

Maestría en Ingeniería Civil

Modelación numérica de la consolidación de un suelo fino con variabilidad espacial de las propiedades del suelo creado físicamente en laboratorio

Holman Alberto Arias Camacho

Bogotá, D.C., 16 de Diciembre de 2019



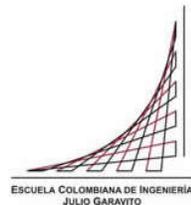
**Modelación numérica de la consolidación de un suelo fino con
variabilidad espacial de las propiedades del suelo creado
físicamente en laboratorio**

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

Lina Ximena Garzón Ávila

Director

Bogotá, D.C., 16 de Diciembre de 2019



La tesis de maestría titulada “Modelación numérica de la consolidación de un suelo fino con variabilidad espacial de las propiedades del suelo creado físicamente en laboratorio”, presentada por Holman Alberto Arias Camacho, cumple con los requisitos establecidos para optar al título de Magíster en Ingeniería Civil con énfasis en Geotecnia.

Director de la tesis

Lina Ximena Garzón Ávila

Jurado

Ricardo Salazar Ferro

Jurado

Sandra Ximena Campagnoli Martínez

Bogotá, D.C., 16 de Diciembre de 2019

Dedicatoria

A mis padres, hermanos y sobrinos que con su cariño y esfuerzo me elevaron en brazos de gigantes, permitiéndome ver el horizonte más allá de las montañas, los amaré por siempre, gracias.

Agradecimientos

A la ingeniera Lina Ximena Garzón por compartirme su experiencia, conocimientos y tiempo.

A la compañía IDICOL SAS por su apoyo técnico durante el desarrollo de este proyecto.

RESUMEN

Las propiedades del suelo utilizadas en el diseño geotécnico tienen muchas fuentes de incertidumbre, las cuales generan sobreestimaciones o subestimaciones del diseño. Las fuentes de incertidumbre se clasifican en aleatorias e inherentes y epistemológicas; las inherentes son propias de la naturaleza del suelo, estas no se pueden controlar; dentro de las epistemológicas se encuentran los errores de medición en campo, los métodos de transformación de la medición en campo a la propiedad de diseño, la incertidumbre estadística, etc; esta se puede reducir mediante adecuados procesos de control, obtención de una mayor cantidad de datos, mejores equipos, entre otros.

Como se dijo anteriormente, la fuente de incertidumbre proveniente de la variabilidad inherente de las propiedades del suelo no puede controlarse, por lo cual se hace necesario comprender la incidencia que tiene en el comportamiento de la masa de suelo. Para entender estos fenómenos, la combinación de técnicas de modelación numéricas y físicas resulta ser una herramienta poderosa que permite comprender y analizar el comportamiento del suelo a la respuesta esfuerzo-deformación.

Por tanto esta tesis buscó entender el comportamiento de un suelo con propiedades variables, haciendo un análisis numérico usando la técnica de elementos finitos mediante el software PLAXIS 2D y comparando los resultados con los obtenidos de la modelación física en centrifuga geotécnica de la tesis de doctorado de Garzón (2014). La investigación se centró en la evaluación de las deformaciones por efecto del proceso de consolidación, así como la evaluación de la resistencia al corte no drenada en cada uno de los modelos.

La tesis de Garzón (2014) propuso una nueva técnica de construcción de los modelos físicos (técnica discreta) como se indica a continuación: se creó un campo aleatorio en computador buscando representar la variabilidad mineralógica del suelo a través del límite líquido; en laboratorio se fabricaron ocho tipos de suelos homogéneos que tenían diferentes valores de límite líquido y luego se colocaron en un contenedor que tenía capas drenantes en la parte superior e inferior; el contenedor se fue llenando con los ocho suelos siguiendo la disposición del campo aleatorio. Construido el modelo, se sometió a una etapa de consolidación edométrica y una posterior etapa de consolidación en centrifuga, para crearle la historia de esfuerzos y así al final tener un modelo con resistencia al corte no drenada

variable. Se midió la resistencia al corte de manera indirecta mediante correlaciones con el contenido de humedad y de manera directa con penetrómetro de bola y veleta de corte.

Adicionalmente con el objetivo de verificar que no se presentaban fisuras entre las capas individuales de suelo construidas con la nueva técnica (discreta), se crearon seis modelos homogéneos, de los cuales tres se construyeron con la técnica continua (tradicional-capa única) y tres con la técnica discreta (múltiples capas), evidenciando a través de pruebas de tomografía axial computarizada que no se generaba este problema.

Teniendo como base los modelos de la tesis de Garzón (2014), de los cuales se contaba con toda la información, se realizó en esta tesis la modelación numérica de cuatro modelos homogéneos y dos heterogéneos simulando las dos técnicas de construcción: continua (capa única) y discreta (múltiples capas); los modelos constitutivos usados fueron Mohr-Coulomb y Cam Clay modificado. El objetivo de la investigación se centró en la evaluación de las deformaciones por efecto del proceso de consolidación, así como la evaluación de la resistencia al corte en cada uno de los modelos.

Como resultados de las modelaciones, las deformaciones por consolidación obtenidas en los modelos evaluados con modelo constitutivo Mohr-Coulomb fueron de 2,4 mm en el modelo homogéneo y de 3.3 mm en el modelo heterogéneo. En los modelos evaluados con Cam Clay modificado de 39.1 y 43.8 mm respectivamente.

Se realizaron mediciones de resistencia al corte no drenada en los modelos homogéneos y heterogéneos, en las cuales las simulaciones desarrolladas con el modelo constitutivo Mohr-Coulomb presentaban la mejor aproximación ya que las diferencias obtenidas entre los modelos físicos y numéricos para una confianza del 95% oscilaban entre 0,46 kPa y 1,47 kPa. En el caso de los modelos construidos con el modelo constitutivo Cam Clay modificado, para un intervalo de confianza del 95% la diferencia entre las mediciones físicas y numéricas oscilaba entre 6.54 KPa y 7.23 kPa.

Como resultado de la investigación se concluyó que en el caso de análisis de deformación resulta conveniente la utilización del modelo constitutivo Cam Clay modificado, mientras que para el caso de los análisis de resistencia al corte no drenada se recomienda el uso modelo Mohr-Coulomb.

TABLA DE CONTENIDO

	Pág.
INTRODUCCIÓN.....	16
1. OBJETIVOS.....	18
1.1 OBJETIVO GENERAL.....	18
1.2 OBJETIVOS ESPECIFICOS.....	18
2. MARCO TEÓRICO.....	19
2.1 VARIABILIDAD ESPACIAL.....	19
2.1.1 Modelación física de la variabilidad del suelo.	19
2.1.2 Coeficiente de variación de la variabilidad inherente del suelo.	21
2.2 FUENTES DE INCERTIDUMBRES.....	23
2.2.1 Errores de medición.	23
2.2.2 Incertidumbre estadística.	23
2.2.3 Incertidumbres de Transformación.	24
2.2.4 Propagación de Incertidumbre.	24
2.2.5 Variabilidad inherente.	25
2.3 TEORÍA DE CAMPOS ALEATORIOS.	26
2.4 MODELOS CONSTITUTIVOS.....	28
2.4.1 Modelo constitutivo de Mohr-Coulomb.	29
2.4.2 Modelo constitutivo Cam Clay modificado.	32
2.4.2.1 Línea Virgen de Consolidación y línea de Hinchazón.	34
2.4.2.2 Línea del estado crítico.	35
2.4.2.3 Superficie de fluencia.	36
2.4.2.4 Relación de sobreconsolidación y el estado inicial.	37
2.4.2.5 Propiedades elásticas.	37
2.4.2.6 Potencial plástico.	38
2.4.2.7 Ley de endurecimiento.	38
2.5 MÉTODO DE ELEMENTOS FINITOS.	38
2.6 PLAXIS 2D.....	39
2.6.1 Elementos.....	39
2.6.2 Dimensiones.	40
2.7 SIMULACIÓN NUMÉRICA DE ENSAYOS EN CENTRÍFUGA GEOTÉCNICA CON SUELOS HETEROGÉNEOS.....	41
2.7.1 Simulación numérica de ensayos en centrífuga geotécnica de suelos homogéneos y heterogéneos (Chakraborty y Popescu, 2011).....	41

2.7.2	Comportamiento de la heterogeneidad espacial de suelos blandos debido a la construcción de túneles poco profundos-Análisis trasversal-(Becerra, 2011).....	43
2.7.3	Modelación numérica de túneles poco profundos: asentamientos con variabilidad espacial-(Montaña, 2014).....	44
3.	MODELACIÓN FÍSICA DE LA HETEROGENEIDAD DEL SUELO.....	47
3.1	CONSTRUCCIÓN DEL MODELO FÍSICO.....	48
3.2	RESULTADOS DE LA MODELACIÓN FÍSICA.....	54
3.2.1	Deformaciones por consolidación.....	54
3.2.2	Resistencia al corte no drenada.....	55
4.	MODELACIÓN NUMÉRICA DE LA HETEROGENEIDAD DEL SUELO...	60
4.1	SECUENCIA DE MONTAJE DEL MODELO NUMÉRICO.....	60
4.2	DIAGRAMA METODOLÓGICO DEL PROCESO DE MODELACIÓN NUMÉRICA.	61
4.3	SECUENCIA DE MONTAJE DETALLADA	64
4.4	ANÁLISIS DE DEFORMACIONES.....	73
4.4.1	Modelo Homogéneo.....	73
4.4.2	Modelo Heterogéneo.....	78
4.5	RESISTENCIA AL CORTE NO DRENADA.....	82
4.5.1	Modelo Homogéneo.....	82
4.5.2	Modelo Heterogéneo.	84
4.5.3	Análisis estadístico de los modelos de estudio.....	86
	CONCLUSIONES.....	93
	RECOMENDACIONES.....	95
	BIBLIOGRAFÍA.....	96

ÍNDICE DE TABLAS

	Pág.
Tabla 1. Propiedades de los suelos homogéneos. Fuente (Garzón, 2014).....	49
Tabla 2. Resultados de deformación vertical modelos homogéneos. Fuente (Garzón, 2014).	54
Tabla 3. Resultados de deformación vertical modelos heterogéneos. Fuente (Garzón, 2014).	55
Tabla 4. Campo aleatorio de la resistencia al corte no drenada- Modelo físico homogéneo-Técnica de construcción continua-Técnica de medición indirecta propuesta por Garzón. Fuente (Garzón, 2014).....	56
Tabla 5. Resultados estadísticos- Modelo físico homogéneo-Técnica de construcción continua-Técnica de medición indirecta propuesta por Garzón. Fuente (Garzón, 2014).....	56
Tabla 6. Campo aleatorio de la resistencia al corte no drenada- Modelo físico homogéneo-Técnica de construcción continua-Técnica de medición directa - Penetrómetro de bola. Fuente (Garzón, 2014).....	56
Tabla 7. Resultados estadísticos- Modelo físico homogéneo-Técnica de construcción continua- técnica de medición directa- Penetrómetro de Bola. Fuente (Garzón, 2014).....	56
Tabla 8. Campo aleatorio de la resistencia al corte no drenada-modelo físico homogéneo-Técnica de construcción discreta- Técnica de medición indirecta propuesta por Garzón. Fuente (Garzón, 2014).....	57
Tabla 9. Resultados estadísticos modelo físico homogéneo-Técnica de construcción discreta- Técnica de medición indirecta propuesta por Garzón. Fuente. Fuente (Garzón, 2014).....	57
Tabla 10. Campo aleatorio de la resistencia al corte no drenada- modelo físico homogéneo-Técnica de construcción discreta - Técnica de medición directa- Penetrómetro de bola. Fuente (Garzón, 2014).....	57
Tabla 11. Resultados estadísticos modelo físico homogéneo-Técnica de construcción discreta - Técnica de medición directa-Penetrómetro de bola. Fuente (Garzón, 2014).....	58
Tabla 12. Campo aleatorio de la resistencia al corte no drenada-modelo físico heterogéneo-Técnica de construcción discreta-Técnica de medición indirecta propuesta por Garzón. Fuente (Garzón, 2014).....	58
Tabla 13. Resultados estadísticos modelo físico heterogéneo-Técnica de construcción discreta-Técnica de medición indirecta propuesta por Garzón. Fuente (Garzón, 2014).....	58
Tabla 14. Campo aleatorio de la resistencia al corte no drenada-modelo físico heterogéneo-Técnica de construcción discreta-técnica de medición directa - Penetrómetro de bola. Fuente (Garzón, 2014).....	59

Tabla 15. Resultados estadísticos modelo físico heterogéneo-Técnica de construcción discreta - técnica de medición directa - Penetrómetro de bola. Fuente (Garzón, 2014).....	59
Tabla 16. Propiedades modelo homogéneo-Técnica de construcción continua-Modelo constitutivo Mohr-Coulomb. Fuente El autor.....	73
Tabla 17. Propiedades modelo homogéneo-Técnica de construcción continua-Modelo constitutivo Cam Clay modificado. Fuente El autor.....	75
Tabla 18. Resultados de deformación vertical en modelos homogéneos construidos con: a) Técnica continua; b) Técnica Discreta. Fuente El autor.....	78
Tabla 19. Propiedades modelo Heterogéneo - Modelo constitutivo Mohr-Coulomb. Fuente El autor.....	79
Tabla 20. Propiedades modelo Heterogéneo- Modelo constitutivo Cam Clay modificado. Fuente El autor.....	80
Tabla 21. Resultados comparativos de los modelos físicos y numéricos heterogéneos. Fuente El autor.....	82
Tabla 22. Campo aleatorio de resistencia al corte no drenada- Modelo homogéneo-Modelo constitutivo Mohr-Coulomb – Técnica de construcción discreta.....	83
Tabla 23. Campo aleatorio de resistencia al corte no drenada -Modelo homogéneo-Modelo constitutivo Cam Clay modificado – Técnica de construcción discreta. Fuente El autor.....	84
Tabla 24. Campo aleatorio de resistencia al corte no drenada -Modelo heterogéneo-Modelo constitutivo Mohr Coulomb – Técnica de construcción discreta. Fuente El autor.....	85
Tabla 25. Campo aleatorio de resistencia al corte no drenada -Modelo heterogéneo-Modelo constitutivo Cam Clay modificado – Técnica de construcción discreta. Fuente El autor.....	86
Tabla 26. Datos estadísticos-Resistencia al corte no drenada. Modelos homogéneos y heterogéneos. Fuente El autor.....	87
Tabla 27. Intervalo de confianza de la resistencia al corte no drenada entre el Modelo homogéneo medido indirectamente y el Modelo numérico evaluado con modelo constitutivo Mohr-Coulomb. Fuente El autor.....	88
Tabla 28. Intervalo de confianza de la resistencia al corte no drenada entre el Modelo homogéneo medido indirectamente y el Modelo numérico evaluado con modelo constitutivo Cam Clay modificado. Fuente El autor.....	89
Tabla 29. Intervalo de confianza de la resistencia al corte no drenada entre el Modelo homogéneo medido directamente y el Modelo numérico evaluado con modelo constitutivo Mohr-Coulomb. Fuente El autor.....	89
Tabla 30. Intervalo de confianza de la resistencia al corte no drenada entre el Modelo homogéneo medido directamente y el Modelo numérico evaluado con modelo constitutivo Cam Clay modificado. Fuente El autor.....	90

Tabla 31. Intervalo de confianza de la resistencia al corte no drenada entre el Modelo heterogéneo medido indirectamente y el Modelo numérico evaluado con modelo constitutivo Mohr-Coulomb. Fuente El autor.....	90
Tabla 32. Intervalo de confianza de la resistencia al corte no drenada entre el Modelo heterogéneo medido indirectamente y el Modelo numérico evaluado con modelo constitutivo Cam Clay modificado. Fuente El autor.....	91
Tabla 33. Intervalo de confianza de la resistencia al corte no drenada entre el Modelo heterogéneo medido directamente y el Modelo numérico evaluado con modelo constitutivo Mohr-Coulomb. Fuente El autor.....	92
Tabla 34. Intervalo de confianza de la resistencia al corte no drenada entre el Modelo heterogéneo medido directamente y el Modelo numérico evaluado con modelo constitutivo Cam Clay modificado. Fuente El autor.....	92

ÍNDICE DE FIGURAS

	Pág.
Figura 1. Variabilidad inherente del suelo. Fuente (Phoon y Kulhawy, 1999a).....	19
Figura 2. Estimación de la escala vertical de fluctuación. Fuente (Spry, Kulhawy, y Grigoriu, 1988).....	21
Figura 3. Incertidumbres en la estimación de las propiedades del suelo. Fuente (Phoon y Kulhawy, 1999a).....	25
Figura 4. a) Respuesta experimental de un suelo en un ensayo triaxial. b) Formulación básica del modelo elastoplástico Mohr-Coulomb. Fuente (Nieto et al., 2009).....	29
Figura 5. Superficie de fluencia del modelo Mohr-Coulomb Espacio 3D. Fuente Rocscience.....	31
Figura 6. Superficie de Fluencia del modelo Cam-Clay modificado espacio p'-q. Fuente (Camacho et al., 2004).....	33
Figura 7. Comportamiento típico de arcillas en pruebas de consolidación. Fuente Rocscience.....	35
Figura 8. Superficie de fluencia modelo constitutivo Cam Clay modificado y línea del estado crítico. Fuente Rocscience.....	35
Figura 9. Superficie de fluencia modelo Cam Clay modificado en el espacio 3D. Fuente Rocscience.....	36
Figura 10. Superficie de estado límite. Fuente Rocscience.....	37
Figura 11. Sistema de análisis elementos finitos. Fuente (Otero, 2006).....	39
Figura 12. Ejemplo de un problema de deformación plana y de uno axisimétrico. Fuente (PLAXIS, 2004).....	40
Figura 13. Posición de los nodos y los puntos de tensión en elementos de suelo. Fuente (PLAXIS, 2004).....	40
Figura 14. Simulación numérica de pruebas de centrífuga en suelo homogéneo (Superior) y heterogéneo (inferior). Fuente (Chakraborty y Popescu, 2011).....	42
Figura 15. Simulación de excavación de túnel poco profundo en suelo heterogéneo construido con campos aleatorios: a) Falla del modelo físico; b) falla del modelo numérico. Fuente (Becerra 2011).....	44
Figura 16. Modelo heterogéneo Túnel poco Profundo. Fuente (Montaña, 2014)...	45
Figura 17. Ejemplo de preparación de mezclas de suelo en laboratorio. Fuente (Garzón, 2010).....	48
Figura 18. Construcción de los modelos físicos. a) Técnica de construcción continua. b) Técnica de construcción discreta. Fuente (Garzón, 2010).....	50
Figura 19. Consolidómetro neumático utilizado para etapa de consolidación edométrica. Fuente (Garzón, 2010).....	51
Figura 20. Modelo instrumentado e instalado en la centrífuga. Fuente (Garzón, 2014).....	51

Figura 21. a) Campo aleatorio generado b) Modelo heterogéneo construido. Fuente (Garzón, 2014).....	53
Figura 22. Metodología de calibración de la modelación numérica. Fuente El autor.....	64
Figura 23. Condiciones generales del modelo. Fuente El autor.....	65
Figura 24. Creación de la geometría del modelo. Fuente El autor.	66
Figura 25. Configuración del modelo constitutivo del suelo y configuración de los parámetros del modelo. Fuente El autor.	67
Figura 26. Configuración de los parámetros del modelo constitutivo del suelo. Fuente el autor.....	67
Figura 27. Vista general del modelo generado. Fuente el autor.	68
Figura 28. Generación de la malla de elementos finitos. Fuente El autor.	69
Figura 29. Generación de las condiciones de flujo y límites de flujo lateral. Fuente el Autor.	69
Figura 30. Generación de la condición inicial de esfuerzos. Fuente El autor.	69
Figura 31. Generación de las condiciones de carga definidas para el modelo. Fuente El autor.	70
Figura 32. Configuración de cargas estáticas. Fuente El autor.	71
Figura 33. Aplicación de la carga gravitacional. Fuente El autor.	71
Figura 34. Proceso de cálculo. Fuente El autor.	72
Figura 35. Presentación gráfica de resultados de esfuerzos y deformaciones. Fuente El autor.	72
Figura 36. Determinación del esfuerzo cortante. Fuente El autor.	73
Figura 37. Deformación vertical modelo homogéneo-Modelo constitutivo Mohr-Coulomb – Técnica de construcción continua. Fuente El autor.....	74
Figura 38. Deformación vertical modelo homogéneo-Modelo constitutivo Mohr-Coulomb – Técnica de construcción discreta. Fuente El autor.....	75
Figura 39. Deformación vertical modelo homogéneo-Modelo constitutivo Cam Clay modificado – Técnica de construcción continua. Fuente El autor.....	76
Figura 40. Deformación vertical modelo homogéneo-Modelo constitutivo Cam Clay modificado –Técnica de construcción discreta. Fuente El autor.....	77
Figura 41. Deformación vertical modelo heterogéneo-Modelo constitutivo Mohr Coulomb –Técnica de construcción discreta. Fuente El autor.....	80
Figura 42. Deformación vertical modelo heterogéneo-Modelo constitutivo Cam Clay modificado–Técnica de construcción discreta. Fuente El autor.....	81
Figura 43. Mapa de valores de resistencia al corte no drenada modelo homogéneo-Modelo constitutivo Mohr Coulomb – Técnica de construcción discreta. Fuente El autor.	83
Figura 44. Mapa de valores de resistencia al corte modelo homogéneo-Modelo constitutivo Cam Clay modificado – Técnica de construcción discreta. Fuente El autor.	84

Figura 45. Mapa de valores de resistencia al corte modelo heterogéneo-Modelo constitutivo Mohr Coulomb – Técnica de construcción discreta. Fuente El autor....	85
Figura 46. Mapa de valores de resistencia al corte modelo heterogéneo-Modelo constitutivo Cam Clay modificado– Técnica de construcción discreta. Fuente El autor.	86

INTRODUCCIÓN

La instalación de un sistema de cimentación sobre un estrato de suelo compresible genera incrementos de esfuerzos, que a la vez inducen incrementos en la presión de poros, la cual se disipa con el tiempo generando deformaciones categorizadas como: asentamientos de tipo elástico y asentamientos por consolidación. Sin embargo durante los procesos de análisis de la respuesta del suelo ante las sollicitaciones externas, suele considerarse la masa de suelo como homogénea, dada la complejidad de evaluar el comportamiento teniendo en cuenta el efecto de la variabilidad espacial de las propiedades del suelo.

Por otro lado la combinación de las técnicas de modelación física y numérica, es una herramienta poderosa para analizar y entender el comportamiento de los suelos ante problemas complejos. En la literatura se encuentran investigaciones que han utilizado esta combinación de técnicas, para tener resultados confiables en búsqueda de soluciones optimizadas; dentro de estas investigaciones se encuentran: Chakraborty y Popescu (2011), quienes analizaron el problema de licuefacción en arenas a causa de los excesos de presión de poros en depósitos de suelos no cohesivos heterogéneos, mediante simulación física en centrífuga geotécnica de un modelo homogéneo y un modelo heterogéneo; además modelaron numéricamente los modelos físicos a través del software de elementos finitos DYNAFLOW. La conclusión general de la investigación indica que se genera mayor exceso de presión de poros en suelos heterogéneos que en suelos homogéneos, incluso cuando la densidad relativa del modelo heterogéneo es mayor que la del modelo homogéneo.

Becerra (2011) realizó una investigación en la cual evaluó el efecto de la variabilidad espacial de las propiedades del suelo en el asentamiento superficial a causa de la construcción de un túnel poco profundo en un suelo fino, mediante la elaboración de modelos físicos en centrífuga geotécnica y modelos numéricos usando PLAXIS 2D, concluyendo que la variabilidad del suelo incide desfavorablemente, presentando un mayor asentamiento superficial y una menor presión de inflado al simular la construcción del túnel, lo cual permite el desarrollo de fallas debido a la aplicación de menores esfuerzos en suelos heterogéneos.

De igual forma Montaña (2014) evaluó el efecto de la variabilidad espacial del suelo en el asentamiento longitudinal superficial debido a la construcción de un túnel poco profundo mediante el software CESAR-LCPC, el cual es un método de elementos finitos; los resultados de la modelación fueron comparados con los resultados de modelos físicos a escala reducida, concluyendo que en túneles poco profundos se generan asentamientos en la superficie cuando se incluye variabilidad espacial de las propiedades del suelo en el modelo, pero su magnitud depende de la zona de excavación sin revestimiento.

En esta investigación se modeló numéricamente en el software PLAXIS 2D el proceso de construcción de suelos finos homogéneos y heterogéneos, siguiendo el procedimiento constructivo utilizado en la modelación física por Garzón (2014); los modelos constitutivos utilizados fueron Mohr-Coulomb y Cam Clay modificado. El objetivo de la investigación se centró en la evaluación de las deformaciones por efecto del proceso de consolidación, así como la evaluación de la resistencia al corte en cada uno de los modelos.

En la primera etapa se realizó la construcción y análisis de cuatro modelos homogéneos de acuerdo con las características de los modelos físicos evaluados por Garzón (2014) y posteriormente, en una segunda etapa se estudiaron dos modelos heterogéneos. En estos análisis se determinaron las deformaciones por consolidación, las cuales tiene una buena aproximación a los asentamientos medidos en los modelos físicos mediante el uso del modelo constitutivo Cam Clay modificado. De modo similar, al realizar determinaciones de la resistencia a la corte no drenada, se evidencio que el comportamiento más aproximado se obtuvo mediante el uso del modelo constitutivo Mohr-Coulomb.

En resumen, la investigación busca dar un aporte sobre los análisis de la variabilidad espacial de las propiedades del suelo y su incidencia en la resistencia al corte no drenada y el comportamiento a deformación, de modo que el efecto de la variabilidad de las propiedades del suelo pueda considerarse, tenido como base procesos experimentales de calibración como los que se desarrollaron en el presente trabajo de investigación.

1. OBJETIVOS

1.1 OBJETIVO GENERAL

Realizar la modelación numérica en el software Plaxis 2D del proceso de construcción de un suelo (consolidación) con variabilidad espacial del límite líquido y comprar sus resultados con los valores medidos en los modelos físicos de la tesis de Garzón (2014).

1.2 OBJETIVOS ESPECIFICOS

- Realizar el montaje de cuatro modelos homogéneos construidos con la técnica de construcción continua (capa única) y la nueva técnica de construcción discreta (celdas).
- Realizar el montaje de dos modelos heterogéneos construidos con ocho tipos de suelos homogéneos.
- Medir las deformaciones producto del proceso de construcción (consolidación) de los modelos homogéneos y heterogéneos y comparar los resultados con los modelos físicos.
- Evaluar la incidencia de la técnica constructiva usada en la magnitud de los asentamientos medidos en los modelos homogéneos.
- Medir la resistencia al corte no drenada en los modelos homogéneos y heterogéneos y comparar los resultados con los modelos físicos.

2. MARCO TEÓRICO

2.1 VARIABILIDAD ESPACIAL

Las propiedades del suelo varían espacialmente debido a la influencia de factores geológicos, ambientales y físico-químicos, los cuales continuamente modifican sus propiedades físicas y mecánicas. La variabilidad intrínseca de las propiedades del suelo origina incertidumbres, que se ven reflejadas durante los procesos de diseño geotécnico, generando incidencia directa en la estabilidad de las estructuras geotécnicas.

2.1.1 Modelación física de la variabilidad del suelo.

Las propiedades del suelo varían tanto verticalmente como horizontalmente. En la Figura 1 se puede observar como esta variación puede ser descompuesta en una función de tendencia $t(z)$ y una componente de fluctuación $w(z)$ como se muestra en la Ecuación 1 (Phoon y Kulhawy, 1999a).

$$\varepsilon(z) = t(z) + w(z) \quad \text{Ecuación 1}$$

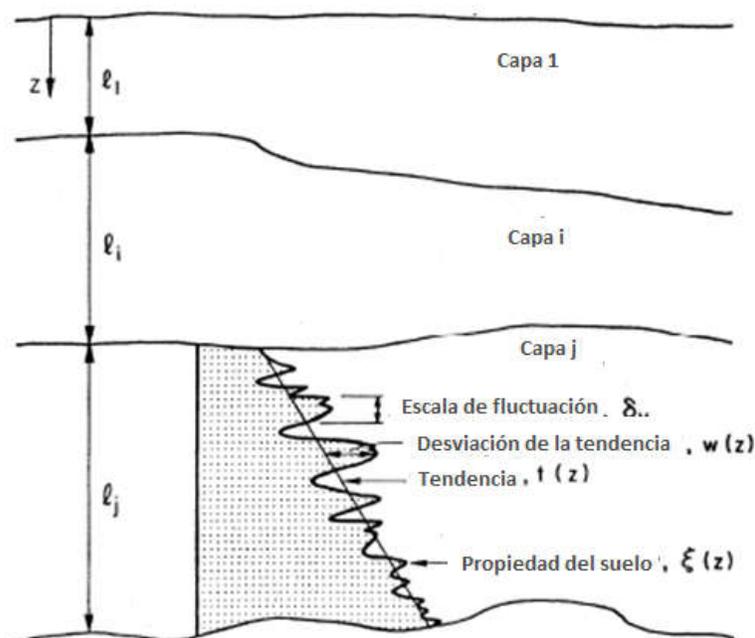


Figura 1. Variabilidad inherente del suelo. Fuente (Phoon y Kulhawy, 1999a)

En la cual ξ , es la propiedad del suelo in situ y z es la profundidad. La componente de fluctuación definida en la Ecuación 1 representa la variabilidad inherente del suelo. La función $w(z)$ se considera que puede ser estadísticamente homogénea si:

- La medida de la varianza no cambia con la profundidad.
- La correlación entre las desviaciones a dos profundidades diferentes, es función sólo de su distancia de separación, en lugar de sus posiciones absolutas.

Adicionalmente las fluctuaciones de la o las propiedades del suelo analizadas pueden llegar a ser aproximadamente uniformes para satisfacer la varianza y las condiciones de correlación dadas. Usualmente si los datos extraídos corresponden a estratos homogéneos, las propiedades definidas en el perfil serán uniformes (Phoon y Kulhawy, 1999a).

La variabilidad de las propiedades del suelo puede ser caracterizada mediante el cálculo de tres parámetros como son: la desviación estándar, el coeficiente de variación y la escala de fluctuación. Como indica Phoon y Kulhawy (1999^a), en grupos de datos que satisfacen las condiciones anteriormente descritas, la variabilidad inherente del suelo puede ser evaluada mediante el cálculo de la desviación estándar (σ) acorde a la Ecuación 2.

$$\sigma = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n [w(z_i)]^2} \quad \text{Ecuación 2}$$

En la cual n es el número de datos puntuales y $w(z_i)$ es la fluctuación a la profundidad z_i .

Una representación adicional más útil de la variabilidad inherente se da mediante la normalización de σ con respecto a la tendencia media de propiedad del suelo (μ), como se muestra en la Ecuación 3.

$$COV_w = \frac{\sigma}{\mu} \quad \text{Ecuación 3}$$

En la cual COV_w es el coeficiente de variación de la variabilidad inherente. Otro parámetro estadístico que es necesario para describir la variabilidad inherente, es la distancia de correlación o la escala de fluctuación, la cual provee una indicación de la distancia con la

cual los valores de las propiedades muestran una fuerte correlación. Un sencillo método aproximado para determinar la escala de fluctuación es dado por Vanmarcke (1977) así:

$$\delta v = 0.8d \quad \text{Ecuación 4}$$

Donde δv es la escala vertical de fluctuación y d es la distancia promedio entre la intersección de las propiedades de fluctuación y la función de tendencia como se muestra en la Figura 2.

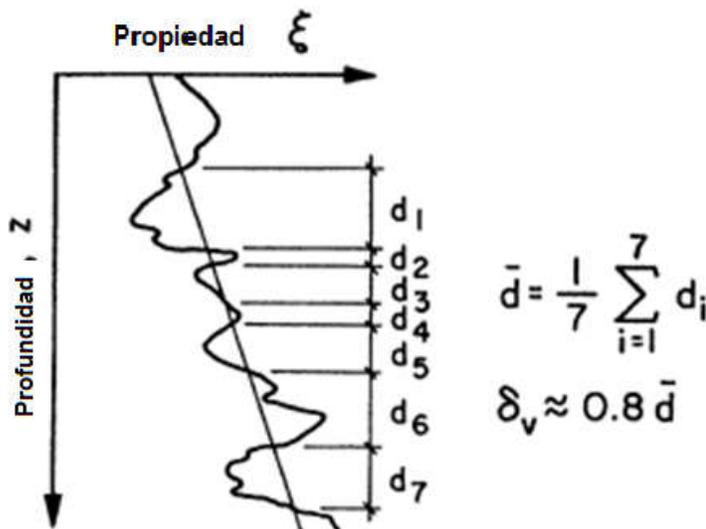


Figura 2. Estimación de la escala vertical de fluctuación. Fuente (Spry, Kulhawy, y Grigoriu, 1988).

2.1.2 Coeficiente de variación de la variabilidad inherente del suelo.

Los coeficientes de variación (COV) usualmente encontrados en la literatura geotécnica están basados en un análisis de variabilidad total. Entonces los COV del suelo pueden ser sobreestimados debido a cuatro potenciales problemas:

- **Datos de suelos de diferentes unidades geológicas mezclados.** Usualmente durante los procesos exploratorios, la toma de datos o muestras se realiza en diferentes estratos, sin embargo no suelen diferenciarse las unidades geológicas en las cuales fue tomada esta información; esto generará que durante los procesos de análisis, esta incertidumbre no sea tenida en cuenta (Phoon y Kulhawy, 1999a). Una

de las maneras para solucionar este problema durante el proceso de análisis, es garantizar que las muestras se encuentran dentro de la misma unidad de suelo evaluada, de manera que al realizar los procesos de análisis estadísticos, este factor de desviación se corrija previamente; en los casos en los cuales no ha sido llevado a cabo un estricto control documental, se hace necesario asumir que las muestras fueron tomadas dentro de una misma unidad de suelo e incorporar esta incertidumbre al modelo.

- **Equipos y procedimientos con control deficiente.** Durante la exploración en campo, un detallado control documental permite identificar los posibles errores que durante las actividades no son controlados por operador y equipo, sin embargo es razonable indicar que si el equipo y los procedimientos son de buena calidad, las desviaciones que puedan presentarse durante la ejecución de las mediciones pueden ser asumidas como de menor incidencia (Phoon y Kulhawy, 1999a).
- **Tendencias determinísticas no eliminadas.** La ejecución de incompletas campañas de exploración con toma de datos insuficientes, pueden generar aparentes tendencias durante el análisis de la información, las cuales no representan el verdadero comportamiento de la variabilidad de las propiedades del suelo. Por esta razón es necesario realizar un adecuado tratamiento estadístico de dichas tendencias, de manera que sean removidas y el resultado del análisis estadístico sea representativo de la variabilidad de la unidad de suelo estudiada.
- **Datos tomados en largos periodos de tiempo.** Las actividades de muestreo durante un proyecto o investigación pueden ser ejecutadas en un periodo de tiempo determinado; en los casos en los cuales los lapsos de tiempo son menores a semanas, la incertidumbre asociada al tiempo de muestreo tiende a ser baja, sin embargo cuando los periodos de tiempo en los cuales se realizan los muestreos y análisis son prolongados, pueden suscitarse cambios en la masa de suelo analizada, lo cual puede inducir una variación significativa en las características evaluadas del material (McCormack y Wilding, 1979).

2.2 FUENTES DE INCERTIDUMBRE

La confiabilidad de los diseños geotécnicos suele verse influenciada por diferentes fuentes de incertidumbre, dentro de las que se encuentran: errores de medición, incertidumbre estadística, incertidumbres de transformación y propagación de la incertidumbre; en las siguientes secciones se describen cada una de estas.

2.2.1 Errores de medición.

Durante las pruebas en laboratorio y los ensayos de campo, suelen ocurrir errores en los procesos de medición. Este tipo de errores puede provenir de fuentes como:

- Equipo: debido a fallas en su calibración, inexactitud en la escala de medición, afectaciones propias del sistema, entre otras.
- Errores aleatorios: los cuales no son producto ni de las condiciones del equipo, ni de la variabilidad inherente del suelo.

Kulhawy y Trautmann (1996) resumieron los errores de medición de varios ensayos in situ (SPT, CPT, PMT y VST) y estimaron los errores de medición totales de estos ensayos. Los errores de medición totales de SPT, CPT, PMT y VST oscilan entre el 15% y el 45%, entre el 5% y el 25%, entre el 10% y el 25% y entre el 10% y el 20%, respectivamente. Es evidente que la variabilidad tiene un elevado grado de incidencia producto de los errores de medición, los cuales presentan una influencia significativa en el resultado obtenido, sin embargo fuentes de incertidumbre como los equipos pueden ser controladas disminuyendo su incidencia en el error total de la medición.

2.2.2 Incertidumbre estadística.

Durante las actividades de caracterización y evaluación de una zona de estudio, usualmente se cuenta con presupuestos limitados, restringiendo las actividades de toma de información requeridas para ejecutar análisis estadísticos de las propiedades y parámetros de una masa de suelo. Por tanto la incertidumbre estadística surge de la insuficiencia de los datos de observación y se incluyen comúnmente dentro de los errores de medición (Phoon y Kulhawy, 1996). En la medida que se cuenta con información completa, con un

elevado número de datos, la incertidumbre disminuye y se clasifica como incertidumbre epistémica.

2.2.3 Incertidumbres de Transformación.

Durante los procesos de diseño es necesario contar con parámetros y propiedades de la masa de suelo que está siendo estudiada, por lo cual se realizan mediciones in situ así como pruebas de laboratorio, las cuales permiten contar con parámetros de referencia. Estos parámetros son obtenidos mediante modelos de transformación y correlaciones empíricas y teóricas.

Una correlación es el resultado de un grupo de mediciones que cuentan con una dispersión determinada, lo cual en una primera instancia afirma la existencia de una incertidumbre al hacer uso de dicho modelo; de manera similar en el caso de las correlaciones teóricas, suelen realizarse ajustes con el objetivo de idealizar las condiciones, lo cual puede no corresponder a la realidad cuando se aplica el modelo y se contrastan los resultados.

Las incertidumbres asociadas con el modelo de transformación se denominan colectivamente “incertidumbre de transformación” ϵ . La incertidumbre de transformación puede ser modelada como una variable aleatoria con una media de cero y la desviación estándar de $\sigma\epsilon$ que indica la magnitud de la incertidumbre en el modelo de transformación correspondiente (Phoon y Kulhawy, 1999b), sin embargo esta incertidumbre puede verse reducida en la medida que se cuenta con información de calidad que permita hacer los ajustes correspondientes, así como disminuir las desviaciones.

2.2.4 Propagación de Incertidumbre.

La variabilidad inherente y diversas incertidumbres epistémicas (incluyendo errores de medición, incertidumbre estadística e incertidumbre de transformación) surgen durante la caracterización del sitio y se incorporan en las propiedades de diseño estimadas, como se muestra en la Figura 3. Cuando las incertidumbres epistémicas son grandes, la variabilidad total de las propiedades estimadas del suelo de diseño es grande. Esto generalmente conduce a diseños conservadores por enfoques de diseño basados en confiabilidad (Phoon, Kulhawy y Grigoriu, 1995).

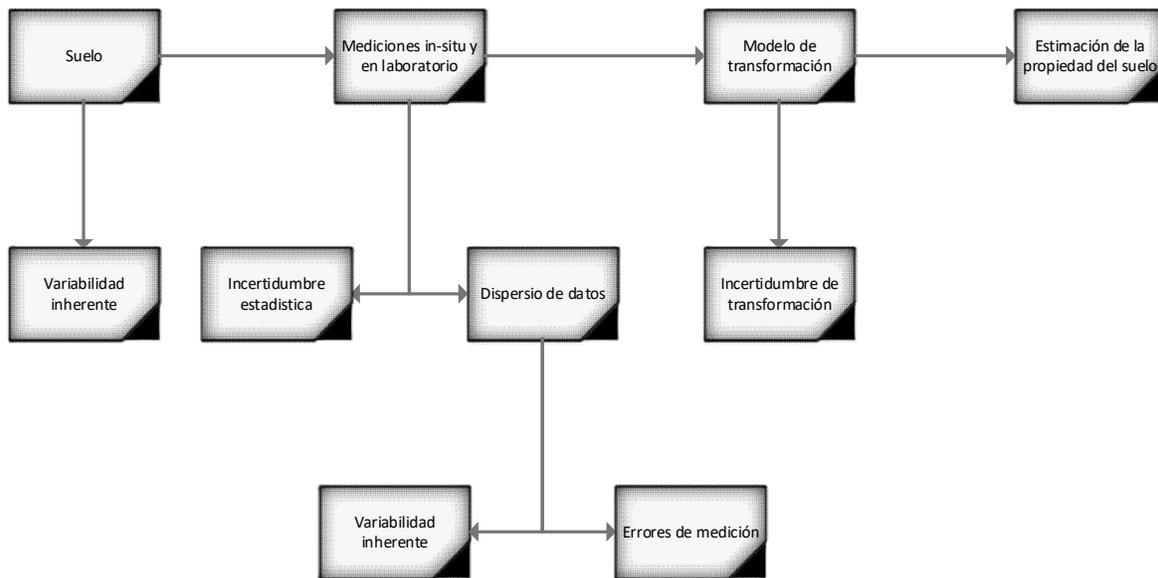


Figura 3. Incertidumbres en la estimación de las propiedades del suelo. Fuente (Phoon y Kulhawy, 1999a).

A medida que el conocimiento mejora, se reducen las incertidumbres epistémicas y decrece la variabilidad total de las propiedades del suelo del diseño. Pese a ello la incertidumbre propia de la carencia de conocimiento no contribuye a la comprensión del comportamiento de una estructura geotécnica.

Para entender probabilísticamente la respuesta real de las estructuras geotécnicas, es significativo caracterizar la variabilidad inherente de las propiedades del suelo de diseño. Sin embargo, es rara la investigación que aborda directa y explícitamente la variabilidad inherente de las propiedades del suelo de diseño utilizando la teoría de probabilidades.

2.2.5 Variabilidad inherente.

Las propiedades de los suelos varían espacialmente debido a factores naturales como: el clima, los organismos, el relieve, la geología, el tiempo, entre otros; esto conlleva a que los materiales presenten variaciones únicas de sus propiedades de acuerdo con la ubicación espacial dentro de la masa de suelo. Esta variabilidad no puede verse reducida en la medida que se mejora el conocimiento, por lo cual suele denominarse como incertidumbre aleatoria.

Las propiedades del suelo varían inherentemente de una ubicación a otra en ambas direcciones: horizontal y vertical; sin embargo una propiedad del suelo a la misma

elevación, durante el proceso de análisis es frecuentemente simplificada y representada por una única variable (es decir, completamente correlacionada a lo largo de la dirección horizontal). Esta simplificación suele considerarse razonable hasta cierto punto, puesto que los suelos a la misma elevación pasaron por procesos geológicos similares, por lo tanto los valores de una propiedad del suelo en lugares diferentes, pero con la misma elevación, son algo cercanos entre sí y la correlación de la propiedad del suelo en la dirección horizontal es mucho más fuerte que en la dirección vertical (Phoon y Kulhawy, 1996).

2.3 TEORÍA DE CAMPOS ALEATORIOS.

Vanmarcke (1983) desarrolló la teoría del campo aleatorio para caracterizar la variabilidad espacial de los materiales geotécnicos, por medio de la cual la correlación de una propiedad del suelo en diferentes lugares (es decir, la autocorrelación) se tiene en cuenta racionalmente. En el contexto de la teoría de campos aleatorios, una propiedad del suelo dentro de una capa de suelo estadísticamente homogénea se describe mediante una serie de variables aleatorias con la misma media y desviación estándar, y la autocorrelación entre estas variables aleatorias depende de la longitud de correlación, también llamada "Escala de fluctuación" (Vanmarcke, 1983).

La longitud de correlación es una distancia de separación, dentro de la cual la propiedad del suelo muestra una correlación relativamente fuerte de punto a punto; en el dominio espacial, una propiedad del suelo que se distribuye normalmente se puede escribir de acuerdo con la Ecuación 5 (Griffiths y Fenton , 2001).

$$x(D) = \mu l + \sigma L^T Z \quad \text{Ecuación 5}$$

En la que $x(D)$ es un vector de la propiedad del suelo de interés a diferentes profundidades nD ; D es un vector de profundidad; μ y σ son, respectivamente, la media y la desviación estándar de la propiedad del suelo, que son espacialmente constantes; Z es un vector gaussiano estándar con componentes nD ; y L es un nD para una matriz triangular superior obtenida por descomposición de Cholesky de la matriz de correlación R que satisface la Ecuación 6.

$$R = L^T L \quad \text{Ecuación 6}$$

Para una estructura de correlación determinada (o función de correlación), un campo aleatorio está determinado únicamente por la media, la desviación estándar y la longitud de correlación. La aplicación de la teoría de campos aleatorios para describir o modelar la variabilidad espacial inherente de las propiedades del suelo implica dos cuestiones importantes: la homogeneidad estadística y la función de correlación.

El concepto de campo aleatorio $V(X, \theta)$ permite representar la variabilidad espacial de las propiedades del medio analizado. La propiedad de interés en cada punto X del medio estudiado se considera como una variable aleatoria (función del resultado del experimento, θ). Un campo se define por medio de su valor esperado $E[V(X, \theta)]$, su varianza $Var[V(X, \theta)]$ y su función de autocovarianza $CV(X_1, X_2)$ que describe la correlación espacial entre las distintas variables locales. Los parámetros y funciones que definen un campo son las indicadas de la Ecuación 7 a la Ecuación 12.

- Valor esperado.

$$\mu_v(X, \theta) = E\{V(X, \theta)\} \quad \text{Ecuación 7}$$

- Varianza.

$$\sigma_v^2(X, \theta) = Var[V(X, \theta)] \quad \text{Ecuación 8}$$

- Desviación estándar.

$$\sigma_v(X, \theta) = \sqrt{\sigma_v^2(V(X))} \quad \text{Ecuación 9}$$

- Coeficiente de variación.

$$CV = \sigma_v / E\{V(X, \theta)\} \quad \text{Ecuación 10}$$

- Función de autocovarianza.

$$C_v(X_1, X_2) = E\{[V(X_1) - \mu_v(X_1)][V(X_2) - \mu_v(X_2)]\} \quad \text{Ecuación 11}$$

- Función de autocovarianza normalizada.

$$\rho_V(X_1, X_2) = C_V(X_1, X_2) / \sigma_V(X_1)\sigma_V(X_2) \text{ Ecuación 12}$$

Los parámetros (valor esperado, varianza, etc.) que definen el campo aleatorio de las propiedades del material, dependerán de la cantidad de mediciones disponibles. Si los parámetros se pueden conocer directamente a partir de mediciones, el campo es de tipo condicional; sin embargo, en ocasiones los datos son muy limitados, entonces conviene definir un campo aleatorio a partir de la experiencia obtenida en sitios con características similares.

2.4 MODELOS CONSTITUTIVOS

Wulfsohn, Adams y Fredlund (1998) indican que para modelar el comportamiento de un material es necesario contar con un sistema numérico que relacione los esfuerzos y las deformaciones; este sistema numérico es conocido como “modelo constitutivo”.

Los modelos constitutivos del suelo se pueden clasificar como:

- Modelos lineales o no lineales.
- Modelos elásticos, plásticos y elastoplásticos.
- Modelos estáticos o dinámicos (reológicos).

Características generales de los modelos elastoplásticos

Wulfsohn, et al. (1998) definen las características de la relación esfuerzo-deformación para un material elastoplástico sometido a condiciones generales de carga como se describen a continuación:

- La deformación recuperable del suelo describe un comportamiento elástico.
- Cuenta con una superficie de fluencia y una ley de endurecimiento que define su comportamiento de expansión o contracción.
- La extensión relativa de la deformación plástica incrementa cuando el material está fluyendo y está definida por una superficie de potencial plástico en el espacio de esfuerzos.

- La relación del incremento de deformación plástica y el incremento de esfuerzos está dada por una regla de flujo.

2.4.1 Modelo constitutivo Mohr-Coulomb.

El modelo constitutivo Mohr-Coulomb es considerado una aproximación de primer orden al comportamiento no lineal del suelo. Se trata de un modelo desarrollado a partir de la ley de Hooke y la forma generalizada del criterio de falla Mohr-Coulomb (Nieto, Camacho y Ruiz, 2009). Este modelo tiene la capacidad de reproducir el comportamiento de suelos granulares sueltos o finos normalmente consolidados, sin embargo una de sus limitantes radica en que no representa el comportamiento elastoplástico progresivo como se muestra en la Figura 4.

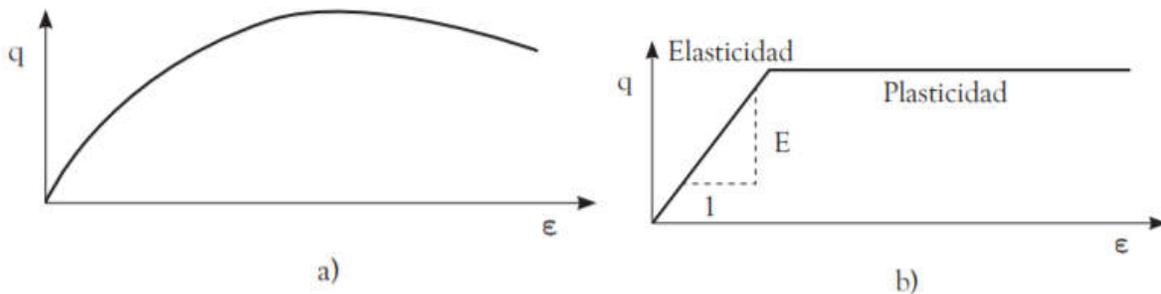


Figura 4. a) Respuesta experimental de un suelo en un ensayo triaxial. b) Formulación básica del modelo elastoplástico Mohr-Coulomb. (Nieto et al., 2009).

El modelo Mohr-Coulomb cuenta con un conjunto de funciones de fluencia, estableciendo el límite entre el comportamiento elástico y plástico. En la Figura 4 se encuentra la representación gráfica de la función, en la cual cuando se supera el límite establecido, el material cambia súbitamente de un comportamiento elástico a un comportamiento plástico; la especificación de este modelo y su criterio de fluencia implica típicamente la hipótesis de Coulomb, que postula una relación lineal entre la fuerza de corte en un plano y el esfuerzo normal que actúa sobre él; la Ecuación 13 representa el criterio de falla de este modelo.

$$\tau = c - \sigma_n \tan \phi \quad \text{Ecuación 13}$$

Donde τ es la resistencia al corte, σ_n es el esfuerzo normal, ϕ el ángulo de fricción interna y c es la cohesión.

Por lo anterior, debido el posible desarrollo de tasas de deformación elásticas y plásticas, la formulación del modelo se define mediante la aplicación de la ley de Hooke en su forma clásica a través de la Ecuación 14 y 15 (Nieto et al, 2009).

$$\underline{\dot{\varepsilon}} = \underline{\dot{\varepsilon}}^e + \underline{\dot{\varepsilon}}^p \quad \text{Ecuación 14}$$

$$\dot{\sigma}' = D^e \underline{\dot{\varepsilon}}^e = D^e (\underline{\dot{\varepsilon}} - \underline{\dot{\varepsilon}}^p) \quad \text{Ecuación 15}$$

Donde D^e es la matriz de rigidez elástica del material. “No obstante, la teoría de plasticidad tiende a una sobreestimación del fenómeno de dilatación en el suelo, para lo cual el modelo Mohr-Coulomb en adición a la función de fluencia f , incorpora una función de potencial plástico g , que en el caso particular $g \neq f$ describe plasticidad no asociada” (Nieto et al., 2009). Las funciones de potencial plástico g son definidas para el modelo y están dadas por las Ecuaciones 16 y 17:

$$g_{ia} = \frac{1}{2}(\sigma'_j - \sigma'_k) + \frac{1}{2}(\sigma'_j - \sigma'_k) \sin \psi \quad \text{Ecuación 16}$$

$$g_{ib} = \frac{1}{2}(\sigma'_k - \sigma'_j) + \frac{1}{2}(\sigma'_j - \sigma'_k) \sin \psi \quad \text{Ecuación 17}$$

A partir de esta consideración, las deformaciones plásticas son expresadas a través de la Ecuación 18.

$$\underline{\dot{\varepsilon}}^p = \lambda \frac{\partial g}{\partial \sigma'} \quad \text{Ecuación 18}$$

Donde el multiplicador plástico λ define el tipo de comportamiento del material ($\lambda = 0$, para comportamiento netamente elástico; y $\lambda > 0$ en el caso de comportamiento plástico). Las ecuaciones anteriores componen la relación fundamental del modelo Mohr-Coulomb entre esfuerzos efectivos y deformaciones para elastoplasticidad.

Los parámetros requeridos para el desarrollo del modelo constitutivo Mohr-Coulomb son:

- E = Módulo de Young.
- μ =Relación de Poisson.
- c = Resistencia por cohesión del suelo.
- ϕ = Ángulo de fricción interna.
- ψ = Ángulo de dilatación.

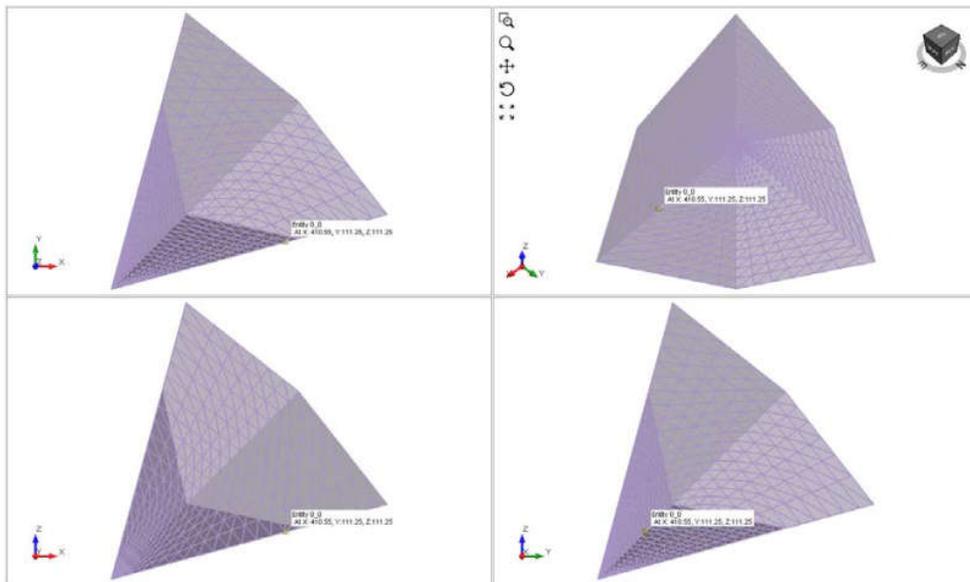


Figura 5. Superficie de fluencia del modelo Mohr-Coulomb Espacio 3D. Fuente Rocscience.

Algunas limitaciones del modelo son:

- El modelo ignora los efectos del esfuerzo principal intermedio.
- Muestra predicciones conservadoras de la resistencia al corte del suelo.
- No es conveniente su uso en aplicaciones tridimensionales debido a la presencia de esquinas en la superficie de fluencia, lo cual afecta la convergencia de los modelos (Wulfsohn y Adams, 2002).
- A nivel general, el modelo no logra desarrollar el estado tenso-deformacional completo del suelo en el problema de estudio, limitándose a la determinación del estado de rotura.

2.4.2 Modelo constitutivo Cam Clay modificado.

Este modelo fue desarrollado por Roscoe y Burland en 1968 para suelos normalmente consolidados y ligeramente sobreconsolidados. El modelo involucra una regla de flujo asociada y el potencial plástico basado en una condición de normalidad, con el fin de tener en cuenta el efecto de fluencia del suelo cuando este supera el umbral de esfuerzos límites, permitiendo combinar criterios de resistencia, compresibilidad e historia de esfuerzos, que son fundamentales en el proceso de análisis de suelos arcillosos.

El modelo Cam Clay modificado es un modelo de endurecimiento por deformación elastoplástico basada en la teoría del estado crítico y el supuesto básico de que existe una relación logarítmica entre el esfuerzo medio y la relación de vacíos. El modelo describe tres aspectos importantes del comportamiento del suelo: la fuerza, el cambio de volumen que se produce con el corte y el estado crítico en el que los elementos del suelo pueden experimentar distorsión ilimitada sin ningún cambio del esfuerzo o el volumen.

Como se ha medido, una gran proporción del volumen ocupado por una masa de suelo consiste en vacíos que pueden ser llenados por los líquidos (principalmente agua); como resultado, las deformaciones en el suelo generan cambios significativos y a menudo no reversibles de volumen, que los modelos constitutivos más simples no logran modelar; sin embargo en el caso de modelos de mayor complejidad como el modelo Cam Clay modificado, una de sus grandes ventajas es su capacidad para modelar los cambios de volumen de forma más realista.

Dentro de las limitaciones que tiene este modelo se encuentran:

- No considera la influencia de la velocidad de carga o de deformación en el tiempo, tema que es importante en el análisis de materiales con minerales arcillosos y orgánicos (Raba y Caicedo, 2012);
- Este modelo predice bien las deformaciones volumétricas pero no tan bien las deformaciones de corte.

Según indican Tam (1992), el modelo Cam Clay modificado se desarrolló para modelar pequeños elementos de suelo homogéneo, cada uno comportándose de acuerdo con la teoría de la mecánica del suelo en estado crítico, sin embargo en la práctica el suelo es

heterogéneo, razón por la cual durante la ejecución de ensayos triaxiales se desarrollan deformaciones localizadas, así como planos de deslizamiento especialmente en muestras sobreconsolidadas.

En las trayectorias de esfuerzos durante una prueba triaxial sin drenaje de un material sobreconsolidado, el plano de deslizamiento se forma cuando la muestra alcanza la superficie de fluencia. Los elementos de suelo cercanos a la mitad de la muestra generan presión de poros negativa, que causa drenaje local hacia esta zona, aumentando el contenido de agua y debilitando el suelo, lo cual genera concentración de las deformaciones en estos elementos, dando paso a la formación de planos de deslizamiento.

Una situación similar ocurre en las trayectorias de esfuerzos en pruebas triaxiales drenadas en suelos sobreconsolidados, cuando elementos de suelo localizados en la mitad de la muestra, después de alcanzar la superficie de fluencia se debilitan, formando planos de deslizamiento en estos elementos.

Por consiguiente no es pertinente el uso del modelo Cam Clay modificado en el caso de materiales sobreconsolidados, puesto que este no cuenta con la capacidad para modelar las deformaciones una vez que se alcanza la superficie de fluencia y se forman los planos de deslizamiento, debido a que los efectos de estos no son tenidos en cuenta en el modelo.

A nivel general, los parámetros requeridos para la aplicación del modelo Cam Clay modificado se describen a continuación:

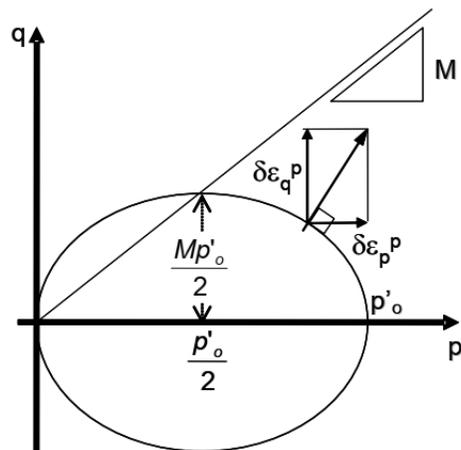


Figura 6. Superficie de Fluencia del modelo Cam-Clay modificado espacio p' - q . Fuente (Camacho et al., 2004)

- M: Pendiente de la Línea de estado crítico en un plano p- q.
- G: Módulo de rigidez transversal de corte.
- λ : Índice de compresibilidad; pendiente de la línea de estado crítico, en el plano v- ln p, cuando se realiza la carga.
- κ : Índice de recompresión; pendiente de la línea de estado crítico, en el plano v- ln p, cuando se realiza la descarga.
- v : Valor del volumen específico a una presión (1 kPa), en el plano v -ln p.

En las siguientes secciones se presentan algunos conceptos requeridos para la adecuada aplicación del modelo.

2.4.2.1 Línea Virgen de Consolidación y línea de Hinchazón.

Los modelos asumen que cuando una muestra de suelo blando se comprime lentamente bajo condiciones de esfuerzo isotrópicas y en condiciones perfectamente drenadas, la relación entre el volumen específico y el esfuerzo medio consiste en una línea de consolidación virgen y un conjunto de líneas rectas de hinchamiento como se observa en la Figura 7. Las líneas de hinchamiento también se denominan líneas de descarga-recarga; la línea de consolidación se define por la Ecuación 19.

$$v = N - \lambda \ln(-p) \quad \text{Ecuación 19}$$

La ecuación para una línea de hinchamiento está dada por la Ecuación 20.

$$v = v_s - \kappa \ln(-p) \quad \text{Ecuación 20}$$

Los valores de λ , κ y N son propiedades características de un suelo particular. λ es la pendiente de la línea de compresión normal en el plano v - ln p, κ es la pendiente de la línea de hinchazón, N es el volumen específico de línea de compresión normal a un esfuerzo de 1 kPa. Como se puede observar en la Figura 7, el volumen es diferente para cada línea de hinchazón y depende de la historia de esfuerzos del suelo.

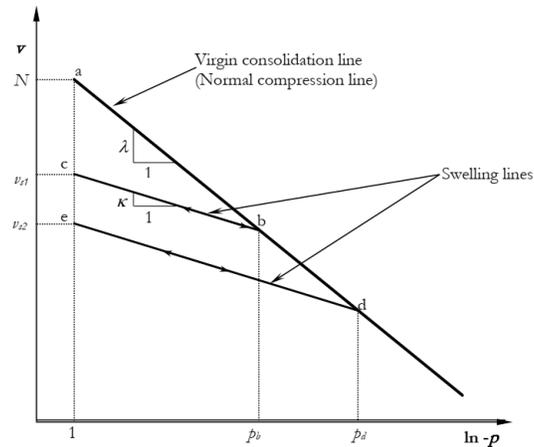


Figura 7. Comportamiento típico de arcillas en pruebas de consolidación. Fuente Rocscience.

El comportamiento de endurecimiento de los modelos se formula sobre la base de la línea virgen de consolidación, mientras que la línea de hinchamiento se utiliza en los cálculos de las propiedades elásticas.

2.4.2.2 Línea del estado crítico.

Cuando un suelo es sometido a esfuerzos de corte, eventualmente alcanzará un estado en el que continuará deformándose sin que se produzcan cambios volumétricos o tensionales; esta condición es conocida como el estado crítico.

En el plano p - q , la línea del estado crítico es una línea recta que pasa a través del origen con pendiente igual a M , que es el principal parámetro en la definición de la superficie de falla como se observa en la Figura 8.

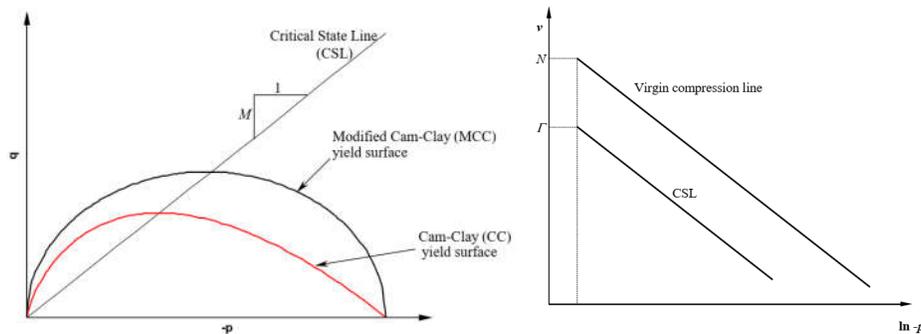


Figura 8. Superficie de fluencia modelo constitutivo Cam Clay modificado y línea del estado crítico. Fuente Rocscience

Existe una relación entre el parámetro N (volumen específico de línea de compresión normal a un esfuerzo de 1 kPa) y Γ (volumen específico de línea del estado crítico a un esfuerzo de 1 kPa), la cual se define a través de Ecuación 21.

$$\Gamma = N - (\lambda - \kappa) \ln 2 \quad \text{Ecuación 21}$$

Donde λ es la pendiente de la línea de compresión normal y κ es la pendiente de la línea del estado crítico. Debido a esta relación entre N y Γ , sólo uno de los dos parámetros necesita ser especificado cuando se describe un material Cam Clay modificado.

2.4.2.3 Superficie de fluencia.

Según indica Rodríguez (2019) el concepto de fluencia fue desarrollado por Roscoe et al. (1958) para suelos arcillosos reconstruidos. La rigidez de los suelos cambia en forma drástica durante el proceso de carga, cuando los suelos pasan del dominio elástico al dominio plástico; la frontera que limita estos dos dominios es la superficie de fluencia de los suelos.

En la Figura 9 se encuentra la representación de la superficie de fluencia para el modelo constitutivo Cam Clay modificado.

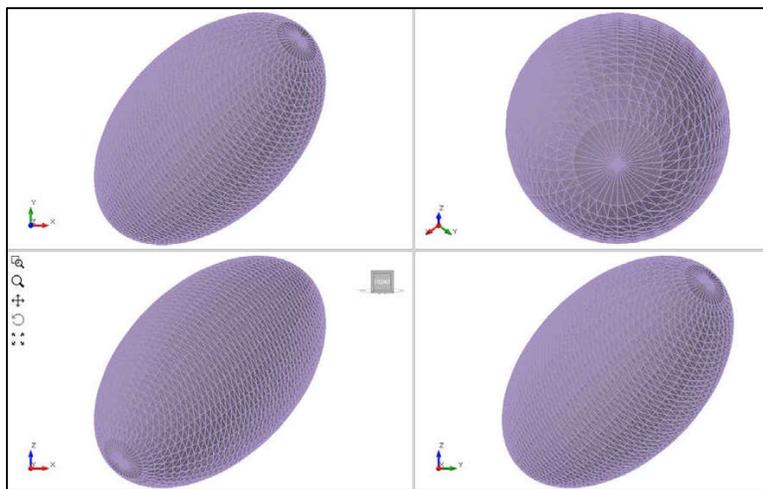


Figura 9. Superficie de fluencia modelo Cam Clay modificado en el espacio 3D. Fuente Rocscience

En el espacio tridimensional $v-p-q$ la superficie de fluencia, es conocida como la superficie de estado límite, esta se presenta en la Figura 10.

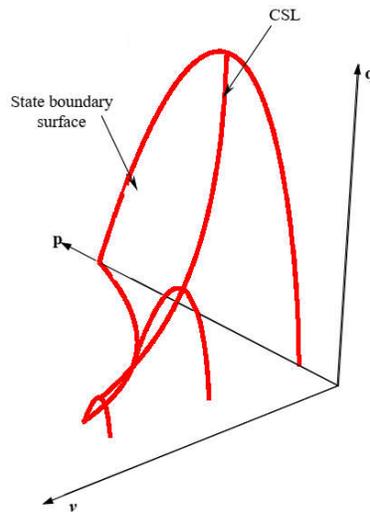


Figura 10. Superficie de estado límite. Fuente Rocscience

2.4.2.4 Relación de sobreconsolidación y el estado inicial.

El estado actual del suelo puede ser descrito por su estado de esfuerzos (p, q), volumen específico v , y esfuerzo de fluencia p_c . La relación del esfuerzo de preconsolidación y el esfuerzo actual que soporta el suelo es conocida como *OCR*.

La distribución in-situ de la presión de preconsolidación para un material Cam-Clay modificado se puede generar utilizando el *OCR*. Un valor de *OCR* de 1 representa un estado de consolidación normal en el que el nivel de esfuerzo máximo experimentado previamente por un material no es mayor que el nivel de esfuerzo actual. Un valor de $OCR > 1$, describe un estado sobreconsolidado que indica que el nivel de esfuerzo máximo experimentado previamente por el material es mayor que el nivel de esfuerzo actual.

2.4.2.5 Propiedades elásticas.

Corresponden a la relación entre el incremento en los esfuerzos efectivos ($\delta p'$ y δq) y los incrementos en deformaciones elásticas del material ($\delta \epsilon_{pe}$ y $\delta \epsilon_{qe}$); esta relación se representa en forma matricial en la Ecuación 22.

$$\begin{bmatrix} \delta \epsilon_p^e \\ \delta \epsilon_q^e \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \kappa/v.p' & 0 \\ 0 & 1/3G' \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \delta p' \\ \delta q \end{bmatrix} \text{Ecuación 22}$$

2.4.2.6 Potencial plástico.

Define el mecanismo mediante el cual se presentan las deformaciones plásticas y la relación entre la componente volumétrica ($\delta\epsilon_{pp}$) y cortante ($\delta\epsilon_{qp}$). En este modelo se asume que existe una relación entre la superficie de fluencia y el potencial plástico (Camacho, Reyes y Bueno, 2004).

2.4.2.7 Ley de endurecimiento.

La ley de endurecimiento define la magnitud de las deformaciones plásticas y así como el comportamiento de la superficie de fluencia. El tamaño de la superficie de fluencia depende de p'_o (Esfuerzo que controla el tamaño de la superficie de fluencia), el cual es dependiente de la variación en la deformación volumétrica plástica (Camacho et al., 2004).

2.5 MÉTODO DE ELEMENTOS FINITOS

El método de elementos finitos es una técnica numérica para la aproximación de soluciones de ecuaciones diferenciales, usado en el análisis de problemas geotécnicos. La metodología consiste en la división de un continuo en un conjunto de pequeños elementos interconectados por una serie de puntos llamados nodos; las ecuaciones que rigen el comportamiento del continuo regirán también el del elemento. De esta forma se consigue pasar de un sistema continuo (infinitos grados de libertad), que es regido por una ecuación diferencial o un sistema de ecuaciones diferenciales con un número de grados de libertad finito cuyo comportamiento se modela por un sistema de ecuaciones, lineales o no (Otero, 2006).

En cualquier sistema a analizar podemos distinguir entre:

- **Dominio.** Espacio geométrico donde se va a analizar el sistema.
- **Condiciones de contorno.** Variables conocidas y que condicionan el cambio del sistema: cargas, desplazamientos, temperaturas, etc.
- **Incógnitas.** Variables del sistema que deseamos conocer después de que las condiciones de contorno han actuado sobre el sistema: desplazamientos, tensiones, temperaturas, etc.

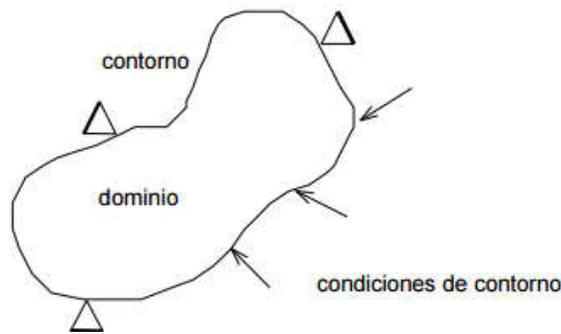


Figura 11. Sistema de análisis elementos finitos. Fuente (PLAXIS, 2004).

2.6 PLAXIS 2D

PLAXIS 2D es un programa computacional que utiliza el método numérico de elementos finitos para el cálculo de deformación y estabilidad de problemas geotécnicos. PLAXIS utiliza elementos estructurales predefinidos y tipos de carga en un entorno de tipo CAD. Esto permite al usuario la creación rápida y eficiente de modelos, lo que permite más tiempo para interpretar los resultados (PLAXIS, 2004).

La Versión 8 de PLAXIS puede ser utilizada para llevar a cabo análisis de elementos finitos en dos dimensiones. Los modelos de elementos finitos pueden ser de deformación plana o axisimétricos. La configuración por defecto del modelo es de deformación plana (PLAXIS ,2004).

Se utiliza un modelo axisimétrico en estructuras circulares con una sección transversal radial uniforme y un esquema de carga alrededor del eje central que permita suponer estados tenso-deformacionales idénticos en cualquier dirección radial. En el caso axisimétrico la coordenada x representa el radio y la coordenada y corresponde al eje de simetría.

2.6.1 Elementos.

El programa cuenta con la posibilidad de manejar 6 nodos o 15 nodos para realizar el proceso de modelación. El elemento predilecto para realizar la modelación es el triángulo con 15 nodos, dado que proporciona una interpolación de cuarto orden para los desplazamientos (PLAXIS, 2004). En el caso del elemento triangular de 6 nodos, la

interpolación es de segundo orden, sus resultados son exactos en problemas estándar de deformación.

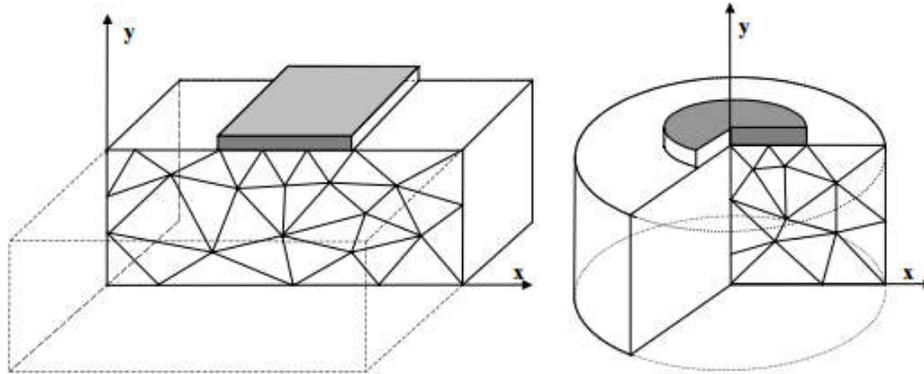


Figura 12. Ejemplo de un problema de deformación plana y de uno axisimétrico. Fuente (PLAXIS, 2004).

2.6.2 Dimensiones.

Para que se desarrollen adecuados procesos de análisis es necesario realizar una correcta especificación de las dimensiones del modelo geométrico de manera tal que las fronteras establecidas garanticen el desarrollo del análisis en cada nodo definido dentro del modelo. En la Figura 13 se presenta la posición de los nodos y los puntos de tensión en elementos de suelo.

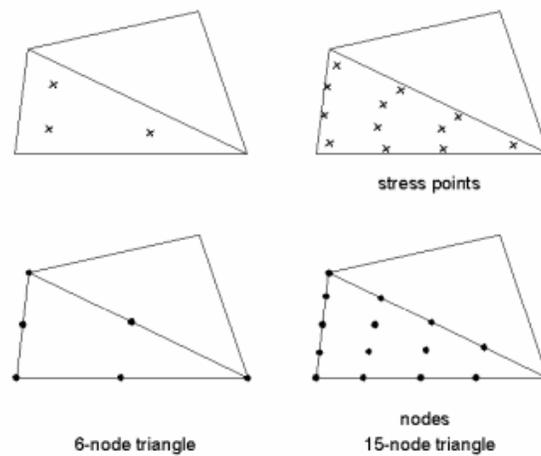


Figura 13. Posición de los nodos y los puntos de tensión en elementos de suelo. Fuente (PLAXIS, 2004).

2.7 SIMULACIÓN NUMÉRICA DE ENSAYOS EN CENTRÍFUGA GEOTÉCNICA CON SUELOS HETEROGÉNEOS

En la literatura existen investigaciones de autores que han calibrado modelaciones numéricas y modelos físicos en centrífuga geotécnica; estas investigaciones han evaluado el efecto de la variabilidad espacial de los suelos en el comportamiento de las estructuras geotécnicas. A continuación se describe con mayor detalle el trabajo realizado por autores como: Chakraborty y Popescu, (2011), Becerra, (2011) y Montaña (2014).

2.7.1 Simulación numérica de ensayos en centrífuga geotécnica de suelos homogéneos y heterogéneos (Chakraborty y Popescu, 2011).

Esta investigación modeló física y numéricamente el fenómeno de la licuación de los suelos en arenas con variabilidad espacial de sus propiedades. Se realizaron tres ensayos en centrífuga, uno sobre un suelo homogéneo y dos sobre suelos heterogéneos.

Los análisis del modelo homogéneo se desarrollaron con base en las características de un depósito de suelo con una densidad relativa menor a la evaluada en el depósito heterogéneo; el primer paso fue realizar la calibración del modelo numérico homogéneo con los resultados obtenidos del modelo físico del depósito de suelo homogéneo, para posteriormente realizar la simulación del modelo heterogéneo. En la Figura 14 se presenta un esquema de un modelo analizado.

Para la modelación numérica se utilizó el software de elementos finitos DINAFLOW, en el cual se creó un modelo de arena con modelo constitutivo Mohr-Coulomb, sobre el cual se instaló una estructura simple. El análisis se realizó mediante la aplicación de hipótesis de deformación plana; al modelo numérico se le incorporaron las características definidas en el modelo físico, así como las condiciones dinámicas del sismo utilizado durante el proceso de modelación física, discretizando el modelo en elementos de cuatro nodos con cuatro grados de libertad por nodo.

La malla para el proceso de análisis fue refinada bajo la estructura en la parte superior del modelo, para realizar un análisis de mayor precisión en la zona de interacción del suelo. La estructura fue idealizada como lineal elástica; las paredes de la centrífuga en el modelo

numérico fueron consideradas a través de la aplicación de un límite rígido en el contorno del modelo y se aplicó un incremento gravitacional de 70g.

Para el caso del modelo homogéneo y los heterogéneos, los resultados experimentales de exceso de presión de poros y asentamientos medidos en los modelos físicos, se compararon con los resultados numéricos y producto del estudio se determinó que se pueden subestimar los efectos de la heterogeneidad del suelo en la migración del agua en suelos espacialmente variables, dado que en el caso de los modelos heterogéneos se obtuvieron mayores presiones de poros que en el equivalente modelo homogéneo, debido a que se da una migración de agua desde las zonas menos densas a las zonas de mayor densidad, generando una reducción de la resistencia al corte.

Adicionalmente, los modelos heterogéneos evaluados en la investigación exhibieron variaciones grandes y repentinas en la densidad relativa de un lugar a otro, presentando una discrepancia en relación a los depósitos naturales, los cuales presentan un proceso de transición gradual de la densidad relativa entre un punto y otro.

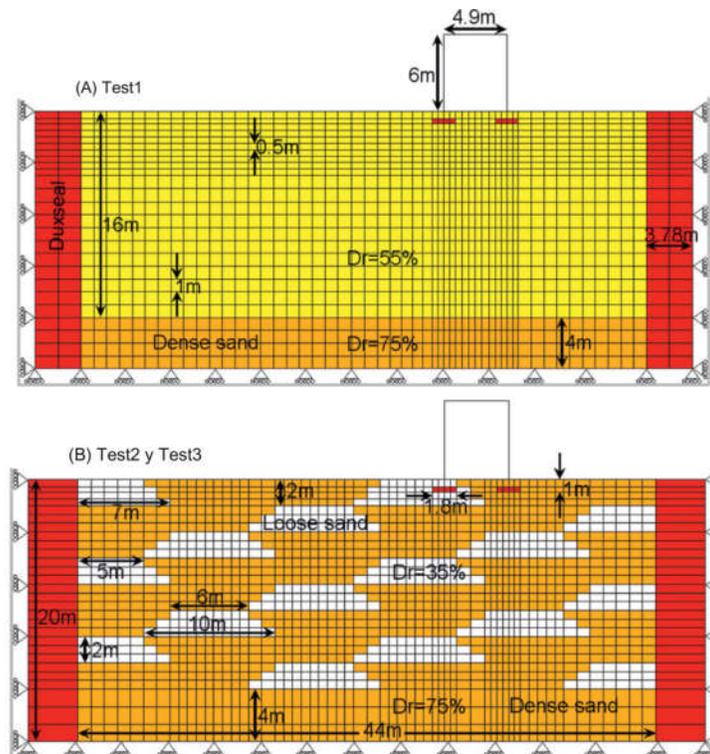


Figura 14. Simulación numérica de pruebas de centrifuga en suelo homogéneo (Superior) y heterogéneo (inferior). Fuente (Chakraborty y Popescu, 2011).

2.7.2 Comportamiento de la heterogeneidad espacial de suelos blandos debido a la construcción de túneles poco profundos-Análisis transversal-(Becerra, 2011).

Esta investigación evaluó el efecto de la variabilidad espacial de las propiedades del suelo en el asentamiento superficial debido a la construcción de un túnel poco profundo en un suelo fino. El proceso se desarrolló en dos etapas: la primera a través de modelaciones físicas en centrífuga y una segunda etapa a través de modelaciones numéricas en PLAXIS 2D.

Como parte del proceso de modelación física se fabricaron tres tipos de suelos homogéneos a partir de diferentes proporciones de caolinita y bentonita, con los cuales se construyeron tres modelos homogéneos y nueve modelos heterogéneos. Las propiedades mecánicas de los suelos homogéneos se determinaron a través de ensayos de consolidación edométrica y compresión triaxial CU, obteniendo los parámetros mecánicos requeridos para los posteriores análisis del modelo físico, así como para la construcción del modelo numérico.

Los modelos físicos, fueron sometidos a un proceso de consolidación edométrica con incrementos de esfuerzos hasta un valor final de 50 kPa; concluido el proceso de consolidación se realizó la simulación del proceso de la excavación y construcción del túnel por medio de la utilización de una membrana de hule hermética, la cual posteriormente fue usada para compensar los esfuerzos durante el proceso de vuelo en la centrífuga, mediante el inflado para garantizar el equilibrio de los esfuerzos producto del incremento gravitacional; finalizado el proceso constructivo el modelo fue llevado a la centrífuga, donde se realizó un incremento gravitacional de 160g de manera progresiva en un tiempo de 10 minutos; al alcanzar el incremento máximo se desinfló la membrana manteniendo el incremento gravitacional hasta obtener la falla del modelo.

Concluida la etapa de la modelación física y los procesos de medición en el laboratorio, se procedió a realizar el modelo numérico en Plaxis 2D mediante la utilización del modelo constitutivo Soft Soil; la geometría fue creada de acuerdo con las características de los modelos físicos y se restringieron los movimientos verticales y horizontales en los costados laterales y la base del modelo; de igual manera se definió la malla de elementos finitos y

las condiciones de flujo. Finalizada la construcción del modelo, se establecieron las fases de cálculo, las cuales estuvieron dadas así: una primera fase en la cual se realizó la simulación de los esfuerzos iniciales y geoestáticos, y una segunda fase en la cual se realizó la simulación de la falla del túnel. En la Figura 15 se presenta un modelo heterogéneo construido físicamente y numéricamente.

Finalizada la construcción del modelo físico como del modelo numérico, se logró concluir que los asentamientos en los modelos homogéneos son menores en relación a los obtenidos en los modelos heterogéneos, por lo cual el comportamiento de la respuesta del suelo se ve influenciado por la heterogeneidad.

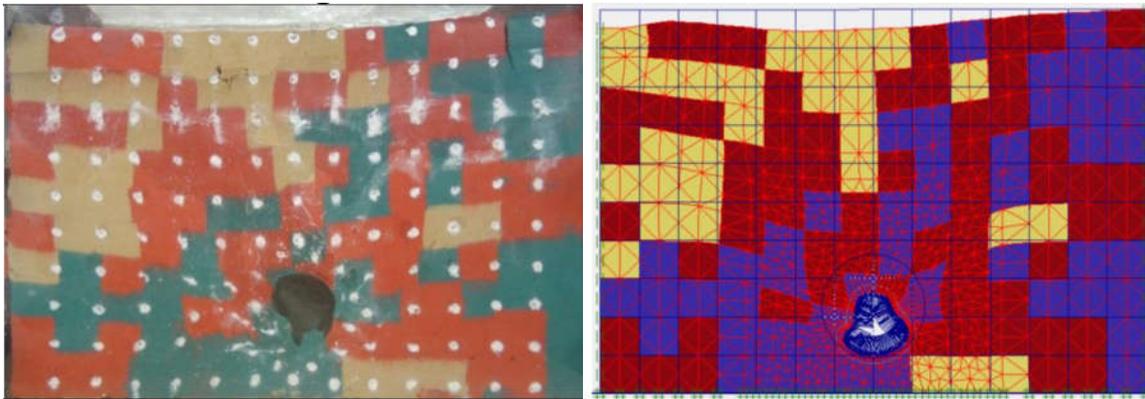


Figura 15. Simulación de excavación de túnel poco profundo en suelo heterogéneo construido con campos aleatorios: a) Falla del modelo físico; b) falla del modelo numérico. Fuente (Becerra 2011).

En el caso de las presiones de falla se logró evidenciar que los modelos heterogéneos, presentan mayores desviaciones en relación a los valores promedios obtenidos durante el análisis comparativo realizado con los modelos homogéneos; adicionalmente en el caso de los modelos heterogéneos se desarrollaron superficies de falla inducidas por la combinación de suelos, generando que los modelos presentaran mayores deformaciones así como direcciones de desplazamiento asimétricas.

2.7.3 Modelación numérica de túneles poco profundos: asentamientos con variabilidad espacial- (Montaña, 2014).

La investigación buscó realizar una aproximación a la predicción de los asentamientos generados en túneles poco profundos mediante una modelación numérica en 3D,

comparando los resultados obtenidos de modelos físicos en centrífuga geotécnica a escala reducida con simulaciones numéricas, las cuales contaban con las mismas condiciones de geometría y variabilidad espacial de las propiedades de los suelos, que las establecidas en los modelos físicos. En la Figura 16 se presenta un modelo numérico heterogéneo evaluado.

El estudio se enfocó en el análisis de la influencia de la zona del túnel sin revestimiento en los asentamientos superficiales, así como la variabilidad del suelo comparada en los modelos físicos y numéricos; para el caso de estudio se usó el programa CESAR, que es un programa del LCPC (Laboratoire central des Ponts et Chaussées), basado en el método de elementos finitos para la solución de problemas en la ingeniería civil. El modelo fue construido y analizado con base en dos modelos constitutivos: Mohr-Coulomb y Cam Clay modificado.

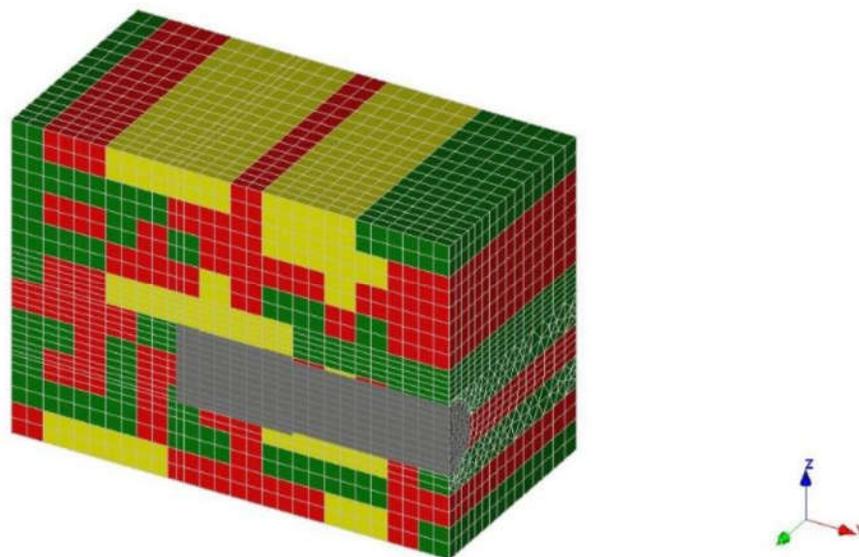


Figura 16. Modelo heterogéneo Túnel poco Profundo. Fuente (Montaña, 2014)

Producto del proceso de modelación y comparación de resultados de asentamientos, se logró evidenciar que en los modelos homogéneos la diferencia entre los valores de los modelos físicos y numéricos obtenidos es hasta siete veces, mientras que en el caso de los modelos heterogéneos en promedio es cinco veces.

A nivel general se concluyó, que en suelos con variabilidad espacial es recomendable evitar las zonas sin revestimiento durante el proceso de construcción de un túnel poco profundo, debido a que estas incrementan la incidencia en los asentamientos superficiales que se pueden presentar (Montaña, 2014).

3. MODELACIÓN FÍSICA DE LA HETEROGENEIDAD DEL SUELO

En esta sección se presenta el resumen de la modelación física llevada a cabo por Garzón (2014), quien realizó a escala reducida modelos de un suelo con variabilidad espacial de las propiedades. La propiedad física que se varió fue el límite líquido, con el objetivo de estudiar el efecto de la variabilidad espacial en la capacidad portante de una cimentación superficial que reposaba sobre un suelo fino; la investigación se desarrolló en dos partes: la primera abordó el proceso de creación de un suelo heterogéneo en el laboratorio y la segunda estudió el efecto en la capacidad portante, para lo cual realizaron ensayos en la centrífuga geotécnica.

En la primera parte del proceso, Garzón (2014) combinó la teoría de campos aleatorios junto con la teoría de consolidación y la técnica de modelación en centrífuga para obtener un suelo heterogéneo. Se trataba entonces de reproducir la variabilidad de la mineralogía del suelo fino (campo aleatorio del límite líquido), crearle un estado de esfuerzos (consolidación edométrica y consolidación en centrífuga geotécnica) para al final obtener un modelo heterogéneo (resistencia al corte no drenada). En la fabricación del suelo heterogéneo se requirió el desarrollo de una nueva técnica constructiva (técnica de construcción discreta), que consistía en construir el suelo en un conjunto de celdas individuales de menor tamaño, una al lado de la otra hasta obtener el tamaño deseado del modelo. Sin embargo fue necesario validar esta nueva técnica, en relación a la técnica de construcción tradicional, la cual dispone el suelo de manera uniforme en una sola capa, debido a que existía la duda que las capas de suelo no estuvieran completamente unidas en la técnica discreta, lo cual podría dar origen a grietas entre ellas.

Por tal motivo se construyeron tres modelos homogéneos con técnicas continuas (tradicional-capa única) y tres modelos homogéneos con técnicas discretas (nueva técnica), con el objetivo de validar la técnica de construcción. A estos modelos se les midieron deformaciones por consolidación y también resistencia al corte no drenada. Por otro lado se construyeron tres réplicas de un modelo heterogéneo, con el objetivo de evaluar si se lograba construir un modelo con resistencia al corte variable.

La resistencia al corte no drenada fue medida a través de correlaciones con la humedad natural del suelo y a través de técnicas directas (veleta y penetrómetro de bola). Estos

modelos fueron los que se simularon en esta tesis ya que se contaba con toda la información.

3.1 CONSTRUCCIÓN DEL MODELO FÍSICO

La construcción de los modelos, se desarrolló siguiendo las etapas descritas a continuación:

Etapas 1-Construcción de los suelos finos. La variabilidad del límite líquido se logró fabricando ocho suelos homogéneos cada uno con un límite líquido diferente, para ello se mezclaron diferentes porcentajes de bentonita y caolín y a cada uno de estos suelos se les agregó un colorante para diferenciarlos como se muestra en la Figura 17. La variabilidad del límite líquido de los ocho suelos de estudio se calcularon a partir de los datos de la Microzonificación Sísmica de Bogotá, Colombia (1997) considerando los resultados obtenidos de la zona norte, donde se presentaban los mayores valores de plasticidad.



Figura 17. Ejemplo de preparación de mezclas de suelo en laboratorio. Fuente (Garzón, 2010).

Etapas 2- Caracterización de los suelos construidos. Los ocho suelos fueron caracterizados en el laboratorio, tanto sus propiedades básicas (límites de Atterberg, humedad natural y gravedad específica), como mecánicas (índices de compresión, ángulos de fricción, pendiente de la línea de estado crítico, entre otros, a partir de ensayos de consolidación edométría y compresión triaxial consolidada no drenada). En la Tabla 1 se presentan los resultados de los ensayos de cada uno de los materiales, las propiedades de resistencia de los suelos, así como los parámetros requeridos para el modelo constitutivo Cam Clay modificado.

Tabla 1. Propiedades de los suelos homogéneos. Fuente (Garzón, 2014).

Suelo	Caolín (%)	Bentonita (%)	Colorante (%)	Límites de Atterberg			GS	CONSOLIDACION EDOMETRICA				ENSAYO TRIAXIAL CU				
				WL (%)	WP (%)	IP		eo ^{a,b}	Cc	Cs	Cv (cm ² /s)	M	Φ (°)	λ	κ	Γ ^c
S1	80	11	9 ^d	86	35	51	2,87	3,97	0,671	0,161	0,0044	0,705	18,4	0,345	0,085	0,737
S2	68	23	9 ^e	121	32	89	2,57	4,28	0,737	1,58	0,0018	0,721	18,8	0,506	0,051	0,74
S3	55	33	12 ^f	157	26	131	2,59	4,74	1,006	1,74	0,0018	0,513	13,7	0,713	0,115	1,241
S4	44	44	12 ^g	189	24	165	2,68	8,56	1,591	0,205	0,0014	0,475	12,7	0,888	0,068	1,201
S5	31	52	17 ^h	204	20	185	2,61	8,56	1,699	0,312	0,0016	0,393	10,6	1,023	0,155	1,738
S6	21	63	17 ⁱ	241	23	218	2,48	9,71	1,877	0,569	0,0016	0,68	17,8	1,093	0,174	1,896
S7	10	73	17 ^j	300	29	272	2,53	12,33	2,929	0,46	0,0013	0,667	17,5	1,26	0,116	1,793
S8	0	100	0	348	30	317	2,33	12,97	3,179	1,268	0,0011	0,53	14,1	1,475	0,119	2,024

^a Relación de vacíos inicial, ^b los valores se calculan a partir de los resultados de la prueba de consolidación edométrica que mide la relación de vacío final y vuelve a calcular e en cada etapa de carga, ^c volumen específico de la línea de estado crítico a un esfuerzo de 1 kPa, ^d Amarillo, ^e combinaciones de 2% rojo y 7% azul, ^f combinaciones 4% rojo y 8% azul, ^g verde, ^h rojo, ⁱ azul, ^j negro.

Donde WL = Humedad del límite líquido; WP = Humedad del límite plástico; IP = Índice de plasticidad; G_s = Gravedad específica del suelo; e_o = Relación de vacíos inicial; C_v = Coeficiente de consolidación; C_c = Índice de compresión; C_s = Coeficiente de abundamiento; M = Pendiente de la línea del estado crítico; Φ = Ángulo de fricción interna; λ = Pendiente de la línea de compresión; κ = Pendiente de la línea de estado crítico; Γ = Volumen específico de línea del estado crítico a un esfuerzo de 1 kPa.

Etapas 3- Construcción de los modelos. Como se explicó anteriormente se desarrolló una nueva técnica de construcción la cual dispone el suelo en un conjunto de capas individuales de menor tamaño, una al lado de la otra. En la Figura 18 se observa la diferencia entre la técnica de construcción continua (Figura 18a), la cual dispone el suelo de manera uniforme en una sola capa y técnica discreta (Figura 18b).

Los modelos se construyeron manteniendo una capa drenante en la parte superior e inferior del modelo, de manera que se garantizara el drenaje de la masa de suelo durante el proceso de consolidación.

El suelo utilizado en los modelos homogéneos fue el S3, debido a que el límite líquido de este suelo correspondía a la media del límite líquido del campo aleatorio del modelo heterogéneo, permitiendo hacer comparables los resultados de los diferentes modelos.

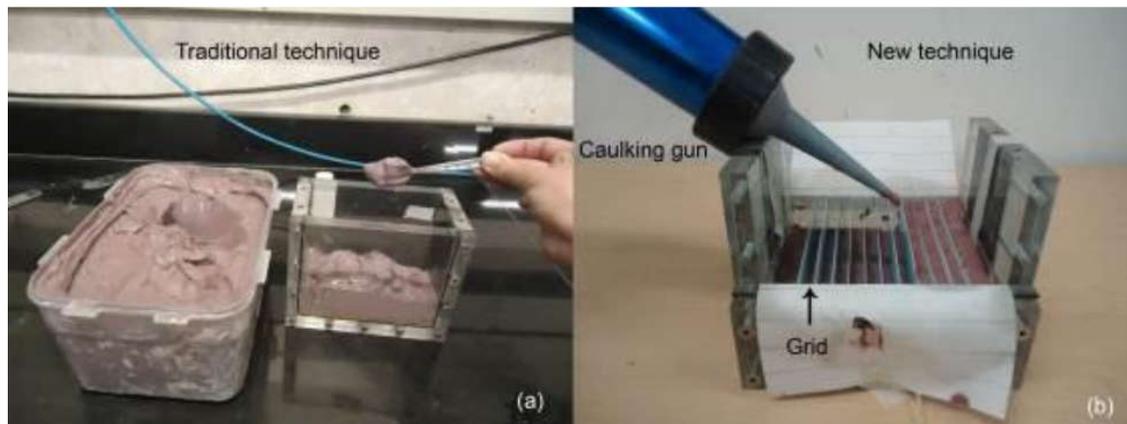


Figura 18. Construcción de los modelos físicos. a) Técnica de construcción continua. b) Técnica de construcción discreta. Fuente (Garzón, 2010).

Etapa 4-Consolidación. Los modelos fueron sometidos a procesos de consolidación edométrica hasta un incremento de esfuerzos de 30 kPa; la secuencia de aplicación de cargas se desarrolló como se indica a continuación:

- 3.75 kPa con un tiempo de aplicación de 5 días.
- 7.5 kPa con un tiempo de aplicación de 4 días.
- 15 kPa con un tiempo de aplicación de 3 días.
- 30 kPa con un tiempo de aplicación de 3 días.

Durante esta etapa se permitió el drenaje en los extremos superior e inferior, así como en los costados laterales; este proceso se desarrolla bajo condiciones normales de gravedad (1 gravedad) y es equivalente a la consolidación estándar, en la cual se realizan incrementos de carga hasta obtener el esfuerzo requerido. Esta metodología de consolidación es útil para crear una presión de consolidación uniforme con la profundidad, Garzón (2014). En la Figura 19 se presenta el consolidómetro neumático utilizado para la ejecución del proceso descrito.

Luego de finalizar la etapa de consolidación edométrica, los modelos se sometieron a un segundo proceso de consolidación en la centrifuga, en el cual una variación lineal de esfuerzo vertical con la profundidad se consigue girando la masa de suelo en el contenedor a la aceleración centrífuga requerida hasta alcanzar la consolidación primaria. Para efecto de la investigación se desarrolló un incremento de 50 gravedades en un tiempo de 30

minutos; durante el proceso de vuelo en centrífuga se determinaron las deformaciones generadas por efecto de la consolidación.

En la Figura 20 se presenta el montaje del modelo en la centrífuga; durante esta etapa se retira la placa rígida utilizada para realizar la aplicación de los incrementos de esfuerzos durante la fase de consolidación edométrica.



Figura 19. Consolidómetro neumático utilizado para etapa de consolidación edométrica. Fuente (Garzón, 2010).



Figura 20. Modelo instrumentado e instalado en la centrífuga. Fuente (Garzón, 2014).

Finalizado el proceso de consolidación, los modelos homogéneos fueron sometidos a pruebas de tomografía axial computarizada (TAC) permitiendo identificar que no se generan grietas en los modelos construidos con la técnica discreta.

Etapas 5-Determinación de la resistencia al corte. Finalizada la construcción del modelo tras someterlo a las diferentes etapas de consolidación, Garzón (2014) realizó determinaciones de la resistencia al corte no drenada mediante la utilización de técnicas de mediciones directas e indirectas como se describen a continuación:

- **Técnicas de medición directa:** Se utilizaron equipos como penetrómetro de bola y veleta de corte.
- **Técnicas de medición indirecta:** La resistencia al corte no drenada se estimó utilizando relaciones empíricas basadas en la humedad y los límites de Atterberg, propuestas en las Ecuaciones 23 y 24 por Hong et al. (2003); la Ecuación 25 fue recomendada por Leroueil et al. (1983); así mismo se evaluó la teoría de Cam Clay basada en la relación de vacíos y el esfuerzo efectivo de consolidación de acuerdo con la Ecuación 26. Además, Garzón (2014) propuso las Ecuaciones 27 y 28 utilizando la relación entre el índice de consistencia, basado en el contenido de humedad final medido en las pruebas triaxiales de los ocho suelos homogéneos construidos en la Etapa 2.

$$C_{ur}(kPa) = \frac{1.4}{\left(\frac{w}{W_L}\right)^{4.5}} \quad W_L \leq 150\%$$

Ecuación 23

$$C_{ur}(kPa) = \frac{23.8}{e^{2.73\left(\frac{w}{W_L}\right)}} \quad W_L > 150\%$$

Ecuación 24

$$C_u(kPa) = \frac{1}{(IL - 0.21)^2} \quad 0.5 < IL < 2.5$$

Ecuación 25

$$C_u = \frac{M}{2} \exp\left(\frac{\Gamma - \nu}{\lambda}\right)$$

Ecuación 26

$$C_{ur}(kPa) = 4.0292e^{3.61937C} \quad S1toS4$$

Ecuación 27

$$C_{ur}(kPa) = 1.9505e^{4.10547C} \quad S5toS8$$

Ecuación 28

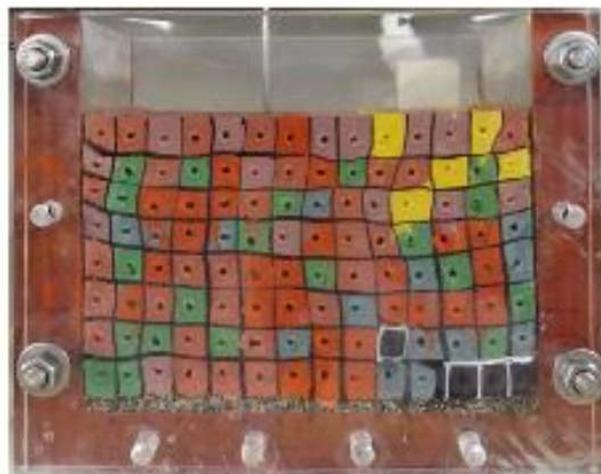
Donde C_u : Resistencia al corte no drenada; w : Humedad natural del suelo; WL : Humedad de límite líquido; IL : Índice de liquidez; M : Pendiente de la línea de estado crítico; Γ : Volumen específico de línea del estado crítico a un esfuerzo de 1 kPa; v : Volumen específico; λ =Pendiente de la línea de compresión; IC : Índice de consistencia.

Como resultado de la investigación se seleccionó el penetrómetro de bola como la herramienta para medir la resistencia al corte no drenada de los modelos en los que se realizaron las pruebas de capacidad de carga, debido a que estos resultados fueron los que presentaron la mejor concordancia y confiabilidad en relación a los resultados estimados con las correlaciones de las Ecuaciones 27 y 28 Garzón (2014).

En la Figura 21a se presenta la realización del campo aleatorio para el modelo heterogéneo de Garzón (2014), en el cual cada color corresponde a un tipo de suelo caracterizado previamente y en la Figura 21b se presenta el modelo construido físicamente.

S4	S4	S3	S4	S3	S4	S6	S3	S3	S2	S3	S3	S2	S4
S3	S5	S4	S5	S6	S3	S4	S6	S5	S4	S4	S2	S4	S2
S4	S5	S6	S6	S6	S4	S5	S7	S4	S3	S2	S3	S5	S3
S3	S7	S7	S6	S7	S5	S3	S6	S4	S4	S5	S6	S6	S7
S4	S5	S6	S4	S4	S6	S6	S5	S4	S6	S7	S5	S6	S7
S4	S6	S4	S5	S4	S6	S6	S4	S7	S6	S6	S6	S6	S5
S4	S5	S5	S4	S5	S4	S7	S6	S6	S8	S7	S7	S5	S7
S5	S5	S3	S4	S4	S4	S6	S6	S6	S7	S7	S8	S8	S8

a)



b)

Figura 21. a) Campo aleatorio generado b) Modelo heterogéneo construido. Fuente (Garzón, 2014).

3.2 RESULTADOS DE LA MODELACION FISICA

En las siguientes secciones se presentan las deformaciones por consolidación y resistencia al corte no drenada de los modelos físicos.

La nomenclatura que se manejará para la presentación de los resultados del modelo físico es la siguiente:

- HT1: Modelo físico homogéneo número 1 construido con técnica continua.
- HT2: Modelo físico homogéneo número 2 construido con técnica continua.
- HT3: Modelo físico homogéneo número 3 construido con técnica continua.
- HR1: Modelo físico homogéneo número 1 construido con técnica discreta.
- HR2: Modelo físico homogéneo número 2 construido con técnica discreta.
- HR3: Modelo físico homogéneo número 3 construido con técnica discreta.
- R1: Modelo físico heterogéneo número 1 construido con técnica discreta.
- R2: Modelo físico heterogéneo número 2 construido con técnica discreta.
- R3: Modelo físico heterogéneo número 3 construido con técnica discreta.

3.2.1 Deformaciones por consolidación

En las Tablas 2 y 3 se presentan los valores de deformación por consolidación en milímetros de los modelos homogéneos y heterogéneos. El valor de deformación obtenida para los modelos homogéneos fue de 40 mm, tanto para los modelos construidos con técnica continua como discreta. En el caso de los modelos heterogéneos la deformación fluctuó entre 46.0 mm y 46.2 mm.

Tabla 2. Resultados de deformación vertical modelos homogéneos. Fuente (Garzón, 2014).

DEFORMACIONES VERTICALES MODELO HOMOGÉNEO			
SUELO	FORMACIÓN	TÉCNICA DE CONSTRUCCIÓN	DEFORMACIÓN VERTICAL MÁXIMA MEDIDA (mm)
S3	Homogéneo	Continua	40
S3	Homogéneo	Discreta	40

Tabla 3. Resultados de deformación vertical modelos heterogéneos. Fuente (Garzón, 2014).

DEFORMACIONES VERTICALES MODELO HETEROGENEO				
ID	TIPO DE SUELO MODELADO	FORMACIÓN	GENERACIÓN DEL MODELO	DEFORMACIÓN VERTICAL MÁXIMA MEDIDA (mm)
R1	S1	Heterogéneo	Discreta	46.1
	S2			
	S3			
	S4			
	S5			
	S6			
	S7			
R2	S1	Heterogéneo	Discreta	46.2
	S2			
	S3			
	S4			
	S5			
	S6			
	S7			
R3	S1	Heterogéneo	Discreta	46.0
	S2			
	S3			
	S4			
	S5			
	S6			
	S7			

3.2.2 Resistencia al corte no drenada.

La Tabla 4 presenta el campo aleatorio de la resistencia al corte no drenada de un modelo homogéneo construido con técnica continua y medido con la técnica de medición propuesta por Garzón (2014); en la Tabla 5 se encuentran los resultados estadísticos de dicho modelo donde se puede observar que la resistencia al corte no drenada media es de 6.25 kPa. En la Tabla 6 presenta el campo aleatorio de la resistencia al corte no drenada medido con el penetrómetro de bola y el resultado de los análisis estadísticos en la Tabla 7 donde se observa que la resistencia al corte media es de 6.79 kPa.

Tabla 4. Campo aleatorio de la resistencia al corte no drenada- Modelo físico homogéneo-Técnica de construcción continua-Técnica de medición indirecta propuesta por Garzón. Fuente (Garzón, 2014).

RESISTENCIA AL CORTE NO DRENADA - MEDICION INDIRECTA-GARZON 2014- kPa													
7,70	7,07	6,30	6,23	6,37	6,17	6,13	6,17	6,43	6,17	5,93	6,53	5,57	7,80
6,90	6,07	5,93	5,83	5,33	5,37	5,63	4,73	5,67	5,70	5,70	6,10	6,47	6,67
6,80	6,07	6,67	7,27	4,93	5,20	5,80	6,27	5,43	6,87	5,80	7,37	5,43	7,30
6,90	5,90	5,77	6,00	5,97	5,70	5,43	5,37	5,63	5,83	6,13	5,73	6,10	6,43
5,97	5,80	6,03	6,53	5,87	5,80	5,70	5,67	5,73	5,60	5,67	5,30	6,10	6,37
6,00	5,80	5,90	5,87	6,43	6,37	6,23	6,03	6,30	6,47	6,50	6,10	6,43	6,57
6,03	6,87	6,70	6,83	6,63	6,83	6,53	6,83	6,93	6,63	6,53	6,20	6,17	5,80
6,03	6,43	6,80	7,23	6,87	7,07	7,30	7,40	7,37	7,27	7,03	6,60	5,87	7,07

Tabla 5. Resultados estadísticos- Modelo físico homogéneo-Técnica de construcción continua-Técnica de medición indirecta propuesta por Garzón. Fuente (Garzón, 2014).

MEDICIONES INDIRECTAS-RESISTENCIA AL CORTE NO DRENADA (kPa)				
TÉCNICA	MODELO	GARZON (2014)		
		Media	Desviación estándar	Coefficiente de variación
CONTINUA	HT1	6,45	1,08	16,81
	HT2	5,78	0,62	10,69
	HT3	6,51	0,77	11,78
	Media	6,25	0,91	14,50

Tabla 6. Campo aleatorio de la resistencia al corte no drenada- Modelo físico homogéneo-Técnica de construcción continua-Técnica de medición directa - Penetrómetro de bola-. Fuente (Garzón, 2014).

RESISTENCIA AL CORTE NO DRENADA - MEDICION DIRECTA-PENETROMETRO DE BOLA- kPa													
7,36	6,68	7,04	6,38	6,71	6,97	6,69	6,71	6,56	7,02	7,11	6,89	6,63	6,90
7,22	7,59	6,92	6,72	6,81	6,83	6,77	6,36	6,64	6,80	7,14	6,90	6,72	6,72
6,72	6,93	7,03	6,77	6,96	6,99	6,46	7,02	7,08	7,09	6,65	7,31	6,72	6,93
6,62	6,43	7,06	7,19	7,41	6,93	6,57	6,81	6,26	7,07	6,91	6,96	7,00	6,47
6,74	6,62	5,94	6,97	6,78	7,19	6,71	6,48	6,56	6,38	6,77	6,69	6,82	6,48
6,46	7,03	6,30	6,74	6,87	6,69	6,99	6,99	6,77	6,78	6,46	6,87	6,68	6,52
6,46	6,82	6,88	6,72	6,98	6,57	6,85	7,09	6,80	7,01	7,07	6,84	6,70	6,42
6,58	6,48	6,81	6,92	6,61	6,54	6,77	6,43	6,85	6,94	6,93	6,93	6,71	6,92

Tabla 7. Resultados estadísticos- Modelo físico homogéneo-Técnica de construcción continua- técnica de medición directa- Penetrómetro de Bola Fuente (Garzón, 2014).

MEDICIONES DIRECTAS-RESISTENCIA AL CORTE NO DRENADA (kPa)				
TÉCNICA	MODELO	PENETROMETRO DE BOLA		
		Media	Desviación estándar	Coefficiente de variación
CONTINUA	HT1	6,75	0,44	6,47
	HT2	6,76	0,45	6,7
	HT3	6,92	0,46	6,67
	Media	6,79	0,49	7,26

La Tabla 8 presenta el campo aleatorio de la resistencia al corte no drenada de un modelo homogéneo construido con técnica discreta y medido con la técnica de medición propuesta por Garzón (2014); en la Tabla 9 se encuentran los resultados estadísticos de dicho modelo donde se puede observar que la resistencia al corte no drenada media es de 7.26 kPa. En la Tabla 10 presenta el campo aleatorio de la resistencia al corte no drenada medido con el penetrómetro de bola y el resultado de los análisis estadísticos en la Tabla 11 donde se observa que la resistencia al corte media es de 6.97 kPa.

Tabla 8. Campo aleatorio de la resistencia al corte no drenada-modelo físico homogéneo-Técnica de construcción discreta- Técnica de medición indirecta propuesta por Garzón. Fuente (Garzón, 2014).

RESISTENCIA AL CORTE NO DRENADA - MEDICION INDIRECTA-GARZON 2014													
9,30	7,73	8,37	7,50	7,87	7,83	8,13	7,37	8,23	7,47	7,90	7,80	8,23	9,93
7,87	7,53	8,03	6,93	6,87	7,00	6,80	6,83	7,77	6,93	7,27	7,63	7,93	7,77
7,50	7,00	6,87	6,50	6,67	6,40	6,70	6,27	6,57	6,73	6,77	6,83	7,23	8,17
7,17	6,60	7,07	8,83	6,80	6,03	6,90	7,10	6,83	7,83	7,10	7,17	7,33	6,87
6,93	8,93	6,73	6,33	7,33	6,37	6,93	6,93	6,80	6,67	7,73	7,23	7,23	8,33
6,70	6,80	6,93	7,10	6,77	6,77	6,97	7,83	7,03	7,07	6,90	7,90	7,53	7,47
6,77	6,70	6,57	6,60	5,43	6,87	5,83	8,33	7,03	7,13	7,97	6,60	7,53	7,47
8,83	8,70	7,43	6,67	7,17	6,67	7,13	7,23	7,03	7,50	9,37	7,63	6,83	5,57

Tabla 9. Resultados estadísticos modelo físico homogéneo-Técnica de construcción discreta- Técnica de medición indirecta propuesta por Garzón. Fuente. Fuente (Garzón, 2014).

MEDICIONES INDIRECTAS-RESISTENCIA AL CORTE NO DRENADA (kPa)				
TÉCNICA	MODELO	GARZON (2014)		
		Media	Desviación estándar	Coefficient e de variación
DISCRETA	HR1	6,7	1,13	16,86
	HR2	7,37	1,23	16,10
	HR3	7,12	1,14	14,7
	Media	7,26	1,24	17,03

Tabla 10. Campo aleatorio de la resistencia al corte no drenada- modelo físico homogéneo-Técnica de construcción discreta - Técnica de medición directa-Penetrómetro de bola. Fuente (Garzón, 2014).

RESISTENCIA AL CORTE NO DRENADA - MEDICION DIRECTA-PENETROMETRO DE BOLA - kPa													
7,17	6,99	6,53	6,63	6,75	7,03	6,88	7,04	7,24	7,47	7,03	7,17	6,79	6,96
7,10	6,78	7,13	7,30	6,77	6,64	6,88	6,47	6,91	7,39	6,80	7,24	6,80	6,72
7,34	7,33	7,04	6,77	6,95	7,18	6,67	6,77	6,84	7,27	6,92	7,28	7,22	6,83
7,77	6,97	7,30	6,58	6,94	6,96	6,92	6,66	7,32	6,89	7,21	7,49	6,92	7,09
7,29	6,80	6,55	7,00	7,19	6,65	6,70	7,05	6,82	7,32	7,24	7,42	6,74	7,30
7,31	6,83	7,43	7,37	7,17	7,50	6,77	7,26	7,40	6,81	6,77	6,68	6,75	6,99
7,11	6,80	6,89	6,63	6,80	6,53	6,88	7,08	6,88	6,75	6,81	6,59	7,33	6,64
6,93	6,82	6,79	6,63	6,72	7,05	6,67	6,82	7,13	6,71	7,19	6,64	7,26	6,75

Tabla 11. Resultados estadísticos modelo físico homogéneo-Técnica de construcción discreta - Técnica de medición directa-Penetrómetro de bola. Fuente (Garzón, 2014).

MEDICIONES DIRECTAS-RESISTENCIA AL CORTE NO DRENADA (kPa)				
TÉCNICA	MODELO	PENETROMETRO DE BOLA		
		Media	Desviación estándar	Coefficiente de variación
DISCRETA	HR1	7,02	0,46	6,58
	HR2	7,13	0,49	6,87
	HR3	6,77	0,39	5,79
	Media	6,97	0,47	6,76

La Tabla 12 presenta el campo aleatorio de la resistencia al corte no drenada de un modelo heterogéneo medido con la técnica de medición propuesta por Garzón (2014); en la Tabla 13 se encuentran los resultados estadísticos de dicho modelo donde se puede observar que la resistencia al corte no drenada media es de 7.12 kPa. En la Tabla 14 presenta el campo aleatorio de la resistencia al corte no drenada medido con el penetrómetro de bola y el resultado de los análisis estadísticos en la Tabla 15 donde se observa que la resistencia al corte media es de 7.34 kPa.

Tabla 12. Campo aleatorio de la resistencia al corte no drenada-modelo físico heterogéneo-Técnica de construcción discreta-Técnica de medición indirecta propuesta por Garzón. Fuente (Garzón, 2014).

RESISTENCIA AL CORTE NO DRENADA -MEDICION INDIRECTA-GARZON -KPa													
11,43	9,20	10,37	8,73	9,23	9,50	4,17	9,03	9,27	7,87	8,43	10,07	6,60	11,37
9,67	13,20	9,00	13,93	5,50	6,83	10,90	5,87	12,87	9,63	9,07	7,97	12,17	8,30
13,00	8,57	4,23	3,83	3,73	8,77	8,57	4,30	8,00	7,10	6,20	8,07	8,07	8,17
8,23	4,57	4,47	4,83	4,50	7,83	7,83	4,13	8,10	8,30	8,37	4,37	4,03	4,57
9,27	7,47	3,77	7,73	7,97	3,93	3,87	8,00	8,50	3,60	5,47	8,17	4,17	4,30
8,53	3,80	7,97	9,40	7,97	4,57	4,17	9,93	4,60	3,97	3,67	3,70	4,00	8,60
10,20	8,63	7,23	10,93	9,10	8,30	4,80	4,47	4,17	4,60	4,23	4,30	7,03	3,77
7,67	10,67	9,40	8,50	8,80	8,80	4,53	4,30	4,27	4,63	4,13	4,53	4,33	5,10

Tabla 13. Resultados estadísticos modelo físico heterogéneo-Técnica de construcción discreta-Técnica de medición indirecta propuesta por Garzón. Fuente (Garzón, 2014).

RESISTENCIA AL CORTE NO DRENADA MEDICIONES INDIRECTAS KPa				
TÉCNICA	MODELO	GARZON (2014)		
		Media	Desviación estándar	Coefficiente de variación
DISCRETA	HR1	7,31	3,47	47,47
	HR2	6,86	2,82	41,06
	HR3	7,19	2,74	38,17
	Media	7,12	3,02	42,49

Tabla 14. Campo aleatorio de la resistencia al corte no drenada-modelo físico heterogéneo-Técnica de construcción discreta técnica de medición directa - Penetrómetro de bola. Fuente (Garzón, 2014).

RESISTENCIA AL CORTE NO DRENADA-MEDICION DIRECTA-PENETROMETRO DE BOLA kPa													
7,66	7,79	7,75	7,11	7,68	7,83	7,67	6,93	7,19	6,89	6,94	8,13	6,78	7,10
6,82	8,01	7,34	8,14	8,50	7,32	7,60	7,63	7,63	8,84	7,71	6,76	6,96	6,67
8,49	7,96	8,18	7,47	8,27	7,65	8,42	8,22	7,42	7,69	7,29	8,24	8,30	7,04
7,28	8,13	7,99	7,94	8,04	7,84	7,11	8,05	7,28	7,04	7,76	7,89	7,96	7,64
7,30	7,77	8,33	7,66	7,58	7,98	7,84	7,57	7,67	7,18	8,05	7,91	7,72	7,66
6,05	7,25	6,96	7,17	7,00	7,92	7,92	7,09	7,38	8,05	7,32	7,28	7,61	6,83
6,22	7,43	6,63	7,05	6,70	6,69	7,42	7,62	6,72	6,56	7,59	6,88	6,34	6,80
5,68	6,09	5,59	5,69	5,80	5,93	7,01	5,88	6,45	6,47	5,91	6,26	6,27	5,25

Tabla 15. Resultados estadísticos modelo físico heterogéneo-Técnica de construcción discreta técnica de medición directa - Penetrómetro de bola. Fuente (Garzón, 2014).

RESISTENCIA AL CORTE NO DRENADA -MEDICIONES DIRECTAS KPa				
TÉCNICA	MODELO	MINI BALL		
		Media	Desviación estándar	Coefficiente de variación
DISCRETA	HR1	6,97	0,98	14,06
	HR2	7,73	2,89	37,43
	HR3	7,31	0,73	9,95
	Media	7,34	1,83	24,98

4. MODELACIÓN NUMÉRICA DE LA HETEROGENEIDAD DEL SUELO

En este capítulo se presenta la modelación numérica del proceso de construcción (consolidación) del suelo fino homogéneo y heterogéneo. Para la modelación se usó el software de elementos finitos PLAXIS 2D. Los modelos constitutivos seleccionados fueron Mohr-Coulomb y Cam Clay modificado.

La secuencia de montaje sigue los pasos del proceso de construcción del modelo físico y las propiedades del suelo requeridas por cada modelo constitutivo se obtuvieron de los ensayos de caracterización mecánica realizadas por Garzón (2014).

En esta sección se presenta un resumen de la secuencia de montaje y análisis para cada uno de los modelos numéricos.

4.1 SECUENCIA DE MONTAJE DEL MODELO NUMÉRICO

Creación de la geometría del modelo: En este paso se realiza la generación a partir de líneas y puntos de la geometría del modelo mediante la creación de superficies.

Generación de las componentes del modelo: Se asignan las componentes de carga que van a ser aplicadas durante el proceso de análisis. De igual manera se definen las condiciones de restricción del modelo.

Asignación de las propiedades del modelo: En esta etapa se definen las características de los diferentes suelos, así como los parámetros mecánicos requeridas por el modelo constitutivo bajo el cual se define el comportamiento de cada uno de los materiales que componen el modelo.

Generación de la malla: En este paso se selecciona la densidad de la malla con la cual se va realizar el análisis del modelo, es decir la cantidad de elementos que definen la geometría previamente establecida, los cuales mediante un proceso de interpolación interna del programa, generan la malla para las superficies definidas.

Definición de la condiciones de flujo y presiones de agua. Durante este paso se establecen las condiciones de las presiones de agua y de flujo. Mediante la definición de

contornos impermeables en los costados laterales del modelo, se garantiza que solo se cuente con drenaje en la parte superior e inferior del modelo durante la simulación.

Cálculo de la solución: Definido el modelo, se procede a establecer las etapas requeridas para el análisis, así como las condiciones de tiempo y cargas aplicadas. El programa cuenta con la facilidad para la incorporación de tiempos de análisis y aplicación de cargas gravitacionales.

Resultados: Plaxis 2D permite realizar la visualización de los resultados de forma gráfica y en datos numéricos. El programa cuenta con la capacidad para obtener medidas de esfuerzos y de deformaciones, permitiendo analizar el comportamiento del modelo en cada una de las etapas ejecutadas.

4.2 DIAGRAMA METODOLÓGICO DEL PROCESO DE MODELACIÓN NUMÉRICA.

En la Figura 22 se presenta el diagrama de flujo previsto para la modelación numérica, en la cual se simulaban los suelos homogéneos y heterogéneos construidos con las técnicas continua y discreta. Este proceso se realizó considerando los modelos constitutivos Mohr-Coulomb y Cam Clay modificado, permitiendo comparar los resultados con los obtenidos en el modelo físico.

Para el proceso de modelación se considera la siguiente nomenclatura para cada uno de los modelos numéricos:

- **M1M:** Modelo Homogéneo-Técnica de construcción continua, suelo analizado con modelo constitutivo Cam Clay modificado.
- **M2M:** Modelo homogéneo-Técnica de construcción discreta, suelo analizado con modelo constitutivo Cam Clay modificado.
- **M3M:** Modelo Homogéneo-Técnica de construcción continua, suelo analizado con modelo constitutivo Mohr-Coulomb.
- **M4M:** Modelo Homogéneo-Técnica de construcción discreta, suelo analizado con modelo constitutivo Mohr-Coulomb.

- **M5M:** Modelo heterogéneo- Técnica de construcción discreta, suelo analizado con modelo constitutivo Mohr-Coulomb.
- **M6M:** Modelo heterogéneo-Técnica de construcción discreta, suelo analizado con modelo constitutivo Cam Clay modificado.

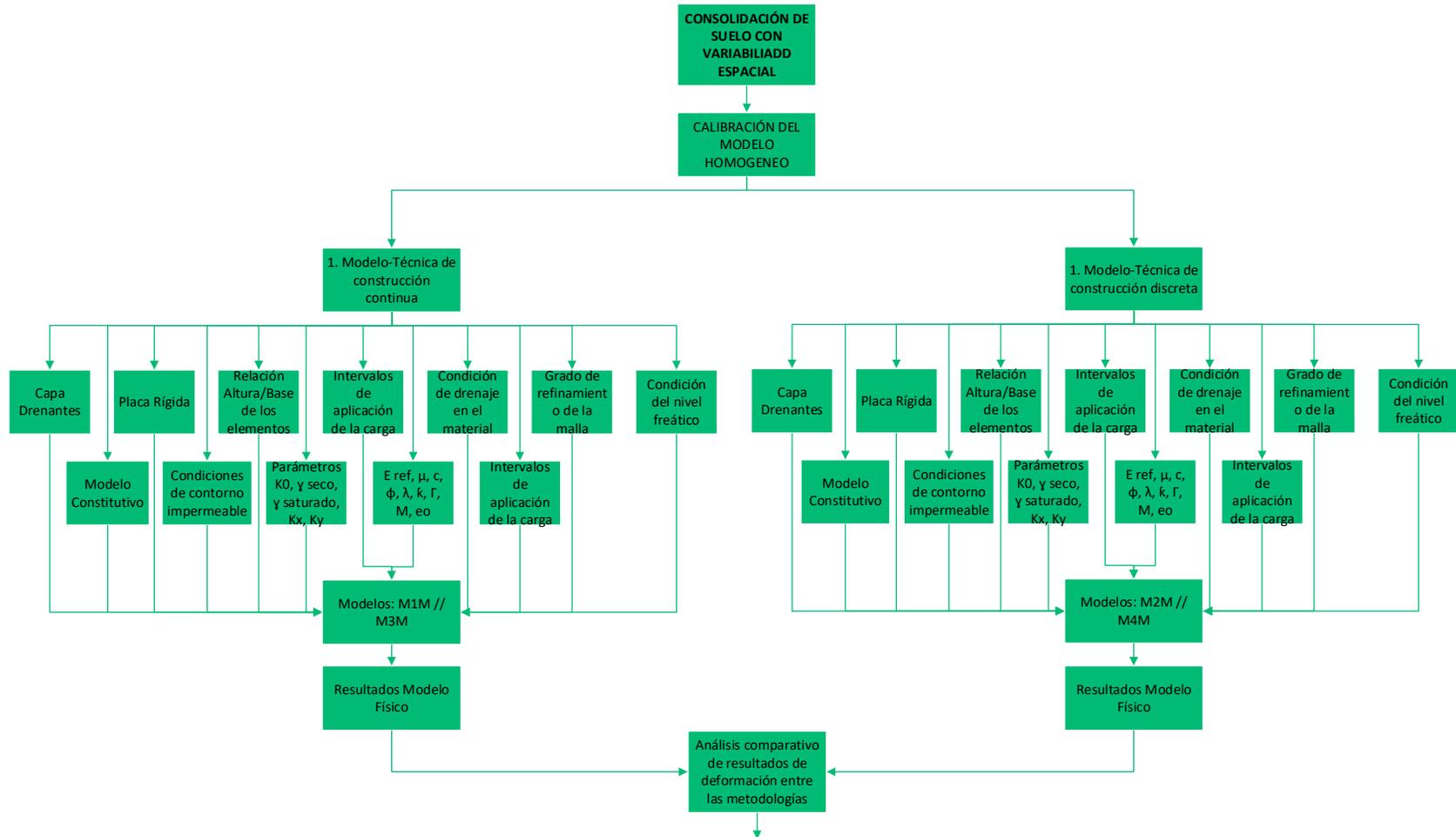


Figura 22. Metodología de calibración de la modelación numérica. Fuente El autor.

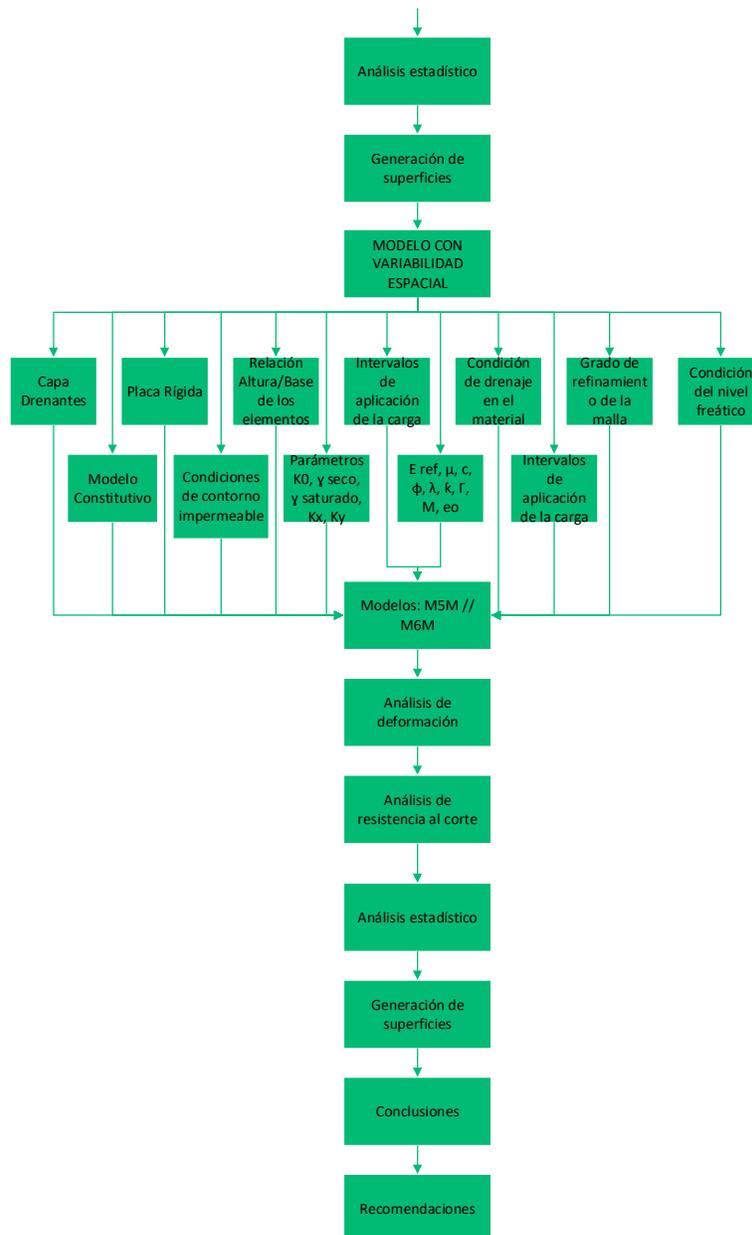


Figura 22. Metodología de calibración de la modelación numérica. Fuente El autor.

4.3 SECUENCIA DE MONTAJE DETALLADA

El primer paso es hacer la configuración general del programa, realizando la descripción del proyecto y la configuración del espacio de trabajo donde se seleccionan las unidades a usar en el modelo. Se define la condición de análisis (deformación plana o aximétrica) y el número de elementos por nodo como se muestra en la Figura 23.

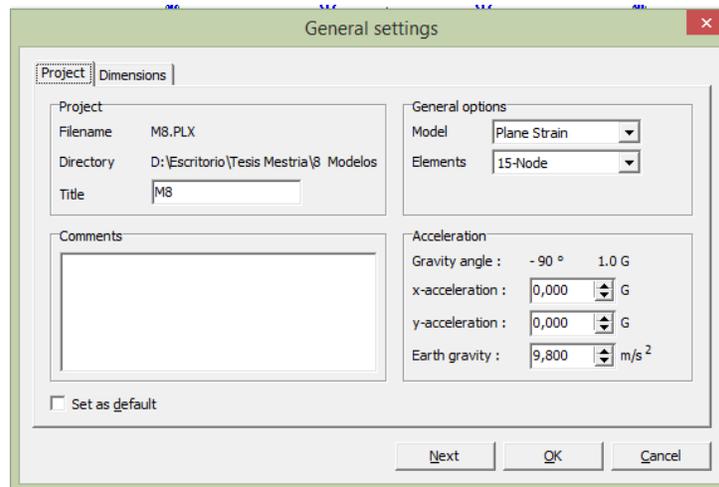


Figura 23. Condiciones generales del modelo. Fuente El autor.

Establecido el ambiente de trabajo con la configuración inicial, se realiza el ensamble del modelo. Para el caso de estudio se definieron las siguientes condiciones:

- **Modelo:** Deformación plana.
- **Elementos:** 15-Nodos.
- **Unidades principales:** Longitud en metros, fuerza en kilonewton, tiempo en días y las demás unidades se dejan por defecto.
- **Aceleración de la gravedad:** 9,8 m/s².
- **El tamaño del espacio de trabajo:** Se estableció una distancia en X=0,14 m y en Y=0,14m con espaciamentos de la grilla de 0,005 m.

Seguidamente se construye la geometría del modelo mediante el dibujo de líneas y puntos, para ello se da clic en la opción *geometry line*  como se observa en la Figura 24. En este paso el programa asignan automáticamente los nodos que posteriormente utilizarán durante el análisis. Definido el modelo, se asigna las restricciones mediante la opción *standard fixities* .

Para la creación de cada suelo se usa la herramienta *material sets* . La parametrización requiere definir el modelo constitutivo del material; al dar clic en el botón *new* se despliegan tres pestañas: *General*, *parameters* e *interfaces*. En la pestaña *General* se realiza la asignación del nombre del material y se selecciona el modelo constitutivo que representará

el comportamiento del material; para el caso de estudio se evaluó el comportamiento de acuerdo con los modelos constitutivos Mohr-Coulomb y Cam Clay modificado.

En la pestaña *Parameters* se introducen los parámetros requeridos por el modelo constitutivo. Para el caso del modelo constitutivo Cam Clay modificado se requiere de los parámetros: λ = *lambda*, κ =*Kappa*, μ =*relación de poisson*, e_o =*relación de vacíos inicial*, M =*pendiente la pendiente de la línea de estado crítico*. En el caso del modelo Mohr-Coulomb se requiere: E = *módulo de elasticidad*, μ =*relación de poisson*, c = *resistencia al corte*, Φ =*ángulo de fricción* y Ψ =*ángulo de dilatancia*. En las Figura 25 y 26 se presentan las ventanas en las cuales se introducen los parámetros.

En la pestaña *Interfaces* se introducen los parámetros de las propiedades de las interfaces; para el caso del modelo Cam Clay Modificado los parámetros requeridos son: resistencia al *corte*, *fricción* y *dilatancia* si el material cuenta con ella; por recomendación de los manuales el valor de la cohesión debe ser mayor a cero para que el procesamiento no genere errores. En el caso del modelo Mohr-Coulomb se realiza la configuración manual y se define el parámetro de interacción entre suelo-suelo (R_{inter}).

De esta forma se definen los suelos fabricados en el modelo físico conforme las propiedades obtenidas de las pruebas de consolidación y triaxial tipo CU para cada uno de los materiales.

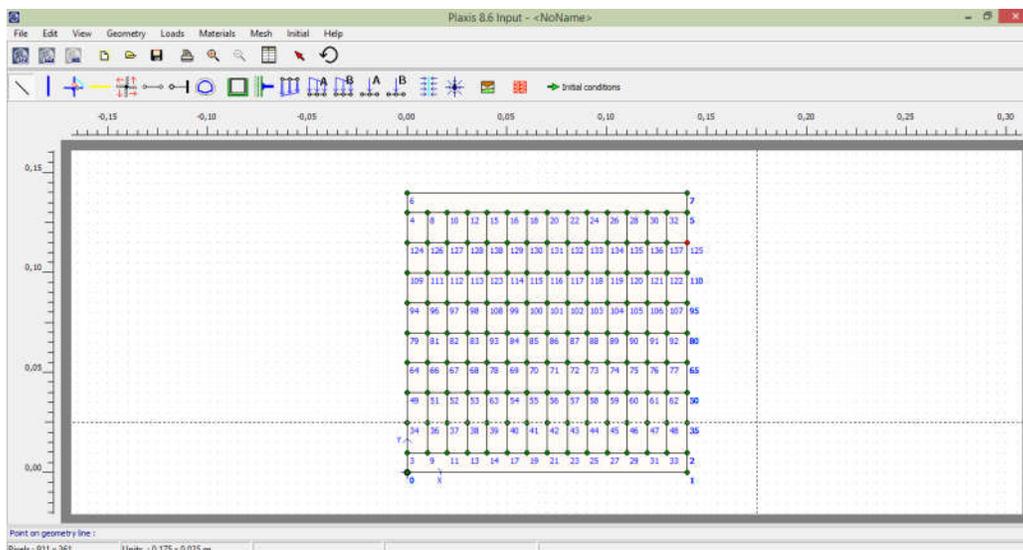


Figura 24. Creación de la geometría del modelo. Fuente El autor.

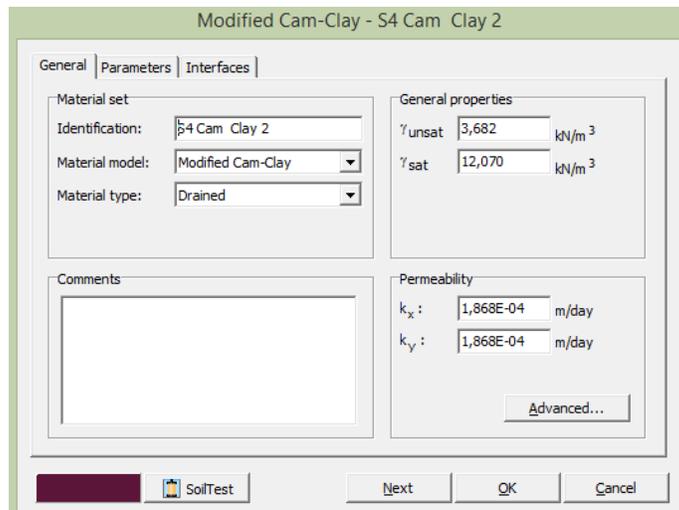


Figura 25. Configuración del modelo constitutivo del suelo y configuración de los parámetros del modelo. Fuente El autor.

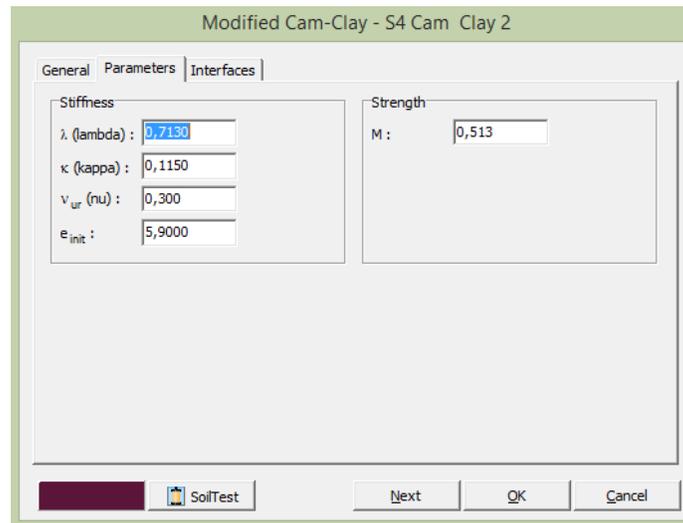
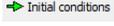


Figura 26. Configuración de los parámetros del modelo constitutivo del suelo. Fuente el autor.

En Plaxis 2D se procede a crear cada tipo de suelo de acuerdo con las propiedades definidas en la Tabla 1, los cuales posteriormente serán arrastrados hasta cada una de las celdas diseñadas en la geometría del modelo. Seguidamente, mediante el uso de la herramienta *Distributed load*  se define el sistema de carga distribuida que simulará la aplicación de la carga estática, como se muestra en la Figura 27.

Construido el modelo se procede a la generación de la malla de elementos finitos para el sistema establecido, para ello se hace clic en la herramienta *Generate mesh* , permitiendo

crear la malla con el grado de refinamiento deseado; para el caso de análisis se selecciona una malla fina y se carga mediante la opción *Update* como se puede observar en la Figura 28.

Se definen las condiciones de flujo mediante el menú *initial conditions* , asignando las condiciones del nivel freático mediante la opción *freatic level* . De igual manera se realiza la instalación de las superficies de flujo mediante las herramientas *Closed flow boundary*  y *Close consolidation Boundary* , localizadas en las paredes laterales con el objetivo de permitir el flujo exclusivamente en la cara superior e inferior del modelo, como se muestra en la Figura 29. Creadas las condiciones de flujo y el nivel freático, Plaxis generará automáticamente las presiones de poros mediante la opción *Generate water pressures* .

Con la ayuda de la opción *Generate initial stresses*  se procede a crear las tensiones efectivas iniciales, aplicando el procedimiento K0 como se muestra en la Figura 30. Finalizada la construcción el modelo se procede a la etapa de cálculo, para lo cual se hace uso del botón *Calculate* , desplegando la ventana *Calculations* a través de la cual se realizará el proceso de aplicación de las cargas de consolidación en las etapas construidas en el modelo físico como se muestra en la Figura 31.

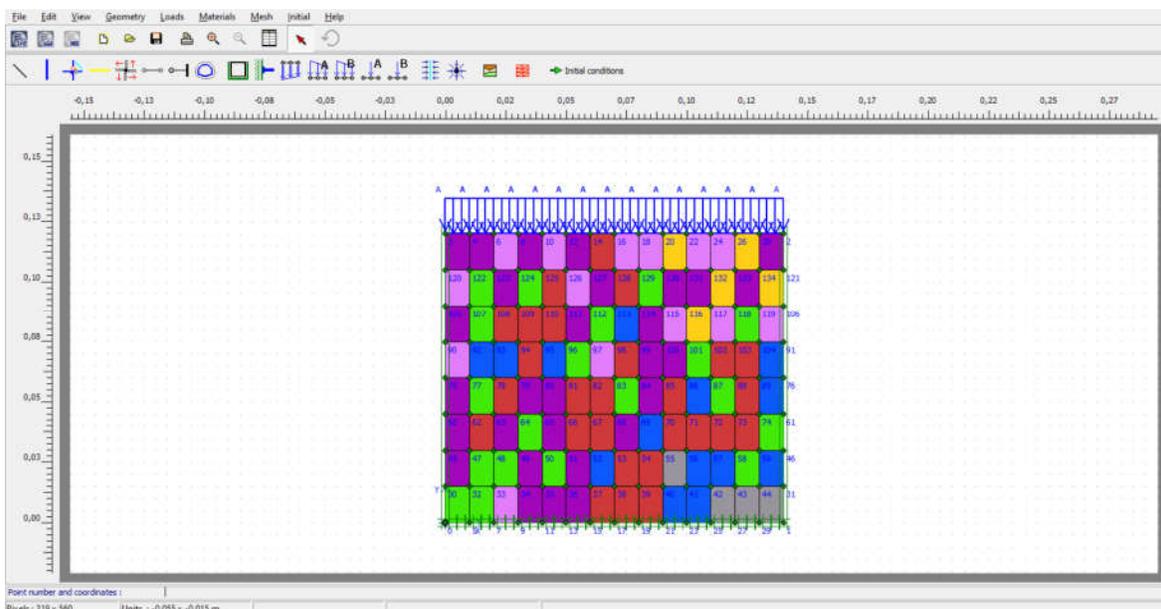


Figura 27. Vista general del modelo numerico. Fuente el autor.

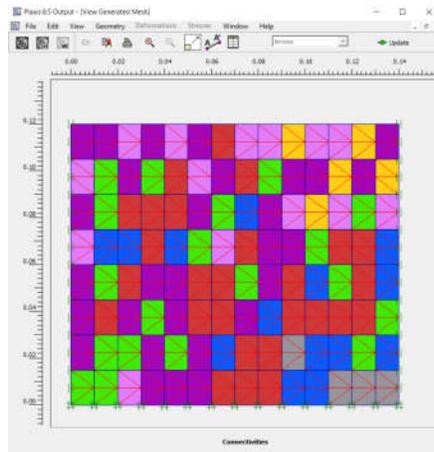


Figura 28. Generación de la malla de elementos finitos. Fuente El autor.

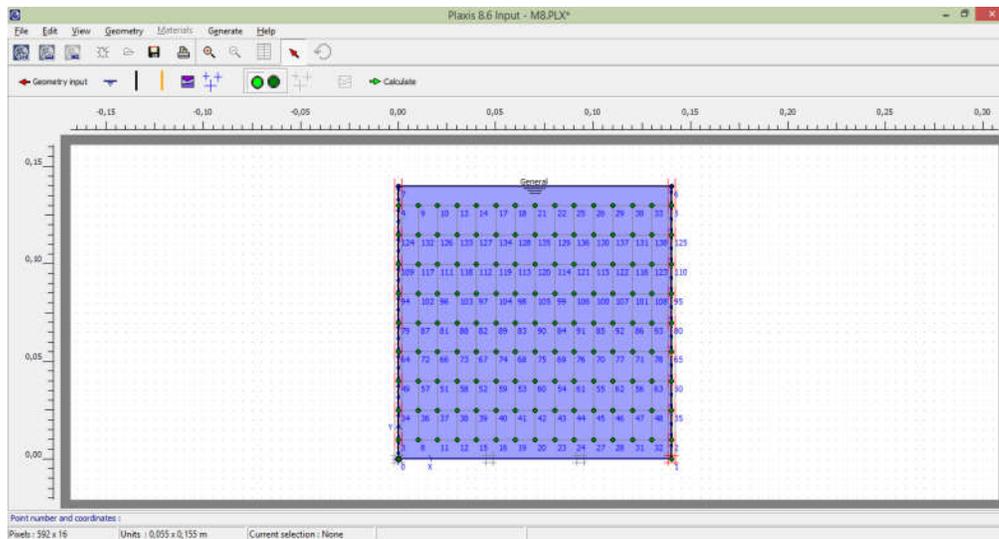


Figura 29. Generación de las condiciones de flujo y límites de flujo lateral. Fuente el autor.

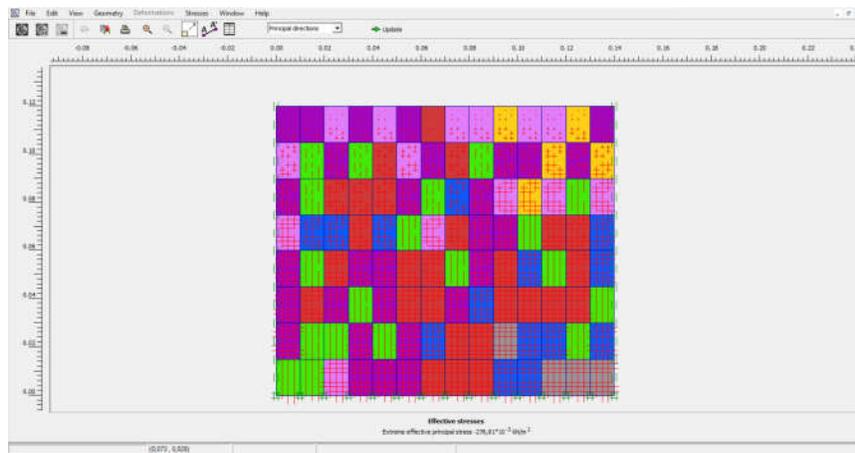


Figura 30. Generación de la condición inicial de esfuerzos. Fuente El autor.

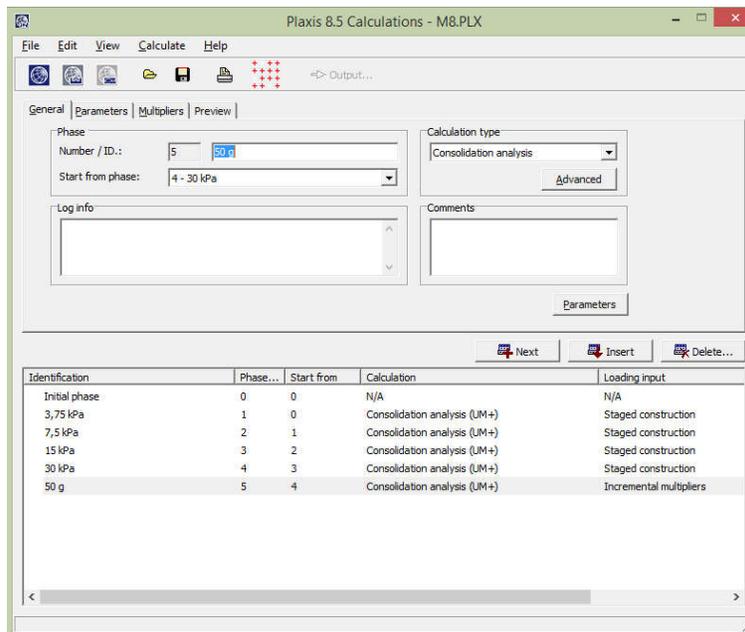


Figura 31. Generación de las condiciones de carga definidas para el modelo. Fuente El autor.

En la pestaña *General*, se define el nombre de la etapa que se va desarrollar, en la casilla *Calculation type* se selecciona análisis de consolidación; el caso de estudio se considera como un problema de grandes deformaciones, por tanto en *Deformation control parameters* se seleccionan las casillas de cargar malla y presiones de agua, con el objetivo que sean parte del proceso de análisis. Seguidamente, en el menú *parameters* se selecciona *staged construction*, el cual permitirá asignar el proceso de aplicación de la carga de forma progresiva, definiendo el intervalo de tiempo para la etapa previamente definida.

Para el caso de las cargas estáticas se realiza la configuración de la magnitud de la carga a aplicar, a través de la opción *Y-Value* donde se ingresa la magnitud, como se indica en la Figura 32. Una vez finalizado este paso, se crea una última etapa, en la cual se aplica el incremento de la aceleración gravitacional, seleccionando *Total Multiplier* y la opción Σ -*Mweight*; esta se encargará de generar el incremento de la carga gravitacional hasta valor *n* definido para el modelo, como se muestra en la Figura 33.

Se seleccionan los puntos de control en el modelo para la generación de curvas mediante la herramienta *Select points for curves* . Completado el proceso de configuración, se inicia el de cálculo numérico, durante el cual se despliega una ventana de procesamiento de cada una de las etapas previamente definidas, como se muestra en la Figura 34.

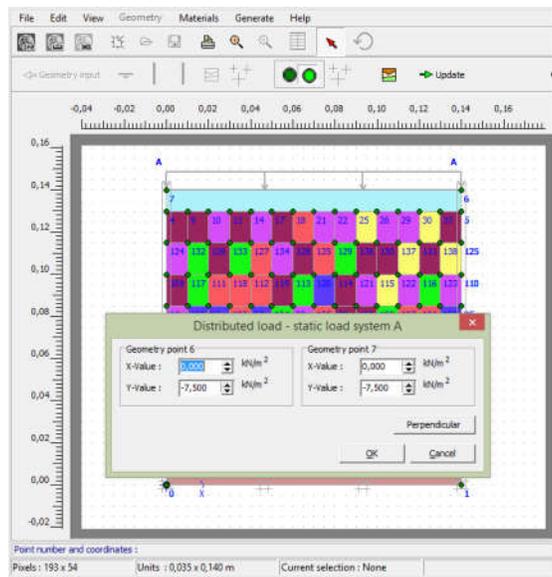


Figura 32. Configuración de cargas estáticas. Fuente El autor.

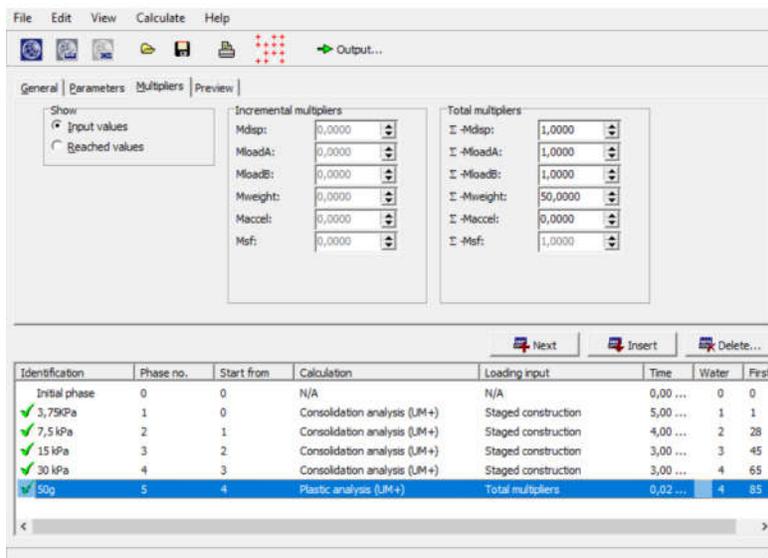


Figura 33. Aplicación de la carga gravitacional. Fuente El autor.

Terminado el proceso de cálculo, en cada una de las etapas ejecutadas correctamente, aparecerá el icono , en caso contrario aparecerá el icono  que indica el fallo del cálculo de la etapa indicada. La visualización de los resultados se realiza dando clic sobre la etapa y la opción *Output*  con lo cual se despliega una nueva ventana con los resultados obtenidos del proceso de cálculo. En las pestañas se presentan dos barras fundamentales para la visualización de los resultados de esfuerzos (*Barra Stresses*) y deformaciones (*Barra Deformations*) como se observa en la Figura 35.

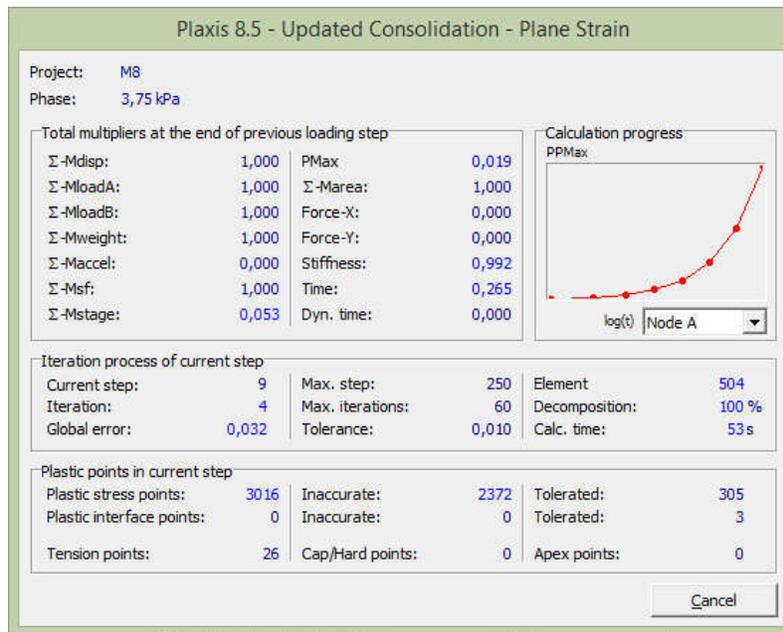


Figura 34. Proceso de cálculo. Fuente El autor.

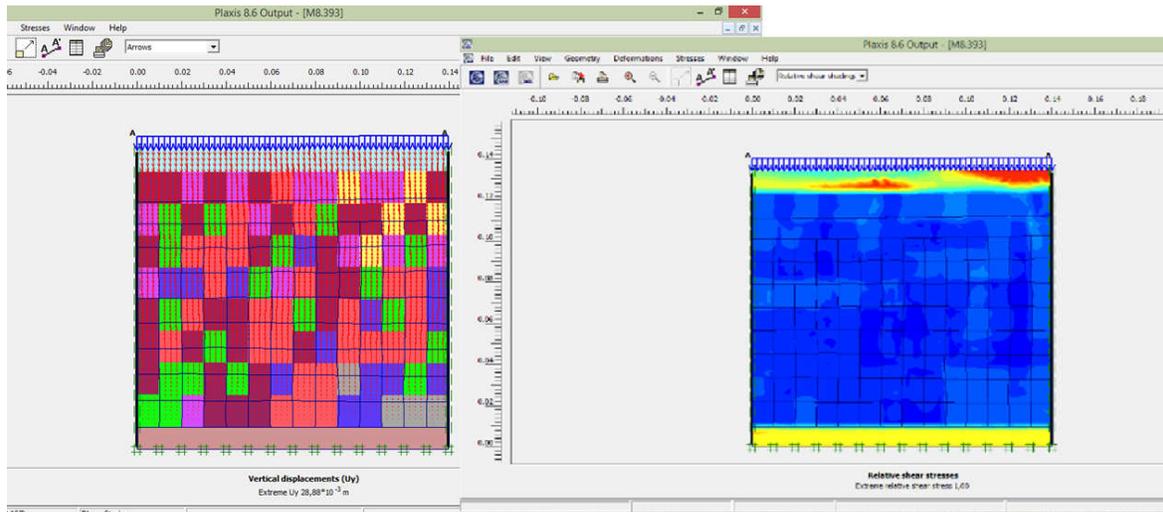


Figura 35. Presentación gráfica de resultados de esfuerzos y deformaciones. Fuente El autor.

Otra alternativa con la cual cuenta el programa para la presentación de los resultados es la generación de los esfuerzos cortantes en la masa de suelo, dando clic sobre el icono *cross section* , la cual genera una nueva opción en el menú de esfuerzos denominada *Shear stress*, a través de la cual se determina el esfuerzo cortante en el punto deseado de la masa de suelo como se muestra en la Figura 36.

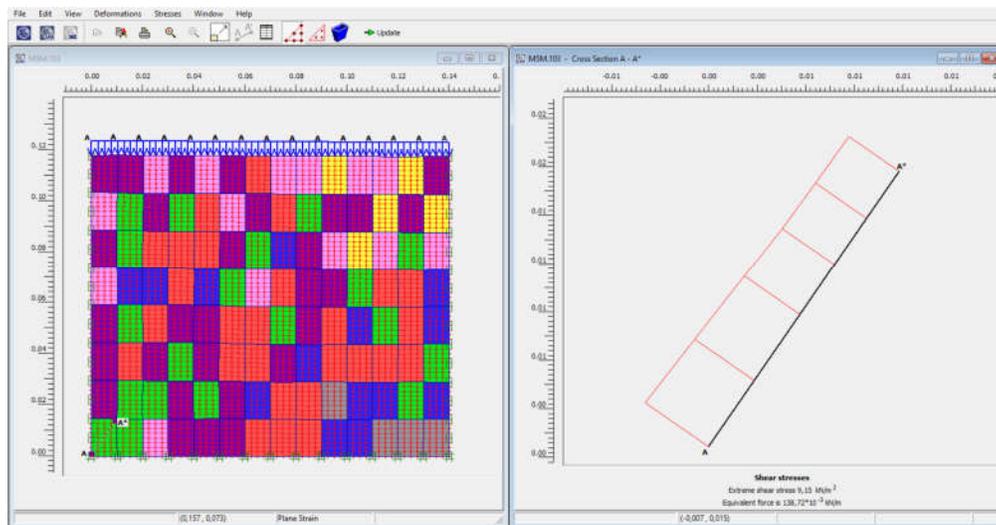


Figura 36. Determinación del esfuerzo cortante. Fuente El autor.

4.4 ANÁLISIS DE DEFORMACIONES

4.4.1 Modelo Homogéneo

Se construyeron cuatro modelos, de los cuales dos se simularon con la técnica continua (capa única) y dos con la técnica discreta. El suelo evaluado fue S3 y en cada modelo el comportamiento del suelo fue representado a través de los modelos constitutivos Mohr-Coulomb y Cam Clay modificado. La nomenclatura de estos modelos es M1M, M2M, M3M y M4M como se indicó anteriormente; a continuación se describen las características y resultados de cada uno de estos modelos.

Se construyó un modelo homogéneo con técnica de construcción continua y el suelo fue analizado con modelo constitutivo Mohr-Coulomb (**M3M**) siguiendo los pasos descritos en el numeral 4.2 y teniendo cuenta los datos de entrada indicados en la Tabla 16.

Tabla 16. Propiedades modelo homogéneo-Técnica de construcción continua- Modelo constitutivo Mohr-Coulomb. Fuente El autor.

Propiedad	Valor	Propiedad	Valor
Característica	Homogéneo	k0	Automático <1
Capa	Única	γ seco (kN/m ³)	3,682
Capa drenante	-	γ saturado (kN/m ³)	12,07
Uso de placa superior	-	Kx (m/día)	1,87E-04
Aplicación de carga	Individual-gradual	Ky (m/día)	1,87E-04

Unidades dimensionales	M	E ref (kPa)	5625
	KN	μ	0,3
	Día	c (kPa)	1
Modelo constitutivo	Mohr-Coulomb	ϕ (°)	13,7
Tipo de malla de elementos finitos	Fina	Tiempo aplicación carga 1 (días)	5
Nivel freático	Parte Superior	Tiempo aplicación carga 2 (días)	4
Contorno impermeable lateral	Si	Tiempo aplicación carga 3 (días)	3
Contorno impermeable lateral en análisis de consolidación	Si	Tiempo aplicación carga 4 (días)	3

La deformación vertical obtenida fue de 0,9 mm como se observa en la Figura 37; al comparar este valor con el resultado de deformación del modelo físico (40 mm) se evidencia una diferencia de 39.1 mm, lo cual no representa el comportamiento esperado.

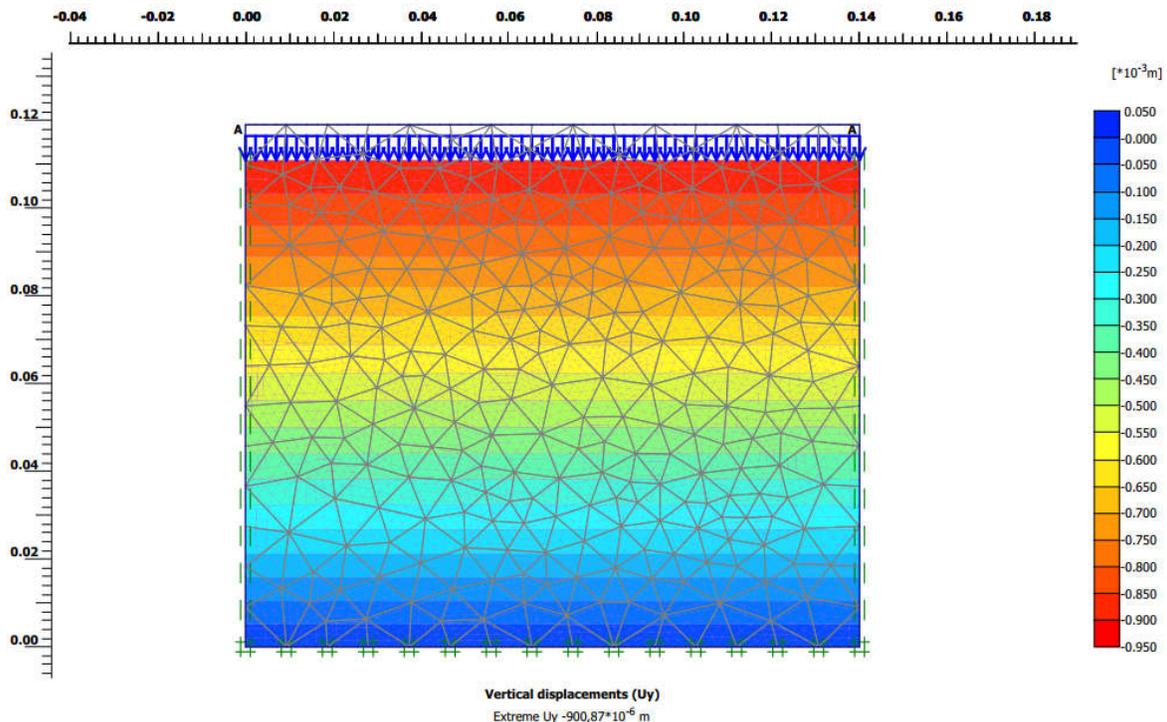


Figura 37. Deformación vertical modelo homogéneo-Modelo constitutivo Mohr-Coulomb – Técnica de construcción continua. Fuente El autor.

Se construyó un *modelo homogéneo con técnica de construcción discreta* y el suelo fue analizado con *modelo constitutivo Mohr-Coulomb (M4M)* siguiendo los pasos descritos en el numeral 4.2 y teniendo cuenta los datos de entrada indicados en la Tabla 16. La deformación vertical obtenida fue de 0,9 mm como se observa en la Figura 38; al comparar

este valor con el resultado de deformación del modelo físico (40 mm) se evidencia una diferencia de 39.1 mm.

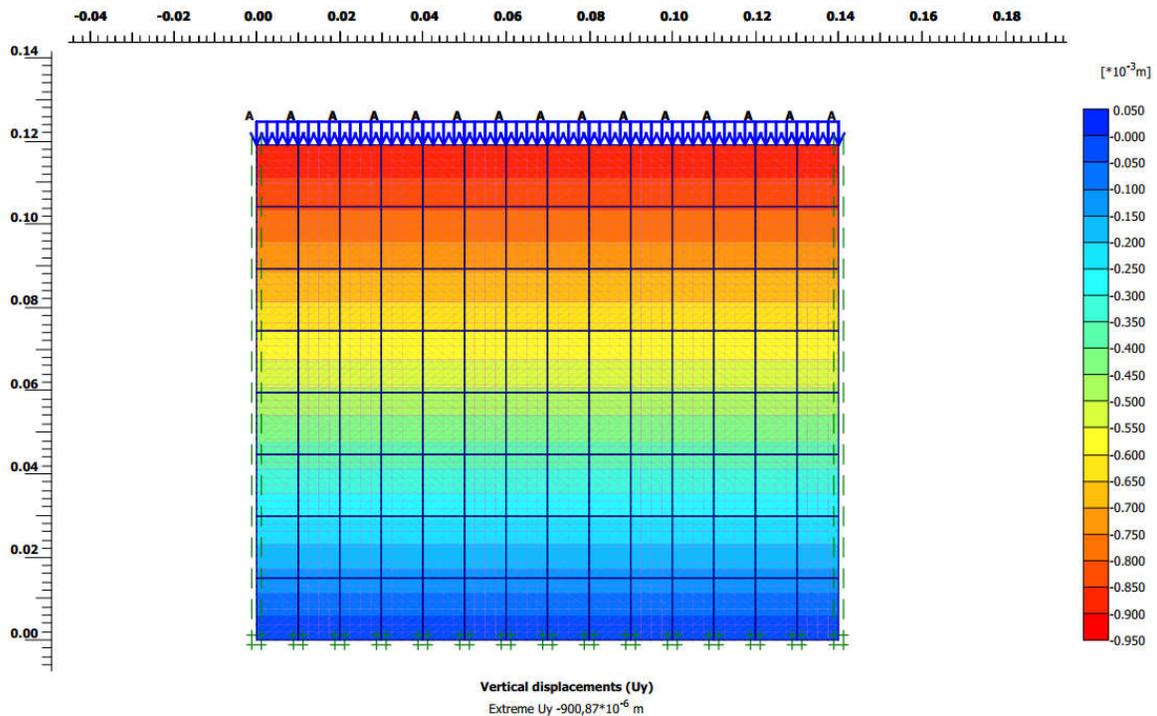


Figura 38. Deformación vertical modelo homogéneo-Modelo constitutivo Mohr-Coulomb –Técnica de construcción discreta. Fuente El autor.

Se construyó un modelo homogéneo con técnica de construcción continua y el suelo fue analizado con modelo constitutivo Cam Clay modificado (**M1M**) siguiendo los pasos descritos en el numeral 4.2 y teniendo cuenta los datos de entrada indicados en la Tabla 17. La deformación vertical obtenida fue de 37,6 mm como se observa en la Figura 39, presentando una diferencia en relación al resultado de deformación del modelo físico (40 mm) de 2.4 mm.

Tabla 17. Propiedades modelo homogéneo-Técnica de construcción continua- Modelo constitutivo Cam Clay modificado. Fuente El autor.

Propiedad	Valor	Propiedad	Valor
Característica	Homogéneo	k0	Automático <1
Capa	Única	γ seco (kN/m3)	3,682
Capa drenante	-	γ saturado (kN/m3)	12,07
Uso de placa superior	-	Kx (m/día)	1,87E-04
Aplicación de carga	Individual-gradual	Ky (m/día)	1,87E-04

Unidades dimensionales	M	Λ	0.713
	KN	K	0.115
	Día	M	0.513
Modelo constitutivo	Cam Clay modificado	μ	0,3
Tipo de malla de elementos finitos	Fina	c (kPa)	1
Nivel freático	Parte Superior	ϕ (°)	13,7
Contorno impermeable lateral	Si	Tiempo aplicación carga 1 (días)	5
Contorno impermeable lateral en análisis de consolidación	Si	Tiempo aplicación carga 2 (días)	4
		Tiempo aplicación carga 3 (días)	3
		Tiempo aplicación carga 4 (días)	3
e0	5,9		

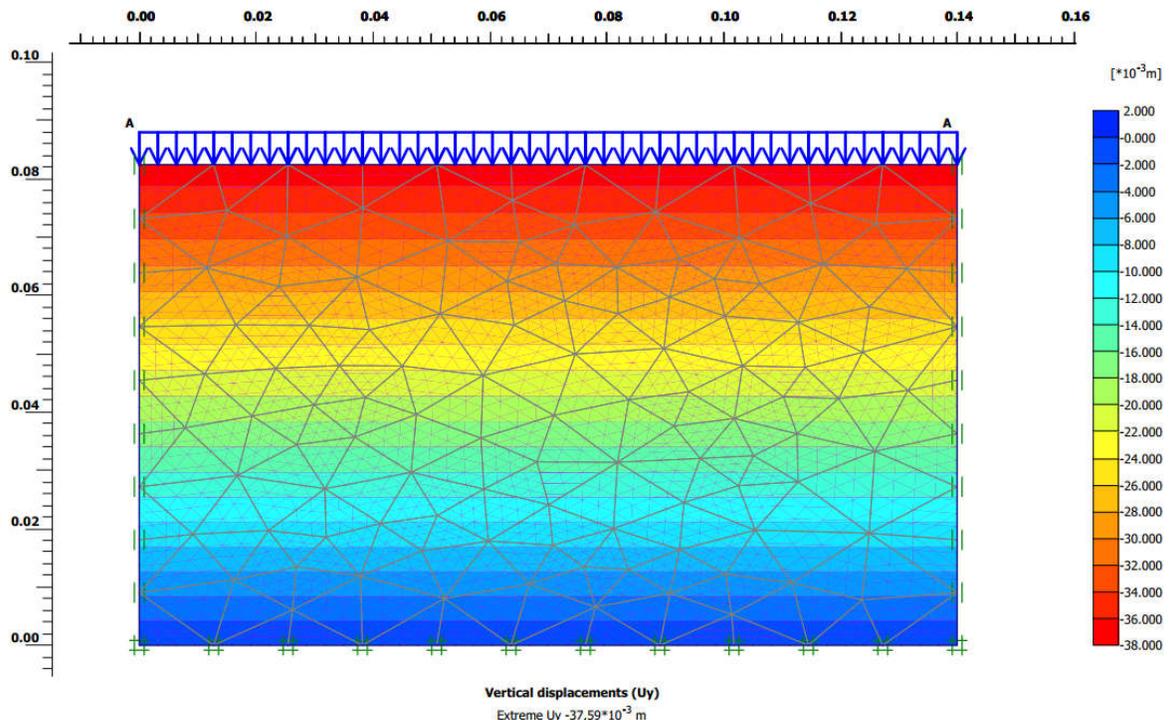


Figura 39. Deformación vertical modelo homogéneo-Modelo constitutivo Cam Clay modificado – Técnica de construcción continua. Fuente El autor.

Se construyó un modelo homogéneo con técnica de construcción discreta y el suelo fue analizado con modelo constitutivo Cam Clay modificado (**M2M**) siguiendo los pasos descritos en el numeral 4.2 y teniendo cuenta los datos de entrada indicados en la Tabla 17. Los resultados de deformación obtenidos se presentan en la Figura 40.

La deformación vertical obtenida fue de 37,6 mm tanto en el modelo continuo como en el modelo discreto; esto se puede observar en las Figuras 39 y 40, presentando una diferencia en relación al resultado de deformación de los modelos físicos (40 mm) de 2.4 mm.

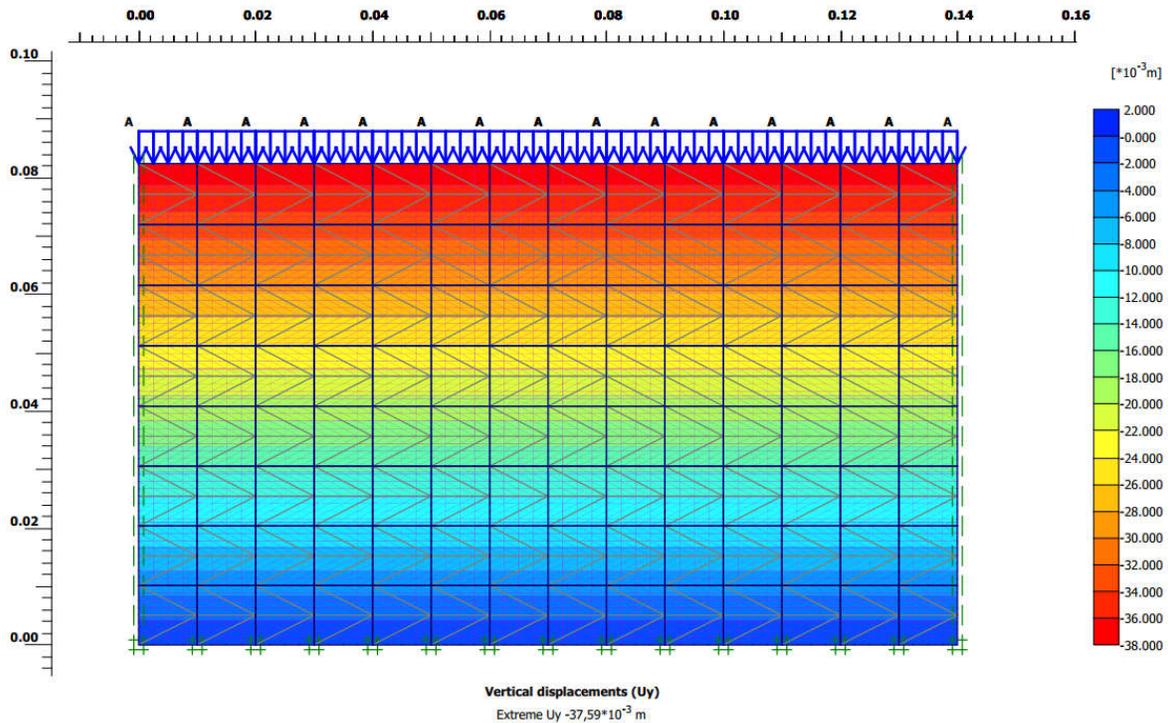


Figura 40. Deformación vertical modelo homogéneo-Modelo constitutivo Cam Clay modificado –Técnica de construcción discreta. Fuente El autor.

A nivel general se evidencia que la técnica constructiva no influencia el valor de la deformación del modelo homogéneo es decir, que al construir el modelo como un conjunto de celdas del mismo material (técnica discreta), no crea interacciones adicionales entre cada uno de los elementos que a la vez genere un incremento de las deformaciones.

En la Tabla 18 se presenta un cuadro resumen de las características de los modelos homogéneos simulados numéricamente, así como las deformaciones por consolidación obtenidas. De acuerdo con los resultados, se evidencia que los modelos evaluados con el modelo constitutivo Mohr-Coulomb presentan bajas deformaciones las cuales no son representativas del comportamiento real del modelo físico construido y medido. Esto se debe a que el modelo constitutivo no representa el comportamiento elastoplástico progresivo que el suelo estudiado puede desarrollar. Por otra parte, los modelos construidos

con el modelo constitutivo Cam Clay modificado presentan la mejor aproximación al problema en cuanto a deformaciones con una diferencia de 2,4 mm en relación al modelo físico.

Tabla 18. Resultados de deformación vertical en modelos homogéneos construidos con: Técnica continua y Técnica Discreta. Fuente El autor.

MODELO NUMERICO						MODELO FÍSICO	DIFERENCIA DE DEFORMACIONES ENTRE EL MODELO FÍSICO Y NUMERICO (mm)
CONDICIÓN DEL MODELO	NÚMERO	SUELO	MODELO CONSTITUTIVO	CONSTRUCCIÓN DEL MODELO	DEFORMACIÓN (mm)	DEFORMACIÓN (mm)	
HOMOGENEO	M1M	S3	Cam Clay Modificado	Continua	37,6	40	2,4
	M2M	S3	Cam Clay Modificado	Discreta	37,6	40	2,4
	M3M	S3	Mohr Coulomb	Continua	0,9	40	39,1
	M4M	S3	Mohr Coulomb	Discreta	0,9	40	39,1

4.4.2 Modelo Heterogéneo

El modelo heterogéneo se configuró acorde a las características del campo aleatorio indicado en Figura 21. Al igual que los modelos homogéneos, se utilizaron los modelos constitutivos Cam Clay modificado y Mohr Coulomb; los resultados obtenidos se presentan a continuación.

Se construyó un modelo heterogéneo y el suelo fue analizado con modelo constitutivo Mohr-Coulomb (**M5M**) siguiendo los pasos descritos en el numeral 4.2 y teniendo cuenta los datos de entrada indicados en la Tabla 19. Los resultados de deformación obtenidos se presentan en la Figura 41. La deformación máxima medida para este modelo fue de 2.3 mm, lo cual evidencia una diferencia de 43.8 mm en relación a la deformación media de los modelo físicos (46.1 mm). Pese a las bajas deformaciones, en el modelo se evidencia una leve interacción entre los suelos componentes del modelo, sin embargo, no refleja la respuesta obtenida en el modelo físico.

Tabla 19. Propiedades modelo Heterogéneo- Modelo constitutivo Mohr-Coulomb. Fuente El autor.

Suelo	S1	S2	S3	S4	S5	S6	S7
Modelo del material	Mohr Coulomb						
Peso unitario seco (KN/m ³)	5,912	4,486	3,682	2,75	2,73	2,313	1,914
Peso unitario sat. (KN/m ³)	13,53	12,55	12,07	11,53	11,49	11,19	10,97
Kx	2,69E-04	1,79E-04	1,87E-04	1,36E-04	1,18E-04	2,06E-04	1,54E-04
Ky	2,69E-04	1,79E-04	1,87E-04	1,36E-04	1,18E-04	2,06E-04	1,54E-04
e inicial	3,48	4,62	5,9	8,56	8,38	9,52	11,97
Eref	2400	2250	7500	7000	3500	1083	3667
μ	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3
c	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
φ	18,4	18,8	13,7	12,7	10,6	17,8	17,5
Interface	Manual						
Rinter	0,667	0,667	0,667	0,667	0,667	0,667	0,667
Malla	Media						
Peso unitario agua (KN/m ³)	9,81	9,81	9,81	9,81	9,81	9,81	9,81
Nivel freático	Nivel superior						
Barrera cerrada de consolidación	SI						
Generación de presión de poros	Nivel freático						
Condición inicial	Procedimiento K0						
ΣM-Weight	1	1	1	1	1	1	1
Tipo de calculo	Análisis de consolidación						
Opciones avanzadas	Malla y presión de poros cargada						

Se construyó un modelo heterogéneo y el suelo fue analizado con modelo constitutivo Cam Clay modificado (**M6M**) siguiendo los pasos descritos en el numeral 4.2 y teniendo cuenta los datos de entrada indicados en la Tabla 20. Los resultados de deformación obtenidos se presentan en la Figura 42. La deformación vertical obtenida fue de 42.8 mm, al comparar el resultado con el modelo físico en el cual se midió una deformación vertical máxima de 46.1 mm, se evidencia una diferencia de deformaciones de 3.3 mm.

En cuanto a la deformación superficial, se evidencia un comportamiento de concentración de deformaciones en el centro del modelo, producto de la interacción de los diferentes suelos durante el proceso de consolidación en la fase llevada a cabo en la centrífuga.

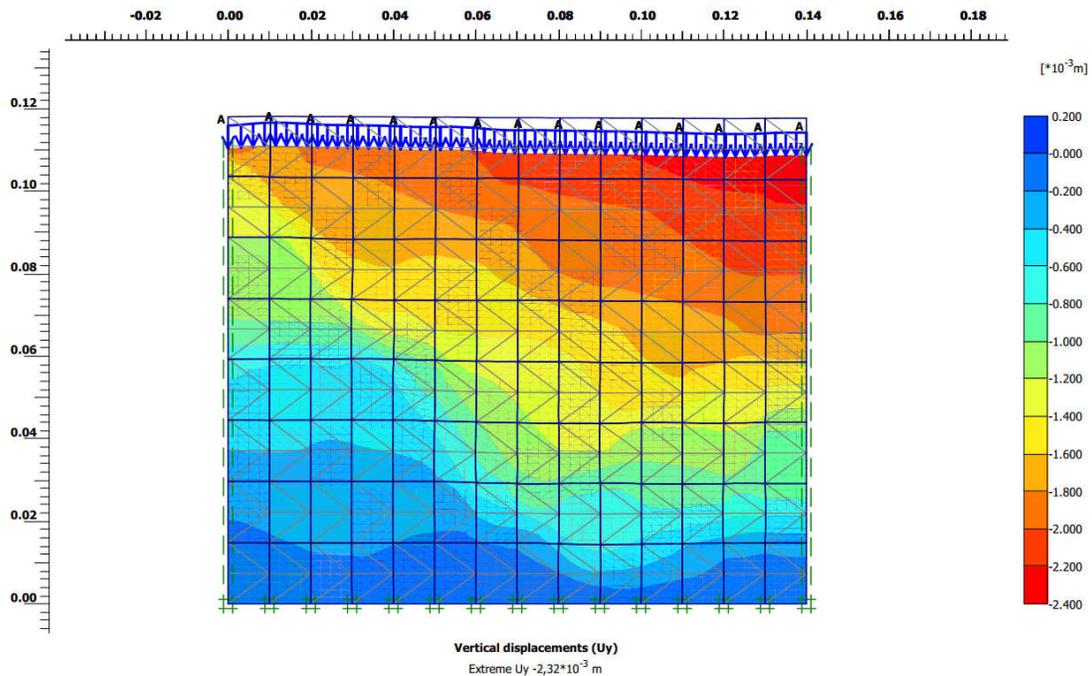


Figura 41. Deformación vertical modelo heterogéneo-Modelo constitutivo Mohr Coulomb–Técnica de construcción discreta. Fuente El autor.

Tabla 20. Propiedades modelo Heterogéneo - Modelo constitutivo Cam Clay modificado. Fuente El autor.

Suelo	S1	S2	S3	S4	S5	S6	S7
Modelo del material	Cam Clay modificado						
Peso unitario seco (KN/m ³)	5,912	4,486	3,682	2,75	2,73	2,313	1,914
Peso unitario sat. (KN/m ³)	13,53	12,55	12,07	11,53	11,49	11,19	10,97
Kx	2,694E-04	1,789E-04	1,867E-04	1,358E-04	1,182E-04	2,055E-04	1,542E-04
Ky	2,694E-04	1,789E-04	1,867E-04	1,358E-04	1,182E-04	2,055E-04	1,542E-04
e inicial	3,48	4,62	5,9	8,56	8,38	9,52	11,97
Eref	2400	2250	7500,0	7000	3500	1083	3667
μ	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3
c	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
φ	18,4	18,8	13,7	12,7	10,6	17,8	17,5
λ	0,345	0,506	0,713	0,888	1,023	1,093	1,260
k	0,085	0,051	0,115	0,068	0,155	0,174	0,116
Vur	0,150	0,150	0,150	0,150	0,150	0,150	0,150
Γ	0,737	0,740	1,241	1,201	1,738	1,896	1,793
M	0,705	0,721	0,513	0,475	0,393	0,680	0,667
Interface	Manual						
Rinter	0,667	0,667	0,667	0,667	0,667	0,667	0,667
Malla	Media						

Peso unitario agua (KN/m³)	9,81	9,81	9,81	9,81	9,81	9,81	9,81
Nivel freático	Nivel superior						
Barrera cerrada de flujo	No						
Barrera cerrada de consolidación	SI						
Generación de presión de poros	Nivel Freático						
Condición inicial	Procedimiento KO						
ΣM-Weight	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Tipo de calculo	Análisis de consolidación						
Opciones avanzadas	Malla y presión de poros cargada						

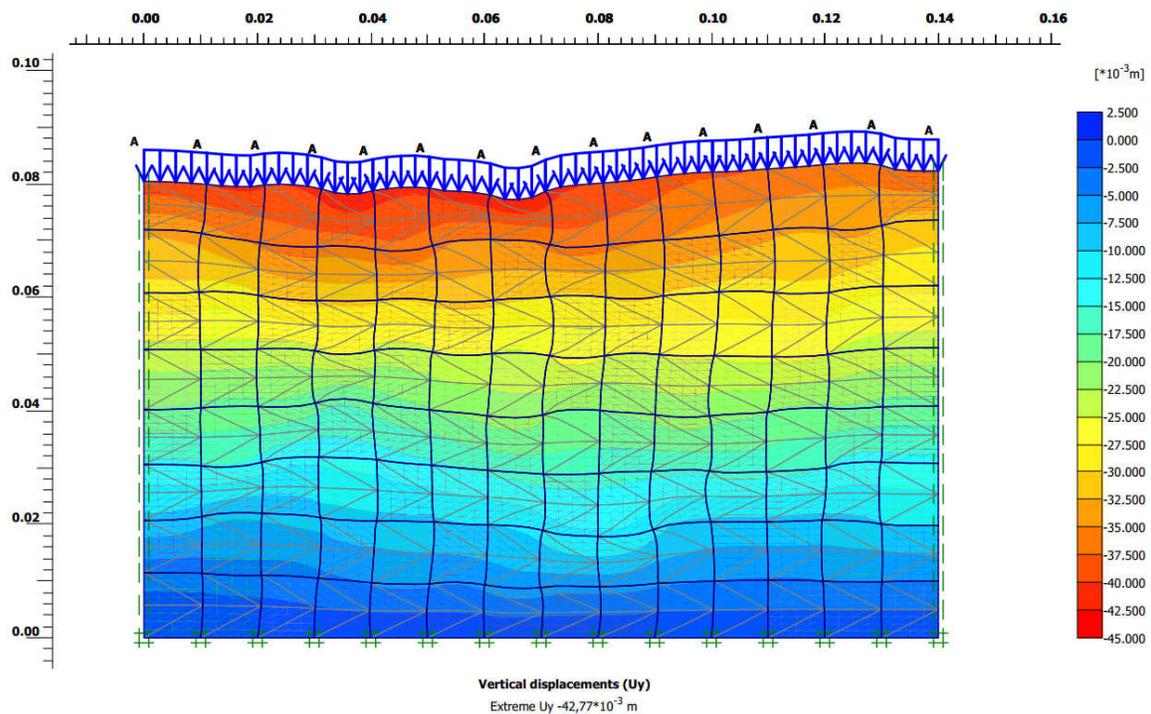


Figura 42. Deformación vertical modelo heterogéneo-Modelo constitutivo Cam Clay modificado –Técnica de construcción discreta. Fuente El autor.

En la Tabla 21 se presenta la evaluación de las deformaciones por consolidación de los modelos numéricos heterogéneos, así como las diferencias de estas en relación a los resultados obtenidos en los modelos físicos.

Tabla 21. Resultados comparativos de los modelos físicos y numéricos heterogéneos. Fuente El autor.

CONDICIÓN DEL MODELO	MODELO NUMÉRICO					MODELO FÍSICO	DIFERENCIA DE DEFORMACIONES ENTRE EL MODELO FÍSICO Y NUMÉRICO (mm)
	NÚMERO	SUELO	MODELO CONSTITUTIVO	CONSTRUCCIÓN DEL MODELO	DEFORMACIÓN (mm)	DEFORMACIÓN (mm)	
HETEROGENEO	M5M	S1-S2-S3-S4-S5-S6-S7	Mohr Coulomb	Discreta	2,3	46,1	43,8
	M6M	S1-S2-S3-S4-S5-S6-S7	Cam Clay Modificado	Discreta	42,8	46,1	3,3

De acuerdo con los resultados obtenidos, el modelo constitutivo que presenta la menor diferencia de los resultados de deformación entre los modelos físicos y numéricos, corresponde al desarrollado bajo el modelo constitutivo Cam Clay modificado, puesto que dentro de las ventajas con las que cuenta este modelo, es la capacidad para tener en cuenta el efecto de la fluencia del suelo cuando se supera el umbral de esfuerzos y el cambio de volumen que se produce con el corte.

4.5 RESISTENCIA AL CORTE NO DRENADA

4.5.1 Modelo Homogéneo

La medición de la resistencia al corte no drenada, se realizó siguiendo el procedimiento descrito en el numeral 4.2 a través de la opción *Cross section* y el menú *shear stresses*. En el caso de los modelos continuos, se realizó una medida a través de un corte desde la esquina inferior izquierda hasta la esquina superior derecha del modelo; en el caso de los modelos discretos, la resistencia al corte no drenada se determinó sobre cada una de las celdas realizando un corte desde la esquina inferior izquierda de la celda a la esquina superior derecha.

Al realizar la medición de la resistencia al corte no drenada del suelo S3 en el *modelo numérico homogéneo construido con técnica de construcción continua y el suelo analizado con modelo constitutivo Mohr-Coulomb (M3M)*, se obtuvo una resistencia de 8.34 kPa.

En el caso de las mediciones de resistencia al corte no drenada realizadas en el suelo S3 para el *modelo numérico homogéneo construido con técnica de construcción discreta y el suelo analizado con el modelo constitutivo Mohr-Coulomb (M4M)*, los resultados obtenidos

se presentan en la Tabla 22 y en la Figura 43 se presenta el mapa de los valores de resistencia al corte para el modelo.

Tabla 22. Campo aleatorio de resistencia al corte no drenada- Modelo homogéneo-Modelo constitutivo Mohr Coulomb – Técnica de construcción discreta. Fuente El autor.

RESISTENCIA AL CORTE NO DRENADA-MODELO HOMOGENEO-MOHR COULOMB kPa													
5,86	5,89	5,73	5,77	5,67	5,74	5,65	5,77	5,7	6,07	6,59	6,86	5,67	7,22
6,35	6,34	6,35	6,39	6,39	6,48	6,56	6,49	6,48	6,49	6,5	6,61	6,5	6,48
6,59	6,77	6,86	6,73	6,76	6,78	6,77	6,76	6,87	6,78	6,82	6,79	6,82	6,76
7,00	7,18	7,26	7,26	7,19	7,18	7,22	7,18	7,16	8,15	7,17	7,18	7,19	7,25
7,51	7,60	7,60	7,60	7,60	7,50	7,49	7,60	7,49	7,60	7,60	7,50	7,51	8,13
7,81	7,76	7,78	7,87	7,78	7,75	7,80	7,81	7,77	7,91	7,88	7,80	7,89	7,79
8,04	7,95	7,96	8,01	7,98	7,97	8,12	8,07	7,95	7,98	8,09	7,99	7,92	8,11
8,12	8,10	8,03	8,15	8,16	8,21	8,08	8,12	8,05	8,10	8,19	8,00	8,05	8,21

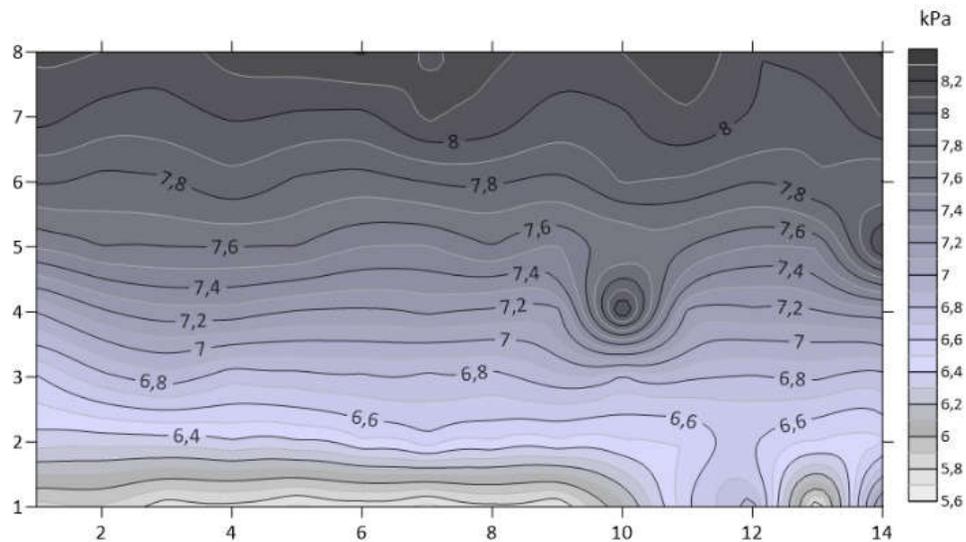


Figura 43. Mapa de valores de resistencia al corte no drenada- Modelo homogéneo-Modelo constitutivo Mohr Coulomb – Técnica de construcción discreta. Fuente El autor.

Al realizar la medición de la resistencia al corte no drenada del suelo S3 en el *modelo numérico homogéneo construido con técnica de construcción continua* y el *suelo analizado con modelo constitutivo Cam Clay modificado (M1M)* se obtuvo una resistencia de 2.01 kPa.

En el caso de las mediciones de resistencia al corte no drenada realizadas en el suelo S3 para el *modelo numérico homogéneo construido con técnica de construcción discreta* y el *suelo analizado con el modelo constitutivo Cam Clay modificado (M2M)* los resultados se presentan en la Tabla 23. En la Figura 44 se presenta el mapa de los valores de resistencia al corte obtenidas para este modelo.

Tabla 23. Campo aleatorio de resistencia al corte no drenada -Modelo homogéneo-Modelo constitutivo Cam Clay modificado – Técnica de construcción discreta. Fuente El autor.

RESISTENCIA AL CORTE NO DRENADA-MODELO HOMOGÉNEO-CAM CLAY MODIFICADO kPa													
1,43	1,46	1,46	1,43	1,43	1,43	1,72	1,44	1,87	1,96	1,93	1,87	1,90	1,90
1,48	1,48	1,50	1,49	1,54	1,54	1,90	1,94	1,94	1,93	2,00	1,93	1,94	1,93
1,55	1,59	1,55	1,60	1,84	1,94	1,99	1,89	1,88	1,89	1,89	1,90	1,88	1,88
1,65	1,64	1,65	1,80	1,88	1,98	1,88	1,97	1,97	1,87	1,97	1,98	1,88	1,87
1,68	1,69	1,79	1,82	1,95	1,84	1,82	1,82	1,94	1,84	1,84	1,96	1,96	1,81
1,77	1,76	1,87	1,92	1,92	1,87	1,91	1,88	1,91	1,93	1,93	1,87	1,87	1,91
1,92	1,95	1,92	1,92	1,92	1,92	1,92	1,92	1,92	1,92	1,92	1,95	1,92	1,92
1,90	1,87	1,88	1,85	1,90	1,88	1,87	1,85	1,89	1,87	1,88	1,91	1,85	1,88

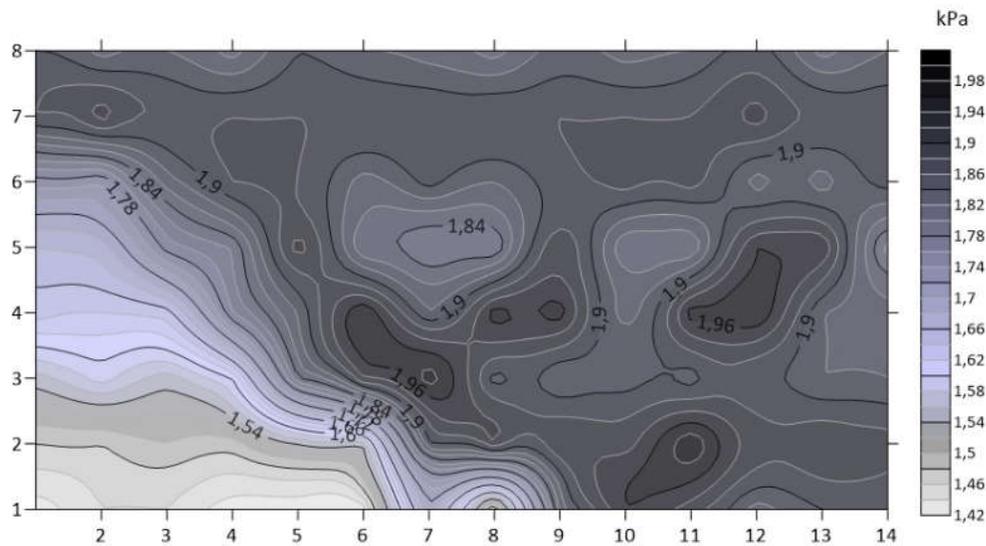


Figura 44. Mapa de valores de resistencia al corte no drenada-Modelo homogéneo-Modelo constitutivo Cam Clay modificado – Técnica de construcción discreta. Fuente El autor.

4.5.2 Modelo Heterogéneo.

La evaluación de la resistencia al corte no drenada fue realizada sobre dos modelos heterogéneos construidos con técnica discreta y modelos constitutivos Cam Clay modificado y Mohr-Coulomb. Para la medición de la resistencia al corte se siguió el mismo procedimiento indicado en el numeral 4.2; a continuación se presentan los resultados obtenidos.

Los resultados del *modelo numérico heterogéneo construido con técnica de construcción discreta y suelo analizado con el modelo constitutivo Mohr-Coulomb (M5M)* se presentan

en la Tabla 24; en la Figura 45 se presenta el mapa de los valores de resistencia al corte no drenada obtenida en cada una de las celdas.

Tabla 24. Campo aleatorio de resistencia al corte no drenada -Modelo heterogéneo-Modelo constitutivo Mohr Coulomb – Técnica de construcción discreta. Fuente El autor.

RESITENCIA AL CORTE NO DRENADA-MODELO HETEROGENEO- MOHR COULOMB kPa													
5,89	6,20	7,37	6,89	6,40	10,29	7,17	7,99	7,09	7,18	8,16	6,15	7,66	7,67
8,77	7,32	6,82	6,03	7,80	7,81	7,49	7,24	7,10	10,19	9,59	8,02	7,43	8,31
10,71	10,28	7,57	8,37	6,27	7,78	10,31	7,53	10,07	7,77	9,51	8,65	6,99	6,06
11,13	7,74	8,30	6,91	9,29	7,12	8,24	8,20	9,40	6,17	8,03	5,91	6,01	6,23
8,30	5,57	7,72	6,06	8,18	8,00	8,00	7,42	9,49	6,12	8,11	7,91	5,65	6,76
8,75	8,63	6,94	5,37	7,18	9,50	9,44	8,59	8,52	8,57	6,29	8,29	8,75	8,13
8,89	7,60	6,34	9,20	9,17	9,15	8,70	6,16	5,99	10,64	8,34	9,19	10,17	10,45
9,57	8,60	9,58	9,39	9,47	10,21	4,93	5,72	7,92	8,50	8,64	10,58	9,78	10,13

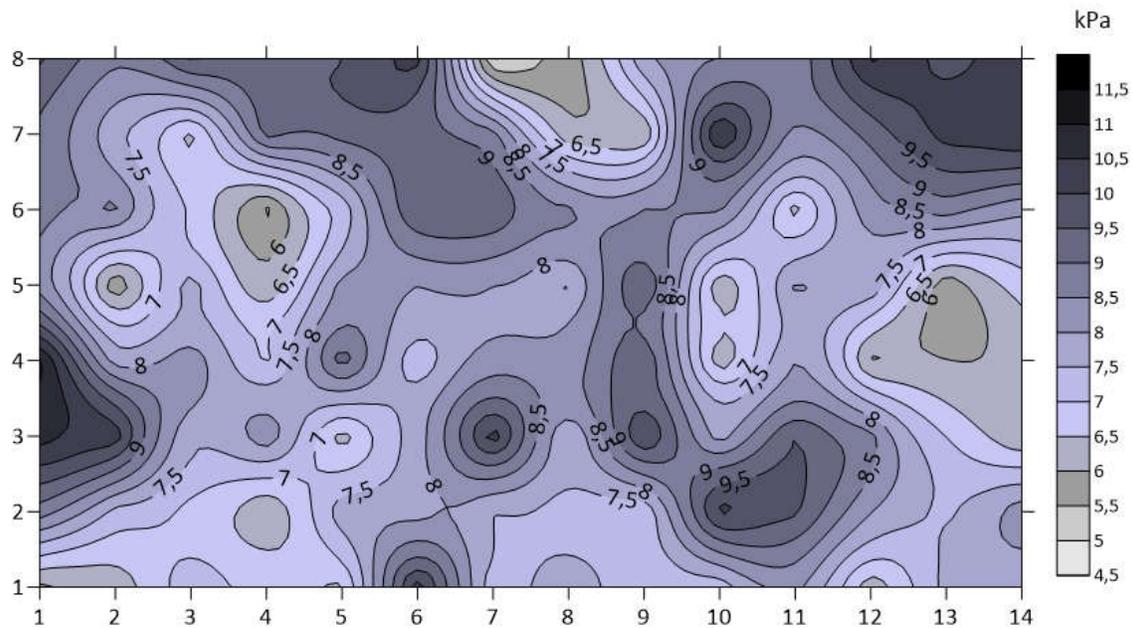


Figura 45. Mapa de valores de resistencia al corte no drenada-Modelo heterogéneo-Modelo constitutivo Mohr Coulomb – Técnica de construcción discreta. Fuente El autor.

Los resultados del *modelo numérico heterogéneo construido con técnica de construcción discreta* y *suelo analizado con el modelo constitutivo Cam Clay modificado (M6M)* se presentan en la Tabla 25; en la Figura 46 se presenta el mapa de los valores de resistencia al corte no drenada obtenida en cada una de las celdas.

Tabla 25. Campo aleatorio de resistencia al corte no drenada -Modelo heterogéneo-Modelo constitutivo Cam Clay modificado – Técnica de construcción discreta. Fuente El autor.

RESITENCIA AL CORTE NO DRENADA-MODELO HETEROGENEO- CAM CLAY MODIFICADO kPa													
6,89	6,40	10,29	7,17	7,99	7,09	7,18	8,16	6,15	3,06	2,02	2,34	2,04	2,41
2,24	1,73	1,50	1,61	1,10	3,22	1,67	1,27	1,59	1,65	2,93	2,90	3,05	3,40
1,30	1,38	1,03	0,92	1,19	1,74	1,60	2,01	1,73	2,78	3,47	2,89	3,19	3,24
2,66	2,66	2,58	1,16	2,36	1,37	2,33	1,69	1,62	1,96	2,30	1,80	1,31	2,96
1,73	1,45	1,87	1,53	1,53	1,48	1,19	1,31	1,94	3,06	3,41	2,01	1,81	3,18
1,93	2,07	2,09	1,67	1,75	1,88	2,25	1,63	2,37	3,85	3,02	3,01	2,98	2,07
2,22	1,80	2,03	1,55	1,78	1,85	2,51	3,30	1,57	3,67	2,71	2,67	3,17	3,28
1,97	1,84	4,14	4,45	2,19	2,08	1,57	1,59	1,59	3,52	3,93	3,41	3,27	3,38

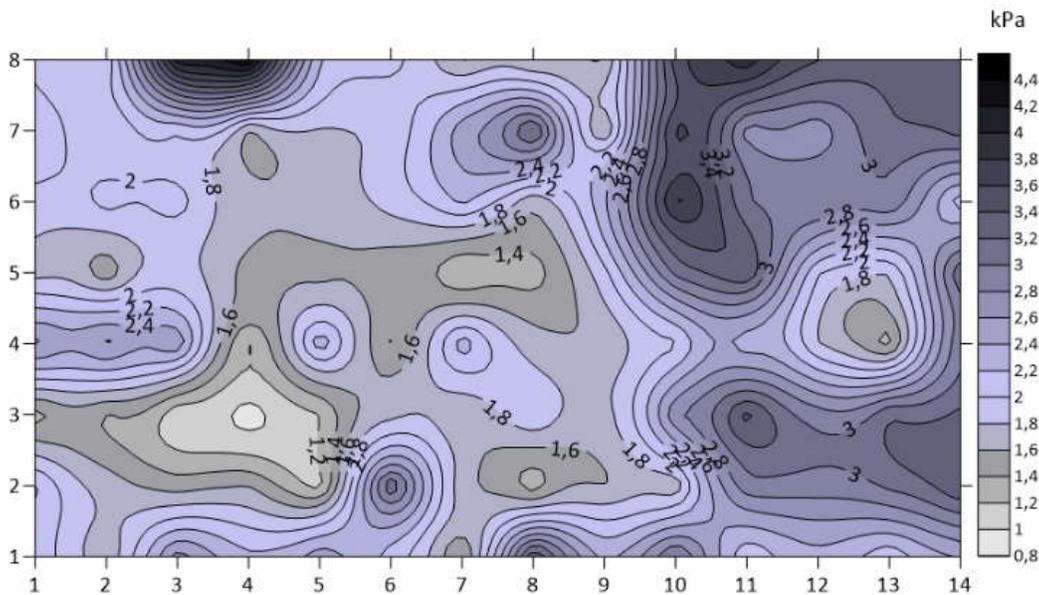


Figura 46. Mapa de valores de resistencia al corte no drenada-Modelo heterogéneo-Modelo constitutivo Cam Clay modificado– Técnica de construcción discreta. Fuente El autor.

4.5.3 Análisis estadístico de los modelos de estudio

La comparación de los resultados obtenidos de las resistencias al corte no drenada de los modelos numéricos con los modelos físicos se realizó mediante la aplicación de la técnica de intervalos de confianza de acuerdo con la Ecuación 29.

$$\mu_1 - \mu_2 \pm Z_{\frac{\alpha}{2}} \sqrt{\frac{\sigma_1^2}{n_1} + \frac{\sigma_2^2}{n_2}} \quad \text{Ecuación 29}$$

Donde μ_1 y μ_2 son la media del modelo físico y numérico respectivamente, σ_1 y σ_2 la desviación estándar del modelo físico y numérico, $Z_{\alpha/2}$ valor crítico de la distribución normal estandarizada, obtenido de la tabla de la distribución normal acorde a un nivel de confianza del 95% y n_1 y n_2 será igual a 112 celdas medidas.

A continuación se presentan algunas aclaraciones sobre la aplicación de la metodología para esta investigación:

- Este procedimiento no se aplicó para los modelos numéricos construidos con técnica continua (capa única), puesto que solo se contaba con una medición de resistencia al corte. Por esta razón no se presenta el intervalo de confianza para estos modelos.
- Para la comparación de los resultados de la resistencia al corte no drenada de los modelos físicos, se utilizaron los resultados obtenidos mediante técnica de medición directa (pentrómetro de bola) y la técnica de medición indirecta propuesta por Garzón (2014) a través de las Ecuaciones 27 y 28.

En la Tabla 26 se presentan los datos estadísticos de los modelos de estudio, dentro de los cuales se encuentran: media (μ), desviación estándar (σ) y coeficiente de variación (COV).

Tabla 26. Datos estadísticos-Resistencia al corte no drenada. Modelos homogéneos y heterogéneos. Fuente El autor.

MODELO NUMERICO					MEDICION INDIRECTA-GARZON 2014			MEDICION DIRECTA-MINI BALL					
CONDICION DEL MODELO	NUMERO	SUELO	MODELO CONSTITUTIVO	TECNICA	Resistencia al corte no drenada KPa			Resistencia al corte no drenada KPa			Resistencia al corte no drenada KPa		
					Media	Desviación estándar	Coficiente de variación	Media	Desviación estándar	Coficiente de variación	Media	Desviación estándar	Coficiente de variación
HOMOGENEO	M1M	S3	Cam Clay Modificado	Continua	2,01	-	-	6,25	0,82	13,09	6,81	0,45	6,61
	M2M	S3	Cam Clay Modificado	Discreta	1,82	0,16	8,61	7,1	1,2	13,89	6,97	0,45	6,41
	M3M	S3	Mohr Coulomb	Continua	8,34	-	-	6,25	0,82	13,09	6,81	0,45	6,61
	M4M	S3	Mohr Coulomb	Discreta	7,25	0,75	10,37	7,1	1,2	13,89	6,97	0,45	6,41
HETEROGENEO	M5M	S1-S2-S3-S4-S5-S6-S7	Mohr Coulomb	Discreta	8,02	1,42	17,88	7,1	3	42,25	7,31	0,96	13,11
	M6M	S1-S2-S3-S4-S5-S6-S7	Cam Clay Modificado	Discreta	2,25	0,78	34,38	7,1	3	42,25	7,31	0,96	13,11

A continuación se presentan los intervalos de confianza de la resistencia al corte para los modelos discretos estudiados.

Análisis comparativo entre los resultados determinados con mediciones indirectas en el modelo físico homogéneo construido con técnica discreta y los resultados obtenidos en los modelos numéricos homogéneos construidos con técnica discreta.

Se presenta el análisis del intervalo de confianza realizado para el modelo numérico homogéneo evaluado con el modelo constitutivo Mohr-Coulomb. De acuerdo con la Tabla 27, la diferencia de los resultados de la resistencia al corte no drenada obtenida con técnica de medición indirecta del modelo físico homogéneo y los resultados del modelo numérico homogéneo construido con modelo constitutivo Mohr-Coulomb estará entre 1.85 kPa y 2.09 kPa para un intervalo de confianza del 95%.

Tabla 27. Intervalo de confianza de la resistencia al corte no drenada entre el Modelo homogéneo medido indirectamente y el Modelo numérico evaluado con modelo constitutivo Mohr-Coulomb. Fuente El autor.

RESISTENCIA AL CORTE NO DRENADA						
$\mu_1 - \mu_2 \pm Z_{\alpha/2} \sqrt{\frac{\sigma_1^2}{n_1} + \frac{\sigma_2^2}{n_2}}$						
INTERVALO DE CONFIANZA			95,00			
α			5,00			
$Z_{\alpha/2}$			1,96			
97,5						
MODELO				TAMAÑO MUESTRA	MEDIA (kPa)	DESVIACION ESTANDAR (kPa)
FSICO	HOMOGENEO	DISCRETO	MEDICION INDIRECTA	112	7,26	1,24
NUMERICO	HOMOGENEO	DISCRETO	MOHR-COULOMB	112	7,25	0,75
INTERVALO DE CONFIANZA LIMITE SUPERIOR				1	2,09	
INTERVALO DE CONFIANZA LIMITE INFERIOR				1	1,85	

El gráfico, titulado 'INTERVALO DE CONFIANZA', muestra un eje horizontal en kPa con marcas desde 1,80 hasta 2,15 en incrementos de 0,05. Una línea horizontal azul se extiende desde 1,85 hasta 2,10, con puntos azules en cada extremo. El eje vertical tiene marcas en 0,9, 1,0 y 1,1.

En la Tabla 28 se presenta el análisis del intervalo de confianza realizado para el modelo numérico homogéneo evaluado con el modelo constitutivo Cam Clay modificado. De acuerdo con los resultados se tiene que la diferencia de la resistencia al corte no drenada obtenida con técnica de medición indirecta del modelo físico homogéneo y los resultados del modelo numérico homogéneo construido con modelo constitutivo Cam Clay Modificado, estará entre 7.28 kPa y 7.52 kPa para un intervalo de confianza del 95%.

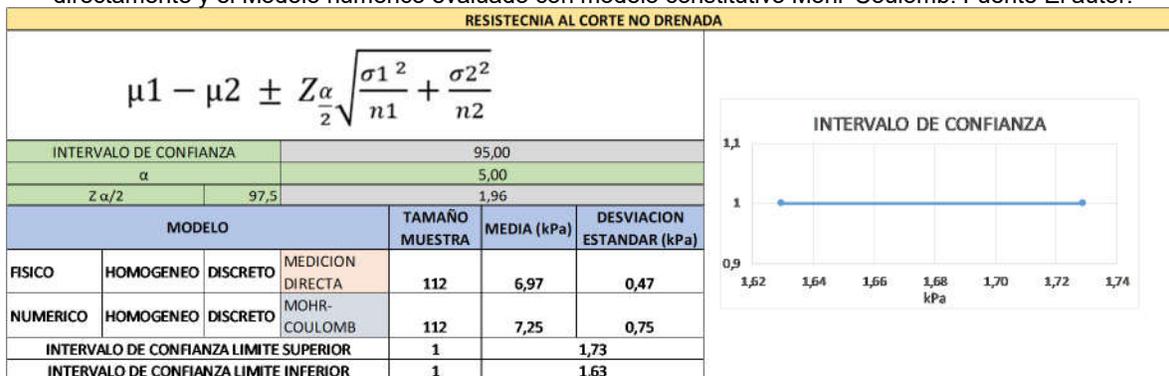
Tabla 28. Intervalo de confianza de la resistencia al corte no drenada entre el Modelo homogéneo medido indirectamente y el Modelo numérico evaluado con modelo constitutivo Cam Clay modificado. Fuente El autor.



Análisis comparativo entre los resultados determinados con mediciones directas en el modelo físico homogéneo construido con técnica discreta y los resultados obtenidos en los modelos numéricos homogéneos construidos con técnica discreta.

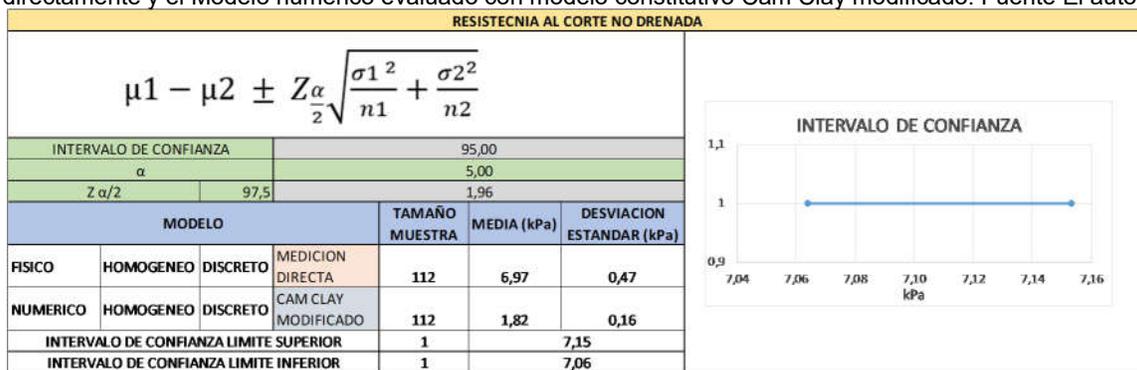
En la Tabla 29 se presenta el análisis del intervalo de confianza realizado para el modelo numérico homogéneo evaluado con el modelo constitutivo Mohr-Coulomb. La diferencia de los resultados de la resistencia al corte no drenada obtenida con técnica de medición directa (penetrómetro de bola) del modelo físico homogéneo y los resultados del modelo numérico homogéneo construido con modelo constitutivo Mohr-Coulomb estará entre 1.63 kPa y 1.73 kPa para un intervalo de confianza del 95%.

Tabla 29. Intervalo de confianza de la resistencia al corte no drenada entre el Modelo homogéneo medido directamente y el Modelo numérico evaluado con modelo constitutivo Mohr-Coulomb. Fuente El autor.



En la Tabla 30 se presenta el análisis del intervalo de confianza realizado para el modelo numérico homogéneo evaluado con el modelo constitutivo Cam Clay modificado. De acuerdo con estos resultados la diferencia de la resistencia al corte no drenada obtenida con técnica de medición directa del modelo físico homogéneo y los resultados del modelo numérico homogéneo construido con modelo constitutivo Cam Clay Modificado estará entre 7.06 kPa y 7.15 kPa para un intervalo de confianza del 95%.

Tabla 30. Intervalo de confianza de la resistencia al corte no drenada entre el Modelo homogéneo medido directamente y el Modelo numérico evaluado con modelo constitutivo Cam Clay modificado. Fuente El autor.



Análisis comparativo entre los resultados determinados con mediciones indirectas en el modelo físico heterogéneo construido con técnica discreta y los resultados obtenidos en los modelos numéricos heterogéneos construidos con técnica discreta.

En la Tabla 31 se presenta el análisis del intervalo de confianza realizado para el modelo numérico heterogéneo evaluado con el modelo constitutivo Mohr-Coulomb.

Tabla 31. Intervalo de confianza de la resistencia al corte no drenada entre el Modelo heterogéneo medido indirectamente y el Modelo numérico evaluado con modelo constitutivo Mohr-Coulomb. Fuente El autor.



De acuerdo con los resultados se tiene que la diferencia de la resistencia al corte no drenada obtenida con técnica de medición indirecta del modelo físico heterogéneo y los resultados del modelo numérico heterogéneo construido con modelo constitutivo Mohr-Coulomb estará entre 0.76 kPa y 1.36 kPa para un intervalo de confianza del 95%.

En la Tabla 32 se presenta el análisis del intervalo de confianza realizado para el modelo numérico heterogéneo evaluado con el modelo constitutivo Cam Clay modificado. Conforme a los resultados se tiene que la diferencia de la resistencia al corte no drenada obtenida con técnica de medición indirecta del modelo físico y los resultados del modelo numérico heterogéneo construido con el modelo constitutivo Cam Clay modificado estará entre 6.54 kPa y 7.12 kPa para un intervalo de confianza del 95%.

Tabla 32. Intervalo de confianza de la resistencia al corte no drenada entre el Modelo heterogéneo medido indirectamente y el Modelo numérico evaluado con modelo constitutivo Cam Clay modificado. Fuente El autor.

RESISTENCIA AL CORTE NO DRENADA						
$\mu_1 - \mu_2 \pm Z_{\frac{\alpha}{2}} \sqrt{\frac{\sigma_1^2}{n_1} + \frac{\sigma_2^2}{n_2}}$						
INTERVALO DE CONFIANZA				95,00		
α				5,00		
$Z_{\alpha/2}$				1,96		
$1 - \alpha/2$				97,50		
MODELO				TAMAÑO MUESTRA	MEDIA (kPa)	DESVIACION ESTANDAR (kPa)
FISICO	HETEROGENEO	DISCRETO	MEDICION INDIRECTA	112	7,12	3,02
NUMERICO	HETEROGENEO	DISCRETO	CAM CLAY MODIFICADO	112	2,25	0,78
INTERVALO DE CONFIANZA LIMITE SUPERIOR				1	7,12	
INTERVALO DE CONFIANZA LIMITE INFERIOR				1	6,54	



Análisis comparativo entre los resultados determinados con mediciones directas en el modelo físico heterogéneo construido con técnica discreta y los resultados obtenidos en los modelos numéricos heterogéneos construidos con técnica discreta.

En la Tabla 33 se presenta el análisis del intervalo de confianza realizado para el modelo numérico heterogéneo desarrollado con el modelo constitutivo Mohr-Coulomb. De acuerdo con los resultados la diferencia de la resistencia al corte no drenada obtenida con técnica de medición directa (penetrómetro de bola) del modelo físico heterogéneo y los resultados del modelo numérico heterogéneo construido con el modelo constitutivo Mohr-Coulomb estará entre 1.09 kPa y 1.47 kPa para un intervalo de confianza del 95%.

Tabla 33. Intervalo de confianza de la resistencia al corte no drenada entre el Modelo heterogéneo medido directamente y el Modelo numérico evaluado con modelo constitutivo Mohr-Coulomb. Fuente El autor.

RESISTENCIA AL CORTE NO DRENADA						
$\mu_1 - \mu_2 \pm Z_{\frac{\alpha}{2}} \sqrt{\frac{\sigma_1^2}{n_1} + \frac{\sigma_2^2}{n_2}}$						
INTERVALO DE CONFIANZA			95,00			
α			5,00			
$Z_{\alpha/2}$			1,96			
MODELO			TAMAÑO MUESTRA	MEDIA (kPa)	DESVIACION ESTANDAR (kPa)	
FISICO	HETEROGENEO	DISCRETO	MEDICION DIRECTA	112	7,34	1,83
NUMERICO	HETEROGENEO	DISCRETO	MOHR-COULOMB	112	8,02	1,42
INTERVALO DE CONFIANZA LIMITE SUPERIOR				1	1,47	
INTERVALO DE CONFIANZA LIMITE INFERIOR				1	1,09	

En la Tabla 34 se presenta el análisis del intervalo de confianza realizado para el modelo numérico heterogéneo evaluado con el modelo constitutivo Cam Clay modificado. Los resultados indican que la diferencia de la resistencia al corte no drenada obtenida con técnica de medición directa (penetrómetro de bola) del modelo físico heterogéneo y los resultados del modelo numérico heterogéneo construido con el modelo constitutivo Cam Clay Modificado estará entre 6.87 kPa y 7.23 kPa para un intervalo de confianza del 95%.

Tabla 34. Intervalo de confianza de la resistencia al corte no drenada entre el Modelo heterogéneo medido directamente y el Modelo numérico evaluado con modelo constitutivo Cam Clay modificado. Fuente El autor.

RESISTENCIA AL CORTE NO DRENADA						
$\mu_1 - \mu_2 \pm Z_{\frac{\alpha}{2}} \sqrt{\frac{\sigma_1^2}{n_1} + \frac{\sigma_2^2}{n_2}}$						
INTERVALO DE CONFIANZA			95,00			
α			5,00			
$Z_{\alpha/2}$			1,96			
MODELO			TAMAÑO MUESTRA	MEDIA (kPa)	DESVIACION ESTANDAR (kPa)	
FISICO	HETEROGENEO	DISCRETO	MEDICION DIRECTA	112	7,34	1,83
NUMERICO	HETEROGENEO	DISCRETO	CAM CLAY MODIFICADO	112	2,25	0,78
INTERVALO DE CONFIANZA LIMITE SUPERIOR				1	7,23	
INTERVALO DE CONFIANZA LIMITE INFERIOR				1	6,87	

CONCLUSIONES

Las deformaciones obtenidas en las modelaciones numéricas realizadas con el modelo Mohr-Coulomb fueron de 0.9 mm en el caso del modelo homogéneo y de 2.3 mm en el caso del modelo heterogéneo, mientras que en el caso del modelo Cam Clay modificado la deformación del modelo homogéneo fue de 39.1 mm y en el heterogéneo de 42.8 mm, siendo este último el modelo que mejor representa el comportamiento a deformación del suelo. El modelo Mohr-Coulomb no estima apropiadamente la deformación progresiva que el suelo desarrolla durante los procesos de carga y de disipación de la presión de poros, al ser este una aproximación de primer orden del comportamiento no lineal del suelo.

La técnica de construcción no influye en los resultados de deformación, puesto que los resultados obtenidos con la técnica continua y discreta fueron iguales.

Las deformaciones obtenidas en los modelos heterogéneos fueron mayores a las obtenidas en los modelos homogéneos, evidenciando la influencia de la variabilidad espacial de las propiedades del suelo en la respuesta de una masa de suelo ante deformaciones.

En el análisis de suelos heterogéneos, es evidente que se desarrollan deformaciones diferenciales en la superficie producto de la interacción de zonas con mayor resistencia al corte con zonas con menor resistencia, mientras que en el caso de los análisis de suelos homogéneos las deformaciones superficiales tienden a ser homogéneas.

Del análisis de los intervalos de confianza de la resistencia al corte no drenada, se demostró que los modelos numéricos construidos con el modelo constitutivo Mohr-Coulomb presentan las menores diferencias en relación a los modelos físicos, debido a que para los esfuerzos a los que se sometió el modelo, la respuesta del suelo en la simulación se desarrolla dentro de la rama elástica, presentando una mayor resistencia y una menor deformación sin que se presente plastificación del material.

Al contrastar los resultados de resistencia al corte obtenidos en los modelos físicos con los del modelo Cam Clay modificado, se evidencia que en el caso de este último, se desarrolla una subestimación de la resistencia posiblemente asociado al ablandamiento al superar el rango elástico definido por la envolvente de fluencia.

Los métodos de elementos finitos tienen un elevado grado de sensibilidad tanto al modelo constitutivo que se elija para representar el comportamiento del suelo de estudio, como de la calidad de los parámetros que se utilizan como datos de entrada para el modelo. La carencia de parámetros de calidad conlleva a estimaciones erróneas, al igual que el uso del modelo constitutivo inadecuado para un problema de estudio determinado ya sea de resistencia o deformación.

RECOMENDACIONES

En futuras investigaciones en las cuales se desee analizar el comportamiento de suelos muy compresibles donde se esperan grandes deformaciones, se recomienda realizar la modelación considerando un análisis de grandes deformaciones dentro del modelo numérico, al cual se le incorpore la malla y presiones de agua, de manera tal que las deformaciones obtenidas numéricamente sean correspondientes a las esperadas en el modelo físico

En el caso que se deseen realizar análisis de deformaciones, se recomienda el uso del modelo constitutivo Cam Clay modificado, debido a su capacidad para modelar los cambios de volumen de la masa de suelo producto de incrementos de esfuerzos, permitiendo obtener resultados de deformación más realistas.

En el caso de que se deseen realizar análisis de resistencia al corte, el modelo constitutivo que desarrolla un mejor ajuste en relación a los modelos físicos es el modelo constitutivo Mohr-Coulomb.

Para futuros análisis en los cuales se deseen incorporar incrementos gravitacionales al problema de estudio en Plaxis 2D, este se puede incluir a través del uso de la opción Total Multiplier y la condición Σ -Mweight, la cual define la magnitud del incremento al cual se someterá el modelo durante el proceso de análisis.

Para hacer uso la técnica estadística de intervalos de confianza es necesario contar con resultados de media (μ) y desviación estándar (σ), por lo cual se recomienda en futuras investigaciones en las cuales se utilice la técnica de construcción continua, realizar un conjunto de mediciones de la propiedad en estudio que permita determinar estos parámetros, para poder realizar comparación de resultados.

Se hace necesario proseguir con otras investigaciones que permitan comprender de manera más precisa la respuesta del suelo producto de su heterogeneidad, de manera tal que se desarrollen metodologías que permitan su incorporación a los métodos de diseño y evaluación de la respuesta del comportamiento del suelo.

BIBLIOGRAFÍA

- Becerra, O. (2011). Comportamiento de la heterogeneidad espacial en suelos blandos debido a la construcción de túneles poco profundos-Análisis transversa (tesis de maestría). Maestría en Ingeniería Civil. Universidad de los Andes.
- Camacho, F., Reyes, O. y Bueno, P. (2004). Utilización del modelo Cam-Clay modificado en suelos cohesivos de la sabana de Bogotá. *Ciencia e Ingeniería Neogranadina*, 14, pp. 20-29.
- Chakraborty, P. y Popescu, R. (2012). Numerical simulation of centrifuge tests on homogeneous and heterogeneous soil models. *Computers and Geotechnics*, 41, pp. 95-105.
- Christian, J. T., Ladd, C. C., y Baecher, G. B. (1992). Reliability and Probability in Stability Analysis, Proceedings of Specialty Conference on Stability and Performance of Slopes and Embankments - II, ASCE,2(12), pp. 1071-1111.
- Díaz A. (2019). *Mecánica de suelos: Naturaleza y propiedades*. Ciudad de México, México: Editorial Trillas, S.A.
- Garzón L. (2010). Modelación en centrifuga de túneles poco profundos con variabilidad espacial del suelo (tesis de maestría). Maestría en Ingeniería civil. Universidad de los Andes.
- Garzón L. (2014). Physical modeling of soil spatial variability: application to shallow foundation (tesis de doctoral). Doctorado en Ingeniería. Universidad de los Andes.
- Griffiths, D.V. y Fenton, G.A. (2001). Bearing capacity of spatially random soil: the undrained clay Prandtl problem revisited. *Geotechnique*, 51, (4), pp. 351-359.
- Kulhawy, F.K. y Trautmann, C.H. (1996) Estimation of in-situ test uncertainty. Uncertainty in the geologic environment: from theory to practice, ASCE Geotechnical Special Publication No. 58. Ed. C.D. Shackelford, P.P. Nelson y M.J.S. Roth, Madison, WI, USA, pp. 269-286.

- McCormack, D.E., y Wilding, L.P. (1979). Soil properties influencing strength of Canfield and Geeburg Soils. *Soil Science Society of America Journal*, 43, pp. 167–173.
- Montaña, S. (2014). Modelación numérica de túneles poco profundos: asentamientos con variabilidad del suelo (tesis de maestría). Maestría en Ingeniería Civil. Universidad de los Andes.
- Nieto, A., Camacho, J. y Ruiz, E. (2009). Determinación de parámetros para los modelos elastoplásticos Mohr-Coulomb y Hardening soil en suelos arcillosos. *Revista Ingenierías Universidad de Medellín*, 8, pp. 75-91.
- Otero, L. (2006). U Aprendiendo sobre el Método de los Elementos Finitos. *Ingeniería Mecánica*, 3, pp. 7-17.
- Pernich, A. (2010). Predicción numérica de los campos de tensiones durante el llenado y la descarga de silos de almacenamiento de materiales granulares (tesis de doctoral). Doctorado en Ciencias de la Ingeniería. Universidad Nacional de Córdoba.
- Phoon, K.K., Kulhawy, F.H. y Grigoriu, M.D. (1995). Reliability-based design of foundations for transmission line structures. Final report. United States.
- Phoon, K. K., y Kulhawy, F. H. (1996). Practical Reliability-Based Design Approach for Foundation Engineering. *Transportation Research Record*, 1546, pp. 94-99.
- Phoon, K.K. y Kulhawy, F.H. (1999a). Characterization of geotechnical variability. *Canadian Geotechnical Journal*, 36, pp. 612-624.
- Phoon, K.K. y Kulhawy, F.H. (1999b). Evaluation of geotechnical property variability. *Canadian Geotechnical Journal*, 36, pp. 625-639.
- Plaxis (s.f.). PLAXIS Version 8 Reference Manual. Recuperado el 09 de Enero de 2019, de <https://www.civil.iitb.ac.in>.
- Raba, A., y Caicedo, B. (2012). Caracterización física y geomecánica de suelos lacustres en la ciudad de Bogotá desde el contexto de modelos de comportamiento de suelos blandos (tesis de maestría). Maestría en Ingeniería Civil. Universidad de los Andes.

- Rocscience. (s.f.). 8-Cam Clay and Modified Cam Clay Material Models. Recuperado el 6 de Septiembre de 2019, de <https://www.rocscience.com>.
- Rocscience. (s.f.). 5- Mohr-Coulomb Material Model. Recuperado el 6 de Septiembre de 2019, de <https://www.rocscience.com>.
- Roscoe, K.H. y Burland, J.B. (1968). On the generalised stress-strain behaviour of 'wet' Clay. *Engineering Plasticity*. Cambridge University Press, pp. 535-609.
- Spry, M.J., Kulhawy, F.H., y Grigoriu, M.D. (1988). Reliability-based foundation design for transmission line structures: Volume 1, Geotechnical site characterization strategy: Final report. United States.
- Tam H.K. (1992). Some applications of Cam Clay in numerical analysis (tesis de doctoral). Doctorado en Ingeniería. City University London
- Vanmarcke, E.H. (1977). Probabilistic modeling of soil profiles. *Journal Geotechnical Engineering Division*. ASCE, 103, pp. 1227-1246.
- Vanmarcke, E.H. (1983). *Random fields: analysis and synthesis*. MIT Press, Cambridge.
- Wulfsohn, D., Adams, B. A. y Fredlund, D. G. (1998). "Triaxial Testing of Unsaturated Agricultural Soils", *J. Agric. Engng. Res.*, 69, pp. 317-330.