphere interaction and bearing capacity of a soil under desiccation*.
- Lozada, C. (2016b). *Study of the soil atmosphere interaction and bearing capacity of a soil under desiccation*.
- Lozada, C., Caicedo, B., & Thorel, L. (2015). Effects of cracks and desiccation on the bearing capacity of soil deposits. *Géotechnique Letters*, 5(3), 112–117. <https://doi.org/10.1680/jgele.15.00021>
- Lozada, C., Thorel, L., & Caicedo, B. (2018). Bearing capacity of circular footings resting on unsaturated desiccated soils. *International Journal of Physical Modelling in Geotechnics*, 19(3), 154–166. <https://doi.org/10.1680/jphmg.17.00060>
- Lozada López, C. (2017). *Study of the soil atmosphere interaction and bearing capacity of a soil under desiccation*.
- Martinez-Fernandez, J. (1995). Medida de curvas de retención de humedad en laboratorio y su estimación. In *Avances en la Investigación en Zona no Saturada* (pp. 193–201).
- Meyerhof, G. G. (1951). The Ultimate Bearing Capacity of Foundations. *Géotechnique*, 2, 301–332. <https://doi.org/10.1680/geot.1951.2.4.301>
- Mirreh, H. F., & Ketcheson, J. W. (1973). Influence of soil water matric potential and resistance to penetration on corn root elongation. *Canadian Journal of Soil Science*, 53, 6.
- Morris, P. H., Graham, J., & Williams, D. J. (1992). Cracking in drying soils. *Canadian Geotechnical Journal*, 29(2), 263–277. <https://doi.org/10.1139/t92-030>
- Mualem, Y. (1976). A new model for predicting the hydraulic conduc. *Water Resources Research*, 12(3), 513–522. <https://doi.org/10.1029/WR012i003p00513>
- Ochoa Meza, V. E. (2012). Suelos Parcialmente Saturados, De La Investigación a La Cátedra Universitaria. *Boletín de Ciencias de La Tierra*, 31, 23–38. <http://www.revistas.unal.edu.co/index.php/rbct/article/view/31251/43362>
- Oh, W. T., & Vanapalli, S. K. (2008). *Modelling the Stress versus Settlement Behavior of Model Footings in Saturated and Unsaturated Sandy Soils*. i, 1–6.
- Oh, W. T., & Vanapalli, S. K. (2010). *The relationship between the elastic and shear modulus of unsaturated soils* *The relationship between the elastic and shear modulus of unsaturated soils*. September. <https://doi.org/10.1201/b10526-45>
- Parry, R. H. G. (1995). Mohr circles, stress paths and geotechnics. In *Mohr Circles, Stress Paths and Geotechnics* (Segunda ed). Spon Press. <https://doi.org/10.4324/9780203475041>
- Peron, H., Hueckel, T., Laloui, L., & Hu, L. B. (2009). Fundamentals of desiccation cracking of fine-grained soils: experimental characterisation and mechanisms identification. *Canadian Geotechnical Journal*, 46(10), 1177–1201. <https://doi.org/10.1139/T09-054>
- Plaxis: Material models manual 2016, (2016). *Plaxis 2D Reference Manual*. (2020).
- Rahardjo., Kim., & Satyanaga. (2019). Role of unsaturated soil mechanics in geotechnical engineering. *International Journal of Geo-Engineering*, 10(1), 1–23. <https://doi.org/10.1186/s40703-019-0104-8>

- Rayhani, M. H. T., Yanful, E. K., & Fakher, A. (2008). Physical modeling of desiccation cracking in plastic soils. *Engineering Geology*, 97(1–2), 25–31. <https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2007.11.003>
- Rincón, C. L., & Rodríguez, E. (2001). *Modelación física en centrífuga de un muro pantalla sin anclajes, en arcilla blanda*. (Issue April).
- Rodríguez. (2005). Análisis de interacción suelo o estructura para refuerzo de suelos fisurados. *Ingeniería y Universidad*, 9(2), 2–30. <https://doi.org/10.1016/j.recesp.2011.04.003>
- Stallebrass, S. E. (1990). Modelling the effect of recent stress history on the deformation of overconsolidated soils. *City University London*, 34(4), 51–79.
- Steduto, P., Hsiao, T. C., Fereres, E., & Raes, D. (2012). Respuesta del rendimiento de los cultivos al agua. In *Organización de las Naciones Unidas para la Alimentación y la Agricultura* (Vol. 66). <https://doi.org/978-92-5-308564-4>
- Suárez-plascencia, C., Escalona-alcázar, F. D. J., & Díaz-torres, J. D. J. (2005). Desarrollo de grietas en el fraccionamiento Prados de Nextipac , Municipio de Zapopan , Jalisco. *GEOS*, 25(2), 352–362.
- Suárez plascencia, C., Escalona alcázar, F. D. J., & Díaz torres, J. D. J. (2005). Desarrollo de grietas en el fraccionamiento Prados de Nextipac , Municipio de Zapopan , Jalisco. *Geos*, 25(2), 352–362.
- Timoshenko, S. P. (1983). *History of strength of materials*. McGraw.Hill.
- Torres. (2008). *Principios de estudios de fenómenos geotécnicos complejos a través de modelos*. 49–57.
- Tristancho ortiz, J. A. (2017). *Modelamiento físico en geotecnia aplicado a la docencia 1*. 12(23), 109–114.
- van Genuchten, M. T. (1980). A Closed-form Equation for Predicting the Hydraulic Conductivity of Unsaturated Soils 1. *Soil Science Society of America Journal*, 44, 892–898.
- Vanapalli, & Mohamed. (2006). *Bearing Capacity of Model Footings in Unsaturated Soils*. 112(February). <https://doi.org/10.1007/3-540-69873-6>
- Vanapalli, S. K., Fredlund, D. G., Pufahl, D. E., & Clifton, A. W. (1996). Model for the prediction of shear strength with respect to soil suction. In *Canadian Geotechnical Journal* (Vol. 33, Issue 3, pp. 379–392). <https://doi.org/10.1139/t96-060>
- Vanapalli, S. K., & Mohamed, F. M. O. (2013). Bearing capacity and settlement of footings in unsaturated sands. *Int. J. GEOMATE*, 5(1), 595–604. <https://doi.org/10.1016/j.geotextmem.2003.12.002>
- Vanapalli, S., & Mohamed, F. (2007). Bearing capacity of model footings in unsaturated soils. *Experimental Unsaturated Soil Mechanics*, 1–11.
- Vesga, L., Caicedo, B., & Mesa, L. (2003). *Deep Cracking in " Sabana de Bogotá " Clay Agrietamiento Profundo en la Arcilla " Sabana de Bogotá " Deep Cracking in " Sabana de Bogotá " Clay Agrietamiento Profundo en la Arcilla " Sabana de Bogotá ."* Junio, 7.
- Wilson, G. W. (1990). *Soil Evaporative Fluxes for Geotechnical Engineering Problems*. 489.
- Wood. (2017). Geotechnical modelling. *Geotechnical Modelling*, April, 1–488. <https://doi.org/10.1201/9781315273556>
- Wood, D. (2004). *Geotechnical modelling* (Issue April). <https://doi.org/10.4324/9780203477977>