



UNIVERSIDAD CATÓLICA
de Colombia

MODELACION DEL COMPORTAMIENTO MECÁNICO DE EXCAVACIONES EN
SUELOS BLANDOS MEDIANTE EL USO DE ELEMENTOS FINITOS Y
SOLUCIONES CERRADAS

ANGIE MELISSA PAREDES SUÁREZ CÓDIGO: 506189
CRISTIAN CAMILO MARROQUIN CHAVES CÓDIGO: 506084

UNIVERSIDAD CATOLICA DE COLOMBIA
FACULTAD DE INGENIERIA
PROGRAMA DE INGENIERÍA CIVIL
MODALIDAD PRESENCIAL
BOGOTA D.C.
2021



UNIVERSIDAD CATÓLICA
de Colombia

MODELACION DEL COMPORTAMIENTO MECÁNICO DE EXCAVACIONES EN
SUELOS BLANDOS MEDIANTE EL USO DE ELEMENTOS FINITOS Y
SOLUCIONES CERRADAS

ANGIE MELISSA PAREDES SUÁREZ CÓDIGO: 506189
CRISTIAN CAMILO MARROQUIN CHAVES CÓDIGO: 506084

TRABAJO DE GRADO PARA OPTAR POR EL TITULO DE INGENIERO CIVIL

DIRECTOR:
CAMILO ERNESTO HERRERA CANO

UNIVERSIDAD CATOLICA DE COLOMBIA
FACULTAD DE INGENIERIA
PROGRAMA DE INGENIERÍA CIVIL
MODALIDAD PRESENCIAL
BOGOTA D.C.
2021



Atribución-NoComercial-SinDerivadas 4.0 Internacional (CC BY-NC-ND 4.0)

This is a human-readable summary of (and not a substitute for) the [license](#). [Advertencia.](#)

Usted es libre de:

Compartir — copiar y redistribuir el material en cualquier medio o formato

La licenciente no puede revocar estas libertades en tanto usted siga los términos de la licencia

Bajo los siguientes términos:



Atribución — Usted debe dar [crédito de manera adecuada](#), brindar un enlace a la licencia, e [indicar si se han realizado cambios](#). Puede hacerlo en cualquier forma razonable, pero no de forma tal que sugiera que usted o su uso tienen el apoyo de la licenciente.



NoComercial — Usted no puede hacer uso del material con [propósitos comerciales](#).



SinDerivadas — Si [remezcla, transforma o crea a partir](#) del material, no podrá distribuir el material modificado.

No hay restricciones adicionales — No puede aplicar términos legales ni [medidas tecnológicas que restrinjan legalmente a otras a hacer cualquier uso permitido por la licencia](#).

NOTA DE ACEPTACIÓN:

FIRMA DEL PRESIDENTE DEL JURADO

FIRMA JURADO

FIRMA JURADO

BOGOTA D.C. JUNIO DE 2021

AGRADECIMIENTOS

A nuestro asesor Camilo Herrera por orientarnos durante el desarrollo de este de trabajo de grado y por su compromiso frente al mismo.

A nuestros familiares más cercanos por su constante apoyo emocional e interés por nuestra formación académica.

En especial quiero agradecer a mi compañero Cristian por su dedicación, paciencia y esfuerzo mostrado durante todo el proceso de formación que hemos compartido durante todos estos años.

Agradecimiento a mi compañera Melissa ya que mediante a sus aportes, dedicación y esfuerzo logramos generar un gran ambiente de trabajo académico y personal, los cuales fueron fundamentales para el desarrollo de nuestro proceso académico.

Contenido

RESUMEN.....	14
ABSTRACT	15
INTRODUCCIÓN.....	16
1. GENERALIDADES	17
1.1 . ANTECEDENTES.....	17
1.2 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....	18
1.3 OBJETIVOS.....	19
1.3.1 Objetivo general.....	19
1.3.2 Objetivos específicos.....	19
1.4 JUSTIFICACIÓN.....	20
1.5 DELIMITACIÓN.....	21
1.5.1 Alcance.....	21
1.5.2 Limitaciones.....	21
1.6 MARCO REFERENCIAL.....	22
1.6.1 Marco teórico.....	22
1.6.2 Marco conceptual.....	36
1.7 ESTADO DEL ARTE.....	40
1.8 METODOLOGÍA.....	46
2. SUELOS DE BOGOTÁ.....	47
3. RESULTADOS Y ANALISIS DE RESULTADOS	53
3.1 Calibración de modelo.....	55
3.2 . Calibración De Modelos Mediante Elementos Finitos.....	59
3.3 Uso De Cargas En El Modelo. Caso De Estudio.....	64

3.4	Caso de estudio (Undrained A).....	69
3.5	Casos De Comparación Entre Métodos Numéricos Y Modelos Proyectados En El Software.....	76
	Caso 1. Método numérico – Modelo calibrado	76
	Caso 2: Modelo Undrained C – Undrained A.....	78
	Caso 3: Undrained A, con flujos de agua y sin flujos de agua.....	79
	Caso 4: Undraied A, con fase de consolidación y sin ella.....	83
4.	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	89
4.1	CONCLUSIONES	89
4.2	RECOMENDACIONES	90
	BIBLIOGRAFÍA.....	99

LISTA DE FIGURAS

Figura 1. Excavación con amarres típicos	23
Figura 2. Soportes de muros en excavaciones	24
Figura 3. Sistemas de soporte para muros en excavaciones	26
Figura 4. Excavación paso a paso con presencia de presión lateral	28
Figura 5. Esfuerzos en excavación	29
Figura 6. Modelo de excavación	33
Figura 7. Excavación con sobrecarga	34
Figura 8. Ejemplo modelo de elementos finitos (Plaxis 2D)- deformaciones	41
Figura 9. Modelo de distribución de tensión rectangular adoptado para calcular el refuerzo de la sección transversal para los miembros de la pared.	45
Figura 10. Mapa de geotécnico de Santa Fe de Bogotá.	48
Figura 11. Mapa zonas geotécnicas de Santa Fe de Bogotá	49
Figura 12. Mapa de microzonificación sísmica de Santa Fe de Bogotá	50
Figura 13. modelo estratigráfico zona central de Bogotá.	51
Figura 14 Comparaciones entre (a) Límite plástico, límite líquido y contenido de agua; (b) Índice de coherencia; (c) Resistencia al corte no drenado; y (d) estratigrafía.	52
Figura 15. Modelo grafico con metodología convencional en el cálculo de secciones y proporciones en suelos compuestos por arcilla y arena.	58
Figura 16. Deformaciones modelo 45m x 35m (Malla media, fina deformada y muy fina ampliada 50 veces)	60
Figura 17. Desplazamientos modelo 45m x 45m (Desplazamientos en Ux ampliada 50 veces en modelación media, fina y muy fina)	61

Figura 18 Modelo inicial con aplicación de carga de referencia.	65
Figura 19. Activación de Estructuras usadas dentro del modelo	65
Figura 20 implementación de etapas de excavación	66
Figura 21 resumen grafico de modelación con carga actuante	67
Figura 22 momento actuante en la pantalla de tablestacado.	68
Figura 23 Estratigrafía usada para la modelación en Plaxis 2D	69
Figura 24 Parámetros dentro del software para un estrato de suelo	70
Figura 25 Parámetros modificados dentro del software para un estrato de suelo en modelo Undrained A	71
Figura 26 Nivel freático abatido dentro de la excavación	72
Figura 27 Etapa final de construcción del modelo con los parámetros óptimos	73
Figura 28 deformación de la estratigrafía en modelo Undrained A	74
Figura 29 Desplazamiento U_x de la estratigrafía en modelo Undrained A	74
Figura 30 Momentos flectores de la pantalla (tablestaca) en modelo Undrained A	75
Figura 31 Momentos flectores de la pantalla (tablestaca) en modelo de calibración 45m x 35m	76
Figura 32 Modelo UNDRAINED A sin nivel freático, ni flujos de agua dentro de la excavación	79
Figura 33 Modelo UNDRAINED A con nivel freático y con flujos de agua dentro de la excavación	80
Figura 34 Deformación en modelo UNDRAINED A sin nivel freático y sin flujos de agua dentro de la excavación	80
Figura 35 Desplazamiento U_x en modelo UNDRAINED A sin nivel freático y sin flujos de agua dentro de la excavación	81

Figura 36 Momento flector en modelo UNDRAINED A sin nivel freático y sin flujos de agua dentro de la excavación	81
Figura 37 fases de cálculo en modelo UNDRAINED A, asignación de fases de consolidación.	83
Figura 38 Modelo UNDRAINED A con nivel freático y con flujos de agua dentro de la excavación	84
Figura 39 deformación en modelo UNDRAINED A, sin consolidación.	84
Figura 40 Desplazamiento U_x en modelo UNDRAINED A, sin consolidación.	85
Figura 41 momento flector en pantalla (tablestaca) con modelo UNDRAINED A, sin consolidación.	85

LISTA DE TABLAS

Tabla 1 Modelo estratigráfico de zona central	52
Tabla 2. Ecuaciones de modelación y obtención de parámetros de suelos blandos	53
Tabla 3. Resumen de datos analizados para cálculos de parámetros de suelos blandos.	53
Tabla 4. Resultados obtenidos según parámetros de suelos en arcillas.	54
Tabla 5. Ecuaciones para la obtención de resistencias en suelos blandos.	54
Tabla 6. Resultados de resistencia obtenidos empleado la modelación en Plaxis.	55
Tabla 7. Esfuerzos del suelo a estudiar.	55
Tabla 8. Formulas a usar en el modelo de tablestacado.	56
Tabla 9. Resumen de datos analizados, simbología y valores indexados para cálculos de parámetros de suelos blandos.	57
Tabla 10 Desarrollo de metodología empírica numérica para la obtención de parámetros de modelación.	57
Tabla 11. Anchos y profundidades seleccionadas para modelos de excavaciones	59
Tabla 12. Resumen de deformaciones y desplazamientos para la calibración modelo estable.	63
Tabla 13. Comparación numérica entre modelos planteados	77
Tabla 14 comparación de modelos Undrained C y Undrained A	78
Tabla 15 comparación de modelos Undrained A con flujo de agua y Undrained A sin flujo de agua	82
Tabla 16 comparación de modelos Undrained A consolidado y Undrained A sin consolidar.	86

Tabla 17. Resumen general de modelos comparados.

87

LISTA DE ANEXOS

Anexo 1. Deformaciones modelo 25m x 21m (Malla media, fina y muy fina deformada ampliada 20 veces)	91
Anexo 2. Desplazamientos modelo 25m x 21m (Desplazamientos en Ux ampliada 20 veces en modelación media, fina y muy fina)	92
Anexo 3. Deformaciones modelo 35m x 28m (Malla media, fina muy fina deformada ampliada 50 veces)	93
Anexo 4. Desplazamientos modelo 35m x 28m (Desplazamientos en Ux ampliada 20 veces en modelación media, fina y muy fina)	94
Anexo 5. Deformaciones modelo 85m x 63m (Malla fina, muy fina y meda deformada ampliada 20 veces)	95
Anexo 6. Desplazamientos modelo 85m x 63m (Desplazamientos en Ux ampliada 20 veces en modelación media, fina y muy fina)	97

RESUMEN

Las excavaciones en suelos blandos han sido fuente de estudio desde hace mucho tiempo, esto debido a que a lo largo y ancho del mundo se encuentra una gran cantidad de depósitos de arcillas con grandes presencias de agua en su entorno, esto ha llevado a que cada vez que se interviene un lugar con estas características se generen ciertas preocupaciones o cuidados adicionales para mantener la integridad de las excavaciones, existiendo así algunas formas de generar un lineamiento estable y adecuado para la contemplación de estos. Sin embargo los precedentes históricos que se tienen en cuanto a la ejecución, manejo y cuantificación de este tipo de estratos de suelo suelen ser algo antiguos, pudiendo notar que en muchas ocasiones se implementan metodologías que llegan a superar los 100 años de antigüedad, y que, para el desarrollo tecnológico que se ha logrado hasta el momento, deberían a ver sido sustituidas ya hace un tiempo considerable, pero sigue existiendo la incertidumbre de que tan eficaces son los modelos que se han desarrollado durante el transcurso del tiempo, ya que su implementación practica suele ser un tanto más compleja y requiere un conocimiento bastante específico del tema en sí, aun así, los modelos planteados para el análisis del comportamiento de suelos han tenido grandes críticas positivas, lo cual hace que cada vez se genere mayor interés en la información que estos nos pueden aportar.

De acuerdo a esto, se puede tomar como referentes las modelaciones mediante software aplicados y especializados en la modelación de suelos, es el caso de Plaxis 2D V20. El cual genera grandes análisis y manipulación de información y el cual se usa en esta investigación como máxima herramienta para concretar una comparación empírica de los modelos finitos con los modelos numéricos que conocemos ya hace bastante tiempo, mediante una gran capacidad de análisis se plantea la modelación de distintos criterios de estudio para la estratigrafía que nos presenta la ciudad de Bogotá, la cual será punto objetivo de esta investigación, permitiendo así comparar datos reales de muestras in-situ, analizadas de forma numérica convencional y su respectivo análisis usando elementos finitos proporcionados por el software, llevando a cabo modelaciones que tendremos como referencias al momento de comparar resultados y con ello comprender el comportamiento de una excavación en suelos blandos.

ABSTRACT

Excavations in soft soils have been a source of study for a long time, this due to the fact that throughout the world there are a large number of clay deposits with large presence of water in their environment, this has led to each once a place with these characteristics is intervened, certain additional concerns or cares are generated to maintain the integrity of the excavations, thus there are some ways to generate a stable and adequate guideline for the contemplation of these. However, the historical precedents that exist in terms of the execution, management and quantification of this type of soil strata are usually somewhat old, and it can be noted that on many occasions methodologies are implemented that are over 100 years old, and that , for the technological development that has been achieved so far, they should have been replaced a considerable time ago, but there is still uncertainty as to how effective the models that have been developed over time are, since their implementation The practice is usually somewhat more complex and requires a fairly specific knowledge of the subject itself, even so, the models proposed for the analysis of the behavior of soils have had great positive criticisms, which makes more and more interest in the information generated. that these can contribute to us.

According to this, modeling using applied software specialized in soil modeling can be taken as references, as is the case of Plaxis 2D V20. Which generates great analysis and manipulation of information and which is used in this research as the maximum tool to specify an empirical comparison of the finite models with the numerical models that we have known for a long time, through a great capacity for analysis, modeling is proposed of different study criteria for the stratigraphy presented by the city of Bogotá, which will be the objective point of this research, thus allowing to compare real data from in-situ samples, analyzed in a conventional numerical way and their respective analysis using finite elements provided by the software, carrying out modeling that we will have as references when comparing results and thereby understanding the behavior of an excavation in soft soils.

INTRODUCCIÓN

A lo largo del tiempo se han descubierto e implementado diferentes métodos para el proceso de excavación para los diferentes estratos del suelo, esto es gracias a varios autores que se atrevieron a innovar en su época con el fin de facilitar y mejorar tanto el proceso como la efectividad de este. Estos métodos analíticos no han tenido grandes variaciones con el paso del tiempo puesto que sus soluciones están estructuradas con parámetros, algunas veces, muy específicos y poco variables es por esto por lo que a pesar de que estos métodos son usados a veces sin ninguna modificación, es pertinente tener en cuenta que se podría llegar a usar nuevas modelaciones para el manejo de las composiciones de suelo que tenemos en nuestra ciudad.

El suelo en la ciudad de Bogotá se encuentra caracterizado por tener un nivel de humedad medio y las densidades que se encuentran en este son de tipo blando, en su mayoría encontramos grandes depósitos de suelos arcillosos, algunas areniscas y en otros casos muy poco contenido de gravas cerca a los cerros. Estos tipos de suelos no permite la modelación óptima con los métodos lineales los cuales han sido utilizados al momento de realizar excavaciones para la construcción de edificaciones, así como la construcción de obras referentes a los acueductos y alcantarillados de la ciudad, que, en ciertas ocasiones se han visto envueltas en dificultades técnicas por el tipo de suelo que se encuentra en el sitio a intervenir.

Por lo anterior este trabajo de grado pretende presentar, analizar y estudiar el comportamiento de los suelos blandos que se encuentran en la ciudad de Bogotá mediante el uso de la metodología de elementos finitos o FEM por sus siglas en ingles apoyados en modelos constitutivos avanzados en la mecánica de suelos con el fin de observar que tipo de información y por ende que tan viable o subjetivo es realizar la implementación de este en comparación con los modelos base que se han tenido desde hace unas décadas.

1. GENERALIDADES

1.1. ANTECEDENTES

En la actualidad se hace necesario estudiar nuevas alternativas para analizar el suelo y siendo más necesario el estudio de los suelos blandos los cuales se presentan constantemente en una ciudad como Bogotá.

Es por eso que se vuelve bastante interesante abordar el tema de excavaciones y aún más en suelos blandos, siendo estos en ocasiones bastantes complicados a la hora de utilizarse y más aún estudiar, es por esto que (Porrás, 2014) presenta un análisis del comportamiento de los esfuerzos en excavaciones en suelos blandos de la ciudad de Bogotá, para distintas etapas de construcción utilizando el programa Plaxis 2D, simulando numéricamente las excavaciones hechas en tres proyectos tomados como casos de estudio.

(Olaya, 2015) realiza un análisis mediante elementos finitos del caso de estudio de la excavación realizada para la construcción del paso deprimido ubicado sobre la Avenida el Dorado (Calle 26) con Avenida Ciudad de Cali (Carrera 86), de la ciudad de Bogotá D.C., como parte de la construcción de la Fase III de Transmilenio, durante el año 2007. En este estudio se presentan varios problemas constructivos entre los cuales estuvieron asentamientos de las pantallas antes de la excavación, aparición de grietas en el terreno y deformación de las pantallas, por lo anterior se logra evidenciar lo importante de conocer la interacción que existe entre suelo-estructura y siendo aún más esencial realizar los modelos por medio del software.

Han sido varios los interesados en realizar este tipo de estudios, aún no se ha ahondado en modelos avanzados de mecánica de suelos, como el estado crítico FEM., dicho estado es un determinante crucial para el estudio de los suelos blandos y con ello poder generar un modelo útil para futuras prácticas o estudios a realizar.

1.2 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

Se puede observar como las metodologías que se usan para llevar a cabo las excavaciones tienden a ser un poco cerradas al momento de su idealización de tipos de material encontrado en el suelo, modelos como los empujes propuestos por Rankine utilizados desde hace unos 200 años se siguen implementado hoy en día.

Del mismo modo han surgido algunos avances en el estudio de suelos avanzados que nos permiten asimilar de mejor manera los suelos más específicos que se pueden llegar a encontrar en una zona como lo es la ciudad de Bogotá; mediante la información recolectada y modelada se pondrá en evidencia que tan factible es el uso de estas metodologías para la determinación de parámetros que pueden ser relevantes al momento de analizar un terreno.

1.3 OBJETIVOS

1.3.1 Objetivo general.

Modelar el comportamiento mecánico de excavaciones en suelos blandos usando elementos finitos y modelos constitutivos avanzados, enfocado en los suelos de Bogotá

1.3.2 Objetivos específicos.

- Estudiar los métodos de construcción de excavaciones y soluciones cerradas para el diseño de sistemas de contención de excavaciones.
- Analizar la teoría del estado crítico y modelos constitutivos avanzados en los suelos de Bogotá (punto de estudio), basándonos en los parámetros del estado crítico
- Comparar los resultados obtenidos mediante las modelaciones numéricas con criterio de falla Mohr Coulomb – FEM y un modelo constitutivo avanzado – FEM

1.4 JUSTIFICACIÓN

Este proyecto parte de una serie de objetivos nacidos del análisis de los métodos que se aplican para realizar las excavaciones en suelos blandos y lo que es aún más importante estudiar el comportamiento de estos suelos dado que en muchas ocasiones suelen ser bastante complejos.

Es por qué se hace necesario determinar qué tan exactas son formulas y métodos usados por hace más de 200 años a comparación de software que manejan elementos finitos y para ser más exactos el uso de la herramienta Plaxis, y poder abordar y centralizar este estudio en suelos como los de Bogotá.

1.5 DELIMITACIÓN

1.5.1 Alcance

El presente documento se tiene proyectado para el uso en la ciudad de Bogotá debido a sus características geológicas especiales generalmente estimados o catalogados como suelos blandos, debido a esto se generan ciertas inconsistencias al momento de aplicar métodos cerrados desarrollados por los especialistas años atrás, mediante modelaciones numéricas y el uso de software aplicado podemos estimar el comportamiento de estas composiciones y su comportamiento específico al momento de proyectar o realizar una excavación.

1.5.2 Limitaciones

El proceso estudiado se puede manejar en parámetros similares a los que cuentan la ciudad específica para la cual se presenta esta propuesta, en vista del manejo de parámetros que se debe tener en cuenta se tiene proyectado el uso de software aplicado Plaxis 2D en el cual se implementaran las distintas combinaciones o análisis respectivos.

1.6 MARCO REFERENCIAL

1.6.1 Marco teórico

Construcción de excavaciones

Para todas las excavaciones nuevas es necesario proporcionar a las estructuras circundantes protección al realizar un procedimiento a una profundidad considerable, sin un sistema de soporte adecuado caben muchas posibilidades de que la nueva excavación cause efectos negativos a las propiedades existentes como la pérdida de capacidad de carga, movimientos laterales o incluso asentamientos.

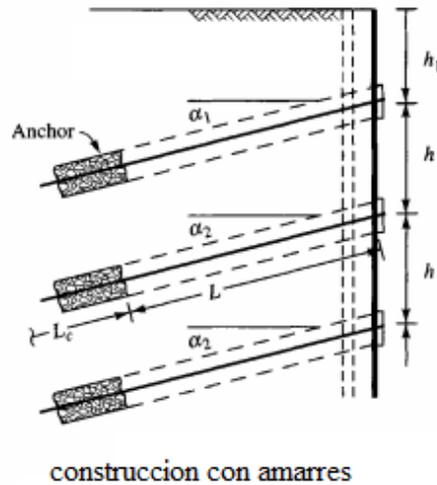
Las construcciones nuevas pueden llegar a realizar trabajos de cobertura y corte cuando se tiene que intervenir zonas con transporte público o redes de servicios que se encuentren bajo tierra. Las nuevas excavaciones pueden tener profundidades de 1 a 20m por debajo del suelo o terreno existente con el fin de adjudicar casi cualquier tipo de cimentación ya sea para bases extendidas o para varios niveles de sótanos.

Cabe destacar que todo tiempo de construcción necesita un sistema de soporte lateral o de algún otro tipo a medida que la excavación se efectúe. Por ende, en las practicas más recientes en el campo se busca evitar el desorden en la propia acción mediante el uso de anclajes o amarres ya por falta de estos se puede causar un colapso en alguna parte de esta estructura y podría ser perjudicial para las personas involucradas directamente y para la administración de la obra de forma económica. (Joseph, 1997)

Tipos de muros

A fines de 1960 se habían utilizado básicamente dos tipos de muros para servir de soporte para las excavaciones los cuales se consideran como muros pantalla (vigas soldadas o pilas verticales) y puntales o soportes verticales. Desde ese entonces se han generado gran variedad de estructuras de soporte.

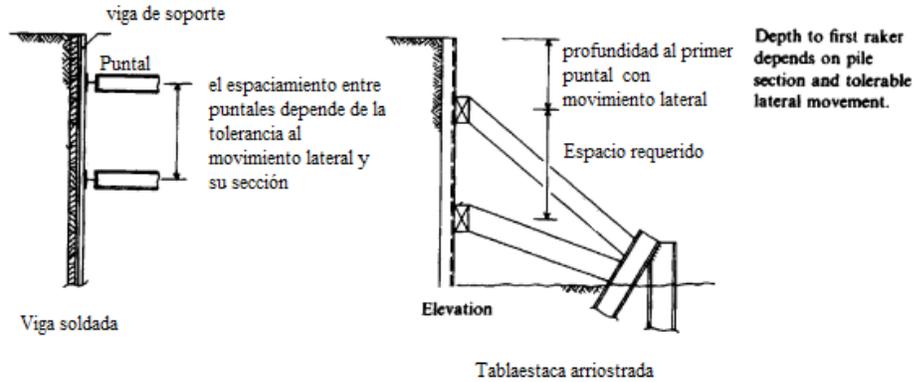
Figura 1. Excavación con amarres típicos



Fuente: Adaptado de, Bowles, E. 1997, Foundation analysis and design, quinta edición

Algunos tipos de muros de soporte con puntales fueron usados hasta mediados de 1960 ya que hoy en día no son muy comunes para proyectos amplios o grandes, si no, para excavaciones pequeñas como zanjas o en algunas ocasiones en alcantarillados. En procesos de gran envergadura no son recomendados ya que para manejar los volúmenes de puntales se requiere un cuidado extenso y generalmente se presenta desorden en torno a la excavación, sin mencionar el que el costo operacional podría aumentar.

Figura 2. Soportes de muros en excavaciones



Fuente: Adaptado de, Bowles, E. 1997, Foundation analysis and design, quinta edición

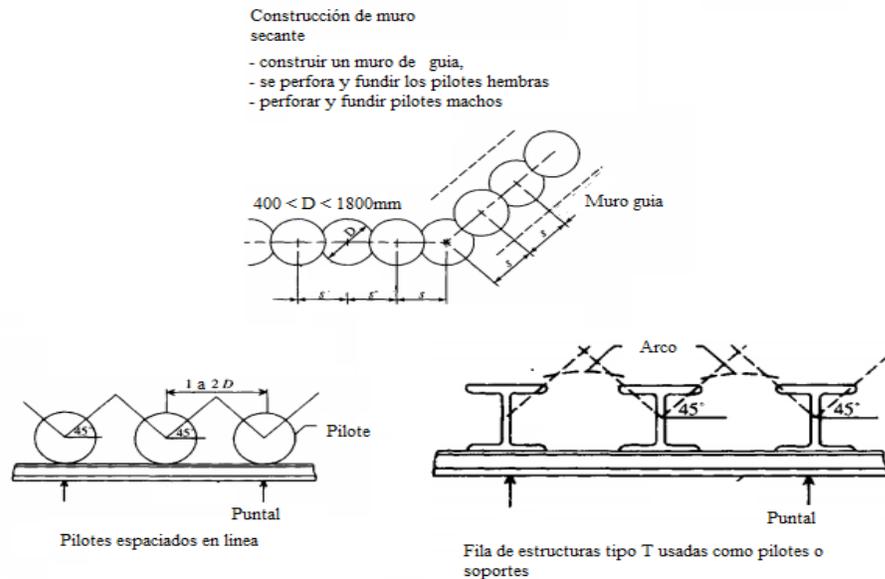
Sistemas un poco más complejos como los que usan vigas soldadas y revestimientos como se muestran en las figuras anteriores es más usada para excavaciones de poca duración, estos se llevan a una profundidad mayor a la de la excavación en general, esta misma tiene parámetros establecidos en cuanto a un espaciamiento entre puntales de 2 a 4 metros dependiendo del tiempo excavación y las fuerzas laterales que se puedan generar, las maderas de soporte que son un poco más cortas y de menor dimensión pero solo variando algunos centímetros, se instalan como soporte para los puntales que sostienen esta estructura mediante bridas. A profundidades especificadas por el ingeniero de cimentaciones que generalmente se calculan por métodos empíricos, se deja de usar la excavación manual para la implementación de equipos de perforación con tal de lograr generar los orificios de anclaje para los amarres y continuar con el proceso. Estos se instalan como apoyo para las vigas soldadas y se ajusta del mismo modo mediante puntos soldados a una placa esto con el fin de contrarrestar las fuerzas laterales. Los anclajes generalmente se pretenden con una inclinación entre 15° a 20° ya que constructivamente es más viable

Las láminas arriostradas son un sistema que se compone esencialmente mediante tablaestacas, pero con varios niveles de anclajes, esta construcción es similar al de revestimiento con vigas soldadas en el que se genera un cubrimiento con placas a la profundidad de la excavación y se colocan sus respectivas ballestas y tirantes.

Al usar este sistema es necesario realizar inclinaciones como en el sistema anterior. Algunas ventajas que se generan con este sistema es la facilidad que se genera al momento de su implementación y que los materiales usados en este son aprovechables para otra excavación, del mismo modo su principal desventaja es que se puede generar cierta invasión del terreno adyacente al instalar el anclaje ya que estos no se deben retirar y generan un obstáculo en posibles próximas excavaciones en el perímetro de la obra implementada.

Cuando se presenta una zona rocosa o en el suelo se encuentran vestigios de rocas solo se necesita clavar el pilote a la roca y ya que esta servirá como soporte para el mismo. En ciertas ocasiones con este suceso en la roca es complicado hincar el pilote o en su defecto la tablaestaca a toda la profundidad de la excavación. Cuando se presenta esta situación se genera una forma diferente a la convencional la cual se expresa en la siguiente figura, en la cual se muestra una excavación por etapas.

Figura 3. Sistemas de soporte para muros en excavaciones



Fuente: Adaptado de, Bowles, E. 1997, Foundation analysis and design, quinta edición

Siguientes circunstancias:

1. Dificultad para implementar vigas soldadas o tablestacas
2. Es necesario tener una pared apuntalada para no disminuir el GWT alrededor de la construcción
3. Los muros de contención son usados como estructuras permanentes del sistema estructural y es necesario mantenerse dentro del espacio del propietario ya que los lugares adyacentes no cederán el terreno para incluir anclajes o amarres.

Pilotes perforados en el lugar

En este método es necesario conocer que los martillos de hincado tanto como los impulsores vibratorios pueden generar daños a las estructuras adyacentes y también tener en cuenta el factor de ruido que estas podrían llegar a generar, por esto solo se recomienda este método si ha de ser necesario.

En lugares donde el suelo presente un grado considerable de cohesión y no tenga un grado apreciable de nivel freático, la separación y uso de paredes de soporte o

pantallas entre estas estructuras (pilotes o incluso vigas soldadas) se tiene como nula o poco apreciable, ya que se implementa de una manera diferente. Esto en base a que el comportamiento que generan los pilotes en cuanto es hincado genera lo que se denomina o es llamado arco de presión lateral en torno al pilote y este generara una retención de suelo a través del cierto espacio adyacente, de igual manera estas estructuras deben estar debidamente arriostrados para generar su correcto funcionamiento en cuanto a resistencia.

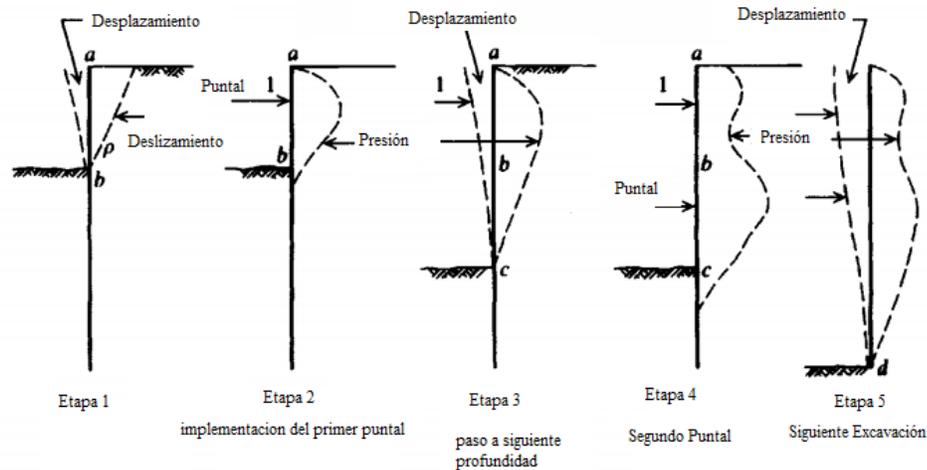
Los pilotes deben ser llevados por lo general a una longitud la cual se incruste en la roca y su diámetro sea el adecuado, existe un método en el cual se diseña un pilote como una viga pretensada. Después de su instalación los tendones de este se tensan usando cargas evaluadas anteriormente y se anclan a la parte superior. Con esas cargas se genera un esfuerzo en la estructura de acuerdo con su excentricidad la cual tiende a mover o inclinar el pilote y este a su vez se desvía hacia la parte más blanda, sea un relleno o el suelo orgánico más cercano. Debido a esto estos diseños de estructuras deben ser pensados y analizados para soportar las cargas del suelo generadas como empujes horizontales y en dado caso la presión hidrostática que se pueda presentar por causa de nivel freático en algún lugar del suelo.

Cuando se ejecuten excavaciones en donde las propiedades continuas se vean afectadas por la hincada o vibración de pilotes de debe hacer un registro fotográfico de las mismas, con el fin de tener bases y/o argumentos para refutar o hacer efectiva alguna reclamación por parte de la comunidad.

Presiones del suelo sobre muros de soporte en excavaciones

Los muros arriostrados o amarrados están en constante choque con la presión que genera el suelo en estas estructuras de contención generando una presión activa y constante con la cual se debe trabajar y contrarrestar de manera constante, para esta acción se prevén modelos de presiones trapezoidales en vez de triangulares como generalmente se idealiza, esto debido a que en ciertos puntos la presión activa es mayor y en otros puntos un tanto constante pero sin disminuir de manera alta su intensidad, esto también es debido a los puntales que se puedan llegar a colocar como soporte para nuestras estructuras de contención.

Figura 4. Excavación paso a paso con presencia de presión lateral



Fuente: Adaptado de, Bowles, E. 1997, Foundation analysis and design, quinta edición

Debido a las fuerzas generadas por los puntales al momento de entrar en contacto con las paredes de las estructuras de contención se aprecia la generación de desplazamientos y fuerzas horizontales, en los diagramas se puede observar como a medida que avanzan las excavaciones y la implementación de los diferentes puntales se van aumentando las presiones laterales, de este modo podemos observar cómo estas son directamente proporcionales a las fuerzas que se genera a distintas profundidades.

En libros de texto de autores como Peck y Terzaghi durante los años de 1943 – 1967, generan diagramas de presiones de acuerdo con su participación en obras como la excavación para el metro de Chicago, estos diagramas basados en excavaciones de suelos medios.

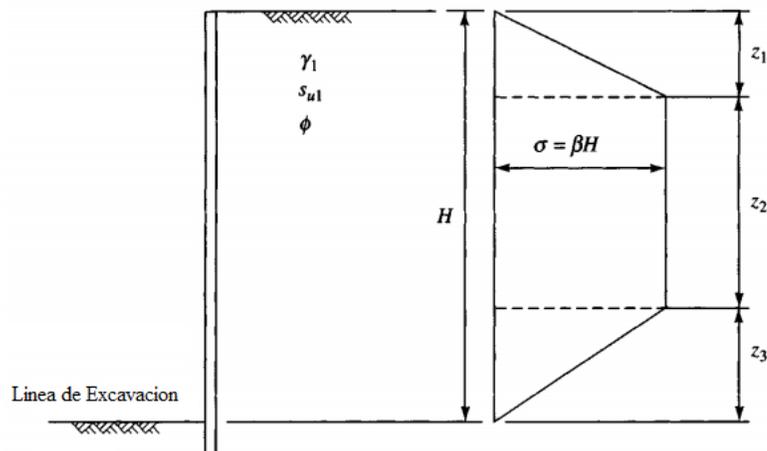
En la figura 5 se toma como muestra de suelos presiones aparentes en arenas, estas medidas fueron interpretadas en cortes bases de arena para el metro de Berlín (Alemania). Estos diagramas son la conclusión de la envolvente de las presiones máximas que se hallan y trazan para varios proyectos teniendo como base la ordenada máxima que se genera en una porción de suelo activa en base al coeficiente de presiones.

Los perfiles de presión de Peck se basaron en las presiones totales usando siempre el γ_{sat} pero nunca se explicó de forma clara como se trataba el caso de tensión en γ_s y γ_{sat}

Los perfiles de arcilla podían producir $K_a = 0.0$ para algunas combinaciones específicas, por lo que inicialmente propuso una primera modificación para que esto no sucediera.

Por otra parte, producir K_a analizo que los suelos sin cohesión funcionaban de manera diferente para algunos propósitos, debido a que se pueden generar mejores aproximaciones, de acuerdo con esto se trazaron algunos dibujos de perfiles de presión sugeridos que fueron usados como base para análisis empíricos.

Figura 5. Esfuerzos en excavación



Fuente: Adaptado de, Bowles, E. 1997, Foundation analysis and design, quinta edición

En la figura anterior podemos ver como Peck y Tschebotarioff nos dan un diagrama del comportamiento en base a presiones aparentes. Si se diseñan vigas simplemente apoyadas como lo propone Terzaghi y Peck, la fuerza que el puntal producirá será representativa a una porción de la fuerza lateral que ejerce como parte del diagrama de presiones aparentes.

Thesheeting puede tener una postura con diseños un poco sobre diseñados debido a que dando continuidad con el análisis simple de las vigas se genera momentos flectores mayores. Aunque de la misma manera este sobre diseño fue parte de lo que se quería conseguir al usar los diagramas de presión aparente, ya que en condiciones normalmente consolidadas estas presiones fueron verificadas por (Golder, 1970) y (Lambe, Measured Performance of Braced Excavations, 1970) quienes pudieron predecir un aumento de cargas hasta en 50% más bajas que las cargas generadas por un puntal de medida.

Estas diferencias no siempre se asemejan al caso exacto, ya que para ellos se deben tener en cuenta algunas condiciones específicas del terreno, más exactamente como las que usa Peck en el desarrollo de sus diagramas. Al no cumplir estos parámetros de la mejor manera posible el error dado y generado puede ser peligroso para la excavación.

Por otra parte, (Swatek, 1972) logro discernir una mejor manera de utilizar estas presiones aparentes de Tschebotarioff par suelos arcillosos, con esto Swatek logro diseñar un sistema basado en el arriostamiento en una excavación de la cual hizo parte de 21,3m de profundidad en Chicago, este sistema junto con el uso del diagrama de presión de Tschebotarioff. Ya que se puede comportar de mejor manera a una profundidad superior a 16m.

Una diferencia notoria se radica al momento de querer usar los diagramas de presión aparente con suelos estratificados y por ende se recomienda hacer lo siguiente:

1. Realizar el cálculo de diagramas aparentes de tipo Rankine usando la expresión de **Ka y Ko ($=1 - \text{sen}(\phi)$)**, y el uso de los respectivos pesos unitarios efectivos. Del mismo hacer un segundo diagrama para GWT, si en dado caso sea necesario.
2. Trazar los diagramas de presiones tomando como cero (0) para cualquier valor de presión negativa, esto sobre el mismo gráfico.
3. Calcular la resultante **Ra y Ro** para ambos gráficos de presión.
4. Con los valores anteriores generar un promedio de R y con ellos calcular un diagrama nuevo de presión aparente y un rectángulo dado por la expresión (**a = R/H**) o si se presenta un trapecoide.
5. Incluir la presión del agua de manera separada, pero agregándola a las presiones del suelo tomadas anteriormente por debajo del GWT según el nivel de agua que se tenga.

-
6. En algunos casos para no realizar el promedio de los valores de R como se muestra en el paso 3, algunos autores multiplican la presión activa resultante **Ra** por un factor (**1.1; 1.2; 1.3**) y lo usan para producir el diagrama de presión aparente. Puede ser recomendable factorizar **Ra** y compararlo con el diagrama de presión promedio usando el valor mayor.

Propiedades del suelo

De acuerdo a que la excavación y muro son permanentes o temporales y de igual manera el grado o ubicación de GWT que se pueda generar tras el muro.

Si nuestro suelo se encuentra sobre el nivel freático y cubierto, los parámetros drenados serian apropiados, siempre y cuando se tenga la información de pruebas consolidadas sin drenaje in situ. Por el contrario, si el suelo se encuentra en una región sobre el nivel freático y ese genera que nuestra porción de suelo este sumergido los parámetros se aplican solamente a la región que se encuentre sobre el nivel freático.

En cuanto a los suelos por debajo del nivel freático, lo más adecuado es realizar pruebas consolidadas sin drenaje. En algunos casos las presiones ejercidas por los amarres o arriostramientos generara que el suelo se encuentre en un nivel bajo de GWT con condiciones consolidadas sin drenaje, aunque esto es relativo ya que se necesita la verificación de ciertas condiciones especificas y más aún saber netamente la cantidad de tiempo que esta pared estará en su lugar, si nuestra pared se encuentra menos de una semana en el lugar es recomendable usar parámetros no drenados y a su vez debemos tener en cuenta que un suelo sin cohesión presenta un drenaje bastante rápido para poder lograr usar un ángulo de drenaje (\emptyset). Existen deformaciones planas en el interior de las paredes de la estructura o muro y a su vez en sus esquinas y presentan condiciones más asociadas a fuerzas triaxiales, cuando tenemos estas situaciones se mida el ángulo de fricción interna o se tome como un valor aproximado a 35° no es necesario realizar ajustes para la deformación del plano.

Pérdida de fuerza debido al tiempo transcurrido

Un estudio de medición de fuerza en los puntales echo por (Bjerrum, 1958) durante un periodo aproximado de un mes con lo cual se puede indicar que para ese entonces se generó un aumento en la presión ejercida por el suelo de casi 40Kpa con respecto al valor inicial esto generado por una pérdida de cohesión en el sitio.

Esta estimación se logró gracias a comparaciones entre cálculos computacionales que utilizaban valores descritos de materiales consolidados no drenados en dos tipos de suelos y a su vez asumiendo un solo ángulo para el estudio.

A su vez (Ulrich, 1989) también noto un cierto cambio en las cargas de los puntales con respecto al tiempo en arcillas sobre consolidadas, de esta manera empezaron a surgir nuevas bases las cuales apoyaban que el aumento de presión con respecto al tiempo aumentaba cerca de un 20 o 30%, pero que estos aumentos no son tan comunes como se creía ya que muy rara vez estos terminaban o generaban una falla significativa o representativa, pero de igual manera si se generaba una disminución en el SFF.

Alguno otros parámetros se reducen debido al tipo de excavación que se genere ya que lo más común son los cortes estos afectan directamente parameros del suelo específicos generando así una presencia de grietas, oxidación. Esto debido al cambio de humedad, analizando estos resultados vistos en sitio no es recomendable confiar en grandes valores de cohesión para reducir una presión lateral existente. Algunos aumentos de cargas no son solamente generados por los puntales como tal si no también por algunas cargas adicionales que el terreno este recibiendo, ya sea alguna acumulación de herramientas cercano o incluso los materiales que son necesarios para la construcción. Como ultimo apunte se confía en la cohesión del suelo para mantener la excavación siempre y cuando no supere de 2 a 5 días, siendo una excavación de suelo abierto.

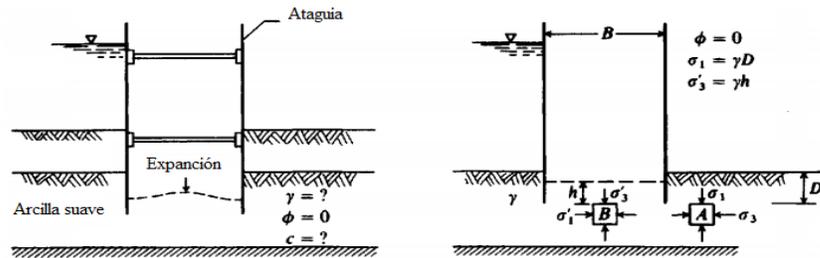
Inestabilidad por presión en excavación

Cuando se pretende generar una excavación en un estrato de arcilla en especial una excavación arriostrada o común mente llamada, con ataguías, se debe tener en cuenta que la arcilla por su composición y parámetros puede fluir bajo la superficie de la pared y pasando a estar dentro de la excavación. Si se logra remover la suficiente se evita que se genere una presión de sobrecarga, pero esto a su vez genera una inestabilidad en la base ya que se este se integra y tiende a aumentar el nivel de la base al cual se le puede ver como una especie de levantamiento el cual varia de unos milímetros hasta 30 centímetros en algunas ocasiones, generalmente se realizan análisis mediante el circulo de Mohr utilizando ecuaciones puntuales, sabiendo esto se pueden tener dos generalidades a considerar

Caso #1

Generar una profundidad suficiente para evitar que la arcilla que se encuentra en el estrato se compacte de tal manera que genere una presión en la excavación

Figura 6. Modelo de excavación



Fuente: Adaptado de, Bowles, E. 1997, Foundation analysis and design, quinta edición

Para la ilustración de la derecha se usa la siguiente ecuación para determinar el esfuerzo

$$\sigma_3 = \gamma D - 2 S_u \quad (1)$$

Del mismo modo para el segundo caso tenemos que

$$\sigma'_1 = \gamma h + 2 S_u \quad (2)$$

Siendo $\sigma'_1 = \sigma_3 = \gamma h = \sigma'_1 - 2 S_u$, se sustituyen valores y obtenemos que

$$\gamma h = \gamma D - 2 S_u - 2 S_u \quad (3)$$

Resolviendo la ecuación con una profundidad crítica D_c y usando un factor de seguridad (SF) obtenemos la siguiente expresión

$$D_c = \frac{\gamma h + 4 S_u}{\gamma(SF)} \quad (4)$$

Caso #2:

Generar un análisis en el cual tenemos en cuenta la profundidad de la excavación en la cual esta es limitada de tal manera que se utilice la capacidad de carga efectiva en el suelo.

$$D_c = \gamma D + q_s - \frac{F_f - D C_a}{r} \quad (5)$$

Donde:

$$F_f = \frac{1}{2} \gamma D^2 K_u \tan \phi$$

ϕ = Angulo de Fricción del suelo sobre la línea de drenaje

C = Cohesión

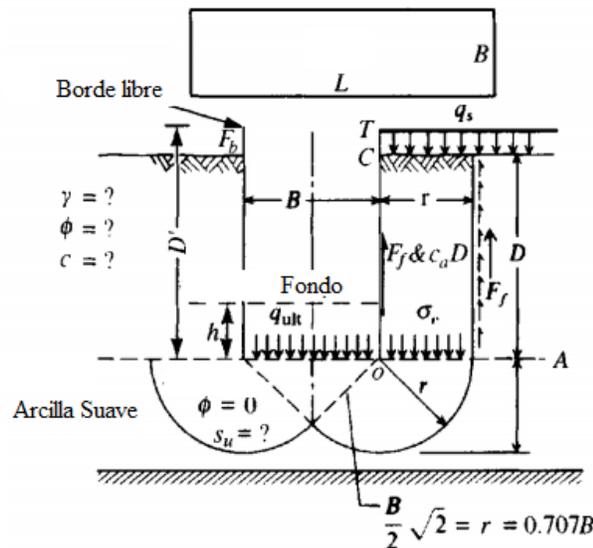
C_a = Fracción de adhesión al muro

C' = cohesión en la base solida

q_s = sobrecarga

$r = 0.707B$

Figura 7. Excavación con sobrecarga



Fuente: Adaptado de, Bowles, E. 1997, Foundation analysis and design, quinta edición

Para la determinación del factor de capacidad de carga $N'c$ para bases cuadradas y circulares debemos apoyarnos en una tabla de interpolación que aparece en el libro (Joseph, 1997) en la cual relacionamos valores de D/B y $N'c$, los valores de $N'c$ se pueden obtener de la capacidad de carga dada por la ecuación de Hansen

$$N'c = 5.14 (1 + s'c + d'c) \quad (6)$$

El $N'c$ para una base rectangular se calcula como

$$N'c.\text{rec} = Nc (0.84 + 0.16 * \frac{B}{L}) \quad (7)$$

sustituyendo y realizando simplificaciones, se obtiene una profundidad máxima D'

$$D = \frac{r(c'N'c + \gamma h N_{q-s})}{\gamma r - \frac{1}{2} \gamma D K_a \tan \phi - c_a} + F_b \quad (8)$$

En el caso que el ángulo de fricción sea igual a cero (0), la ecuación cambia a:

$$D = \frac{c'N'c + \gamma h N_{q-s}}{\gamma - c_a/r} + F_b \quad (9)$$

En las ecuaciones descritas anteriormente se usan valores de SF dentro de los rangos (1.2 – 1.5), (D'/SF). En nuestro numerador se usan valores entre 1.4 – 1.5, para suelos anisotrópicos.

Nota: hay que cuidar que la profundidad h que se encuentra sobre la base del muro es un factor, si en su parte superior el suelo tiene un ángulo Θ , debemos determinar la profundidad crítica mediante un ensayo usando las ecuaciones descritas con anterioridad, en esta ecuación contemplamos una capacidad de carga en base al factor $N'c$ el cual obtenemos de la tabla de correlaciones de dicho parámetro y usamos $N'c$ o $N'c.\text{rec}$ dependiendo de la geometría de la base de la excavación. Los valores atribuidos a la tabla de $N'c$ son referencia de curvas de (Skempton, 1951) quien realizó su trazado con base en el trabajo de Mayerhof a fines de 1940. Bjerrum y Eide (1956), utilizaron dichos factores para realizar como base una gran cantidad de excavaciones profundas de las cuales lograron correlacionar en un grado cercano al 15%. Posteriormente (Schwab, 1976) realizaron un estudio similar, pero con una poco más de muestras que Bjerrum y llegaron a la conclusión de que es importante tener en cuenta los valores de la anisotropía del terreno.

1.6.2 Marco conceptual

En la ingeniería actual se tiene como referencia el uso de herramientas digitales tales como el programa PLAXIS, el cual aborda el uso de elementos finitos y con ello analizar varios comportamientos del suelo y esto implica poder mejorar la comprensión del comportamiento de las diferentes excavaciones.

Método de elementos finitos

Este método lleva directamente a la obtención de ecuaciones globales que permiten calcular los desplazamientos nodales como cantidades primarias pero el mismo no es del todo inesperado, sino que se basa en la facilidad de medir dichos desplazamientos con instrumentos diseñados para tal fin, por cuanto la medición de las cantidades secundarias en la masa de los suelos no genera resultados precisos ni exactos, debido a que el suelo considera al instrumento como un cuerpo extraño sumido en su masa alrededor del cual se produce efectos de arco que impiden obtener directamente las cantidades secundarias.

Durante las décadas de 1970 y 1980, los programas de FEM se utilizaron principalmente como una herramienta de investigación, pero gradualmente también se aplicaron en el diseño. Bajo la dirección de Wayne Clough, de la Universidad de Stanford, llevó a cabo un conjunto completo de estudios paramétricos para mejorar la comprensión de las deformaciones causadas por excavaciones profundas en arcilla blanda, logrando confirmar la gran importancia del factor de seguridad en la estabilidad del levantamiento del fondo y la profundidad de la arcilla blanda debajo de la excavación sobre las deformaciones que ocurrieron, y que estuvo muy de acuerdo con las mediciones realizadas.

Un ejemplo más reciente es el (Hashash, 2002) El cual utiliza el modelo de esfuerzo efectivo anisotrópico no lineal MIT-E3 para arcillas para analizar un muro de diafragma con puntal interno también confirmaron el efecto potencial significativo del arco en la distribución de la presión del suelo.

En un estudio realizado se examina comparaciones entre los resultados de análisis exhaustivos de MEF de excavaciones planas reforzadas por deformación en arcilla azul de Boston realizadas por (Hashash, 2002) En estos análisis, se utiliza el modelo constitutivo MIT-E3 de (Whittle, 1994). Este modelo es capaz de simular la no linealidad de pequeñas deformaciones, la anisotropía de la resistencia del suelo y

el comportamiento histérico e inelástico asociado con la inversión en las direcciones de la carga.

Arcillas blandas

En las arcillas blandas, la resistencia no drenada generalmente varía con la heterogeneidad de la profundidad y con la orientación de la anisotropía de la dirección de corte. La fuerza movilizada en cualquier lugar para cualquier altura de excavación se puede expresar usando un factor en el perfil de **cu** de fuerza no drenado apropiado. Es decir que la anisotropía de la arcilla blanda puede ser un determinante y significativo en la estabilidad de la excavación. Por ejemplo, (Clough G. W., 1981) muestran un factor de corrección empírico basado en la observación de que las pruebas de extensión triaxial pueden dar la mitad de la resistencia no drenada en la compresión triaxial, con un corte simple aproximadamente a la mitad.

Características

Son aquellas que tiene un tamaño de partícula inferior a 75 μm , es por lo anterior que presentan características de adhesión y plasticidad y esto se debe a que cuenta con una cantidad significativa de partículas de mineral de arcillas.

Su tamaño y forma laminar hace que la interacción del agua afecte en su comportamiento mecánico, causando una baja permeabilidad lo cual hace que la presión intersticial cambie ante una variación en el estado de esfuerzos.

Es por esto que su comportamiento involucra varias variables y para desarrollar su estudio se debe realizar un análisis detenido con el fin de controlar y manipular las mismas con el cuidado que requiere.

Suelos arcillosos en Bogotá

Una gran área urbana de la ciudad se encuentra suelos lacustres 3 y 4, es por esto que se han de encontrar suelos con alta saturación de agua y en donde la licuación de suelos produce inestabilidad y hundimiento de las edificaciones.

Es por esto por lo que el tema se ha investigado con anterioridad por universidades, y en estas se destaca el estudio del comportamiento de las arcillas llevando a cabo caracterizaciones geotécnicas y ensayos de laboratorios con el fin de poder formular un modelo de comportamiento que integre un número suficiente y necesario de parámetros que permitan explicar el comportamiento mecánico de estos suelos.

Estado crítico en suelos

Esta investigación nace de un grupo de investigadores de la Universidad de Cambridge, encabezado por el Profesor Roscoe en el año 1958, en el cual desarrollan por primera vez un trabajo donde presentan un modelo en el que se interrelacionan los estados tensionales con las deformaciones y en el que se define el paso del estado elástico al estado plástico en los suelos, para un volumen crítico específico.

Por lo anterior se logró unificar varios tipos de situaciones bajo un mismo modelo: diferentes condiciones de drenaje y de trayectorias de esfuerzos pueden ser explicadas simultáneamente en un espacio conformado por tres ejes perpendiculares (p, q, v), donde:

$$\rho' = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3} \quad (10)$$

$$q = \sigma_1 - \sigma_3 \quad (11)$$

$$v = 1 + e \quad (12)$$

ρ' : Esfuerzo isotrópico efectivo promedio

q : Esfuerzo desviador

v : Volumen específico

e : Relación de vacíos

S'_1, S'_2, S'_3 :): Esfuerzos normales efectivos en las tres dimensiones.

Este proceso se realiza mediante pruebas de compresión triaxial, se pueden construir curvas en este espacio, las cuales terminan en la llamada superficie de Hvorslev que limita estados posibles e imposibles del suelo (Atkinson, 1978)

Es importante tener presente que este ensayo durante el proceso de falla comenzará sobre la línea de consolidación normal y terminará en la línea de estado crítico

En el Modelo del Estado Crítico (CSM) todos los suelos fallan para una única superficie de falla que se desarrolla en el espacio $p-q$ –e y que es independiente del proceso de carga del suelo. Cuando un suelo se encuentra en un estado de tensiones que se ubica por debajo de esta superficie de falla, tiene un comportamiento elástico, si el suelo sobrepasa esta superficie, entra en fluencia y se aproxima a la falla.

Adicional a lo dicho anteriormente, se tiene como referencia el estudio realizado por (Rodríguez, 2014) en el cual notamos como luego de la construcción de una obra de una magnitud como lo es un túnel, se debe apreciar a futuro el comportamiento que nuestro suelo puede llegar a tener ya que es indispensable saber cómo este puede llegar a ser afectado de manera directa, ya sea en cuanto a sus asentamientos y esfuerzos que se generan a lo largo de la línea de construcción. En este caso se plantea que mediante el modelo de Mohr-Coulomb, se realiza el diseño y construcción de la cubeta se asentamientos, observando y teniendo claro que el suelo al pasar del tiempo va a tener asentamientos progresivos debido a su plasticidad afectando así la permeabilidad y la rigidez del estrato.

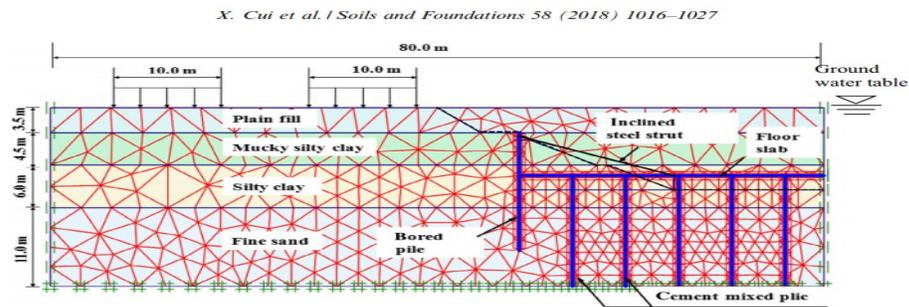
Como recomendación de acuerdo a las modelaciones planteadas en 2D y 3D, se procede a determinar que los revestimientos deben estar muy cercanos al frente de la excavación y así mismo implementar soportes antes de la excavación con el fin de brindar estabilidad y fiabilidad al terreno en sí y de igual modo usar revestimientos eficientes para evitar una mayor plasticidad en el suelo y así evitar asentamientos mayores.

1.7 ESTADO DEL ARTE

Recientemente se han investigado diferentes casos de perforaciones y estudios sobre arcillas blandas alrededor del mundo, entre ellos se ha destacado el estudio realizado por (Xiaoyan Cui, 2020) en el cual se ve la importancia de determinar la capacidad que ciertas estructuras nos puedan brindar al momento de querer dar un mejor soporte, es el caso del autor al desarrollar este estudio en cual analiza la implementación de pilotes perforados y puntales metálicos para reforzar una estructura de contención en zonas urbanas. Una de sus principales razones para usar estos sistemas de refuerzo es su bajo costo y facilidad de instalación. El estudio toma como base una excavación ya realizada en al cual presenta problemas de estabilidad en cuanto a su estructura de contención. De acuerdo con lo expuesto se encontró resultados de desplazamientos a lo largo y ancho del pozo de cimentación con relaciones entre el 13% y 30%, así mismo se estimó desplazamientos en la parte superior de los pilotes perforados y el desplazamiento lateral, el cual disminuyo al disminuir la distancia de la esquina. Para conseguir predecir una distribución de asentamientos se usó una modelación en base a elementos finitos, con base en este se hicieron comparaciones entre el modelo presentado y las mediciones fueron cercanas al 3%, lo que valido el modelo numérico presentado.

Apoyándose en la herramienta PLAXIS v.9 software (PLAXIS2Dv.9, 2009), se planteó el modelo de la excavación del pozo ya mencionado con anterioridad y se establecieron parámetros medidos en campo para realizar un avalúo en cuanto a deformaciones y cargas existentes, generando así un perfil dinámico y modificable que sostendría como resultado la investigación, ya que de manera más organizada y simple se generan datos para el asentamiento en cualquier punto específico del modelo planteado, puntualmente observando la superficie del pozo la cual generó mayores asentamientos.

Figura 8. Ejemplo modelo de elementos finitos (Plaxis 2D)- deformaciones



Fuente: (Xiaoyan Cui, 2020)

(Yang, 2020) Realiza una investigación donde se evidencia el método para estimar la desviación de la pared de excavaciones estrechas en arcilla blandas, las cuales son sin duda una de las más exigentes al momento de diseñar, ya que por sus características pueden generar inconvenientes al momento de la implementación.

Por este motivo en la ciudad de Shanghái se llevó a cabo la implementación de un estudio que tuvo como base controlar los desplazamientos generados por estas y dar como resultados un acuerdo global que ayudara a la manejabilidad de este tipo de construcción. Basado en métodos de estimación de rigidez para excavaciones normales, se realiza un estimado entre varias excavaciones echas a lo largo de Shanghái encontrando de esta forma que las mismas se ven afectadas directamente por la relación ancho profundidad (B/H), en total en el artículo se detalla que para el análisis se tomaron en cuenta 111 simulaciones numéricas con el fin de estimar un valor de rigidez de flexión de pared (E_i), espaciado de soporte vertical medio (S_v) y relación de anchura profundidad (B/H). al lograr un análisis acorde se presentó una ecuación que tenía como fin analizar la desviación máxima de la pared basada en dicho parámetro, con limitación de casos para una relación de (B/H) inferior a 1,5.

Encontramos interesante evidenciar que los suelos blandos se encuentran en gran parte del planeta y de manera muy numerosa, es el caso que plantea el autor (Nguyen, 2020) en su estudio sobre implementación de pruebas de consolidación de velocidad constante de tensión (CRS) en el cual podemos ver que mediante este tipo de pruebas podemos tener algunas ventajas a la hora de obtener resultados para la caracterización en suelos blandos, teniendo como ventaja que este tipo de pruebas aportan una rapidez relevante a la hora de ejecución y resultados, ya que

pasamos de 7-10 días, a tan solo 1-2, pero no solo se obtiene mayor rapidez, sino que también se generan datos de manera más continua y automática generando así una mejoría en el tema de análisis del mismo. Mediante el análisis de este tipo de pruebas se generan parámetros de entrada para el análisis de consolidación. Usando métodos de diferencia finita, dando así un conocimiento del resultado sobre el análisis de muestras inalteradas tomadas en Vietnam en cuatro puntos mediante el uso de un muestreador de pistón hidráulico estacionario y llevando los ensayos pertinentes para lograr una comparativa entre modelaciones con un código nuevo de ejecución desarrollado por el autor que se basa principalmente en la obtención que se menciona al principio con el ensayo CRS.

Las excavaciones profundas son usadas regularmente para la construcción de infraestructuras subterráneas, para las cuales se deben tener en cuenta los sistemas de soporte que se implementaran, generalmente sistemas de arriostramientos o muros de contención, sin embargo estos sistemas siempre generan cierta incertidumbre al momento de implementarse en suelos blandos, ya que, durante la construcción del mismo o incluso durante el proceso constructivo se pueden generar movimientos que afecten estas estructuras de soporte y genere daños colaterales a edificaciones cercanas, si las hay, o incluso al mismo proyecto.

(S.Y. Lamn, 2014) Para tener un mejor manejo de este tipo de estructuras se propusieron modelos de centrifugación para excavaciones profundas en suelos blandos, específicamente una arcilla blanda sobre consolidada, en el cual se pretende la construcción de un muro de contención con múltiples puntales, observando deformaciones mediante imágenes de velocimetría, así mismo se observan todos los factores que se involucran en este tipo de procesos, asentamientos en la superficie del suelo, cambios en la presión del nivel freático, parámetros puntuales de la estructura de contención como su rigidez, tanto de los puntales como la de la pared, teniendo como referente la conservación de energía para generar así un modelo valido y satisfactorio.

La metodología para el desarrollo se basó en etapas empezando por hacer test en programas para observar el comportamiento del suelo, viendo varios modelos propuestos, desde una pared rígida flotante hasta una excavación poco profunda usando muros flexibles. De este modo se planteó observar su fase experimental, propiedades del suelo, pruebas de procedimientos para excavaciones, respuesta de presión de poros, asentamientos de suelos y deflexión de muros, efectos de la profundidad en estratos rígidos, condiciones de fijación del pie de la pared, apoyos blandos y sus efectos. Gracias al manejo de distintas herramientas computacionales

y modelos escalados se pudo concluir satisfactoriamente el proceso y tener presente que los perfiles de deformación generalmente siguen el coseno, ecuación propuesta por (O'Rourke, 1993), lo que reitera la importancia de la rigidez de las paredes así sean para pequeñas excavaciones. de igual manera usando las líneas de tendencia de (Clough G. S., 1989) Estimando el desplazamiento lateral de la pared en relación con factores de seguridad.

Ahora bien, dando un foco más nacional se encuentra el estudio presentado por (Díaz, 2019) donde se toman los parámetros de modelación en cuanto a zonas blandas como este caso la ciudad de Bogotá siempre han generado inconvenientes a la hora de trabajar en ellas, ya que presentan parámetros un tanto menos favorable que afectan directamente a corto o largo plazo si no se tratan de una manera adecuada, es por esto que durante los últimos años se han venido implementando modelaciones, estimaciones y mejoras a las metodologías existentes para trabajar este tipo de suelos blandos.

De acuerdo a investigaciones planteadas con anterioridad podemos observar que se tiene en cuenta modificaciones en modelos ya constituidos con el fin de adaptarlos a los tipos de suelos que podemos ir encontrando en nuestra región de estudio, así mismo vemos como se generan modificaciones en métodos como lo es el de Resistencia al corte movilizado (MSD), en el cual se plantea implementación de un nuevo algoritmo para realizar adaptaciones que ayudaran una predicción más precisa, generando de tal modo unas recomendaciones para los límites de aceptación que se tienen dentro una zona específica, en el caso del estudio planteado, lacustre tipo A y de acuerdo al modelamiento que se genera teniendo en cuenta los parámetros exigidos por la NSR-10 y algunos ábacos que se proponen para el desarrollo del mismo, sin embargo también se presentan limitaciones a la hora de realizar estas estimaciones de acuerdo a lo expresado por el autor, y viendo esto, tenemos en cuenta que la modelación de este tipo de suelos es aún un poco compleja por diversos factores.

(Obrzud, 2016) Las excavaciones profundas en áreas urbanas generalmente resultan en Movimientos del suelo que pueden provocar daños importantes a edificios y servicios adyacentes. Para evitar tales movimientos o reducir su impacto, las excavaciones se apoyan en muros de diafragma rígidos, puntales y anclajes, que se instalan como excavación. Sin embargo, los cambios en la tensión vertical, el relieve asociado con una excavación causa deformaciones del suelo y deflexiones de la pared asociadas. Esto induce asentamientos superficiales, incluso si los muros

de contención están impedidos de moverse horizontalmente y profundamente asentado desplazamientos hacia adentro de las paredes que no pueden ser controlados por los puntales o anclajes que están instalados dentro la excavación.

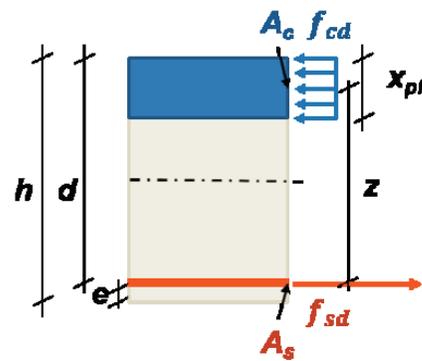
Es por ello que el autor se plantea examinar dos enfoques de la verificación del estado límite de servicio (SLS) para excavaciones profundas siendo uno evaluar el problema de valor límite, éste se conocerá como el Método A. Esta se realiza mediante el método de elementos finitos (FE) con la ayuda del programa comercial ZSoil v2014, utilizando un estudio de caso proporcionado en el programa.

El segundo enfoque, es decir el método B, se divide en dos etapas. En la primera etapa, el muro está modelado con el más alto módulo de Young nominal. Este módulo hace posible encontrar momentos flectores de diseño que se utilizan para calcular el refuerzo de la sección transversal de diseño mínimo para la estructura de contención y este refuerzo calculado luego se utiliza en un análisis estructural no lineal que es visto como la verificación SLS "real".

En tal caso, un ingeniero debe considerar si el método A y B son consistente con los códigos o estándares de diseño aplicables y, lo que es más importante, debe tener en cuenta el riesgo asociado, dado que presentan diferentes características al tener en el método B el experimento numérico, que se basa en se compara el análisis de consolidación dependiente del tiempo con el análisis de estado estacionario que debe considerarse como una simplificación a la luz de las limitaciones de agua intercambio durante una excavación relativamente rápida.

Por último, se puede observar el modelo generado, donde se evidencia la distribución de tensión adoptado.

Figura 9. Modelo de distribución de tensión rectangular adoptado para calcular el refuerzo de la sección transversal para los miembros de la pared.



Fuente: (Obrzud, 2016)

1.8 METODOLOGÍA

Fase 1 – Contextualización

Este proyecto trabaja dentro del marco de la mecánica de suelos avanzada, dentro de lo cual se encuentra, el estudio del método de elementos finitos y el estado crítico del suelo, por ello, antes de realizar la recolección de los distintos datos a modelar, es importante tener claro dichos conceptos.

Fase 2 – Recolección de datos

Una vez adelantada la fase 1, se llevará a cabo una búsqueda Global (Web) sobre distintos datos de ensayos realizados a suelos blandos, esto con el fin de poder llevar a cabo la Fase 3.

Fase 3 – Modelación computacional

Con la información obtenida, se procederá a realizar las distintas modelaciones en el software a utilizar.

Fase 4 – Comparaciones y análisis de resultados.

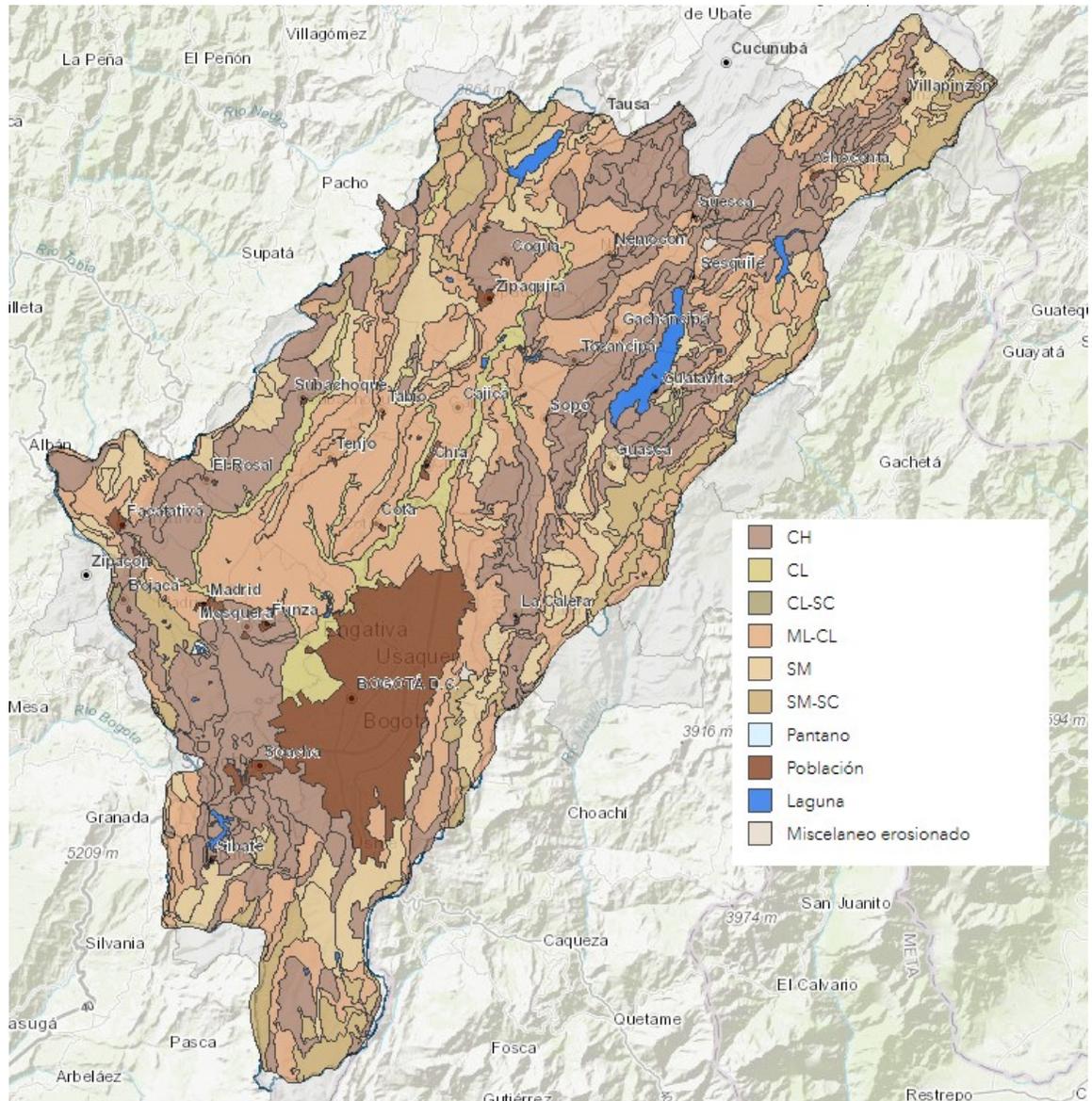
En la etapa final se realizará comparaciones entre los resultados obtenidos mediante el uso de FEM (Software) y los que se logran obtener mediante las ecuaciones existentes.

2. SUELOS DE BOGOTÁ

Sin duda los suelos de la ciudad de Bogotá son uno de los principales geomateriales de más estudio desde hace bastante tiempo, esto con el fin de evaluar la estratigrafía con la que se cuenta en el sitio para la ejecución y planeación de proyectos de construcción que se ejecutan a diario. Sin embargo, a pesar de la cantidad de proyectos que se pueden ejecutar paralelamente, los parámetros que se manejan son algo básicos, ya que se usan ensayos de campo como SPT y VST, así mismos ensayos de laboratorio como CBR, compresión inconfiada y endométrica, corte directo. Esto fácilmente se puede observar al indagar en portales públicos como lo pueden ser Instituto de Desarrollo Urbano y de la Empresa de Acueducto y Alcantarillado de Bogotá. Esto nos deja un sesgo de información un tanto limitada para el tema de obtención de parámetros que en verdad representen una información puntual a la hora de diseñar excavaciones o cimentaciones, ya que, puntualmente para una ejecución óptima, se deben conocer parámetros como resistencia y deformación no-drenado, haciendo así que este tipo de parámetros sean un tanto rezagados en cuanto a información verídica.

Se observó cómo existe una predominancia de las arcillas blandas en toda la planicie de la ciudad, seguido de roca ubicada en los cerros orientales y en la elevación natural del Noroccidente de la ciudad como lo muestra Figura 10; los suelos blandos se caracterizan por la presencia de arcillas blandas que son altamente compresibles y las cuales son objeto de esta investigación

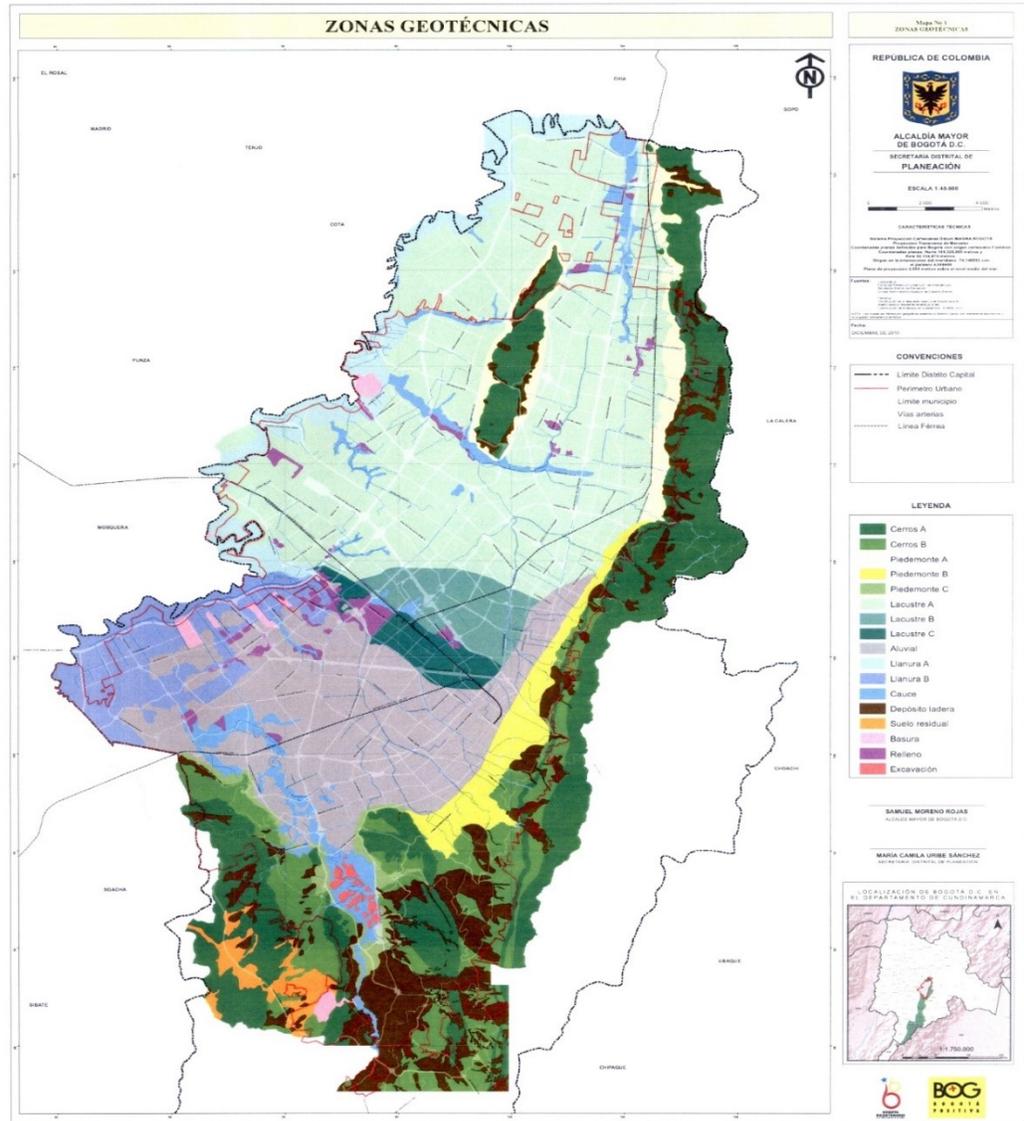
Figura 10. Mapa de geotécnico de Santa Fe de Bogotá.



Fuente: Servicio geológico colombiano <https://www2.sgc.gov.co/>

El Servicio Geológico Colombiano ha realizado una serie de investigaciones en la ciudad de Bogotá con el fin de ilustrar la geología, microzonificación y zonificación geotécnica del suelo de la ciudad, en la Figura 11 se puede observar cómo predominan los depósitos lacustres A los cuales están compuestos por depósitos de arcillas, seguido por depósito aluvial” compuestos por depósitos de flujos torrenciales del piedemonte oriental, conos del río Tunjuelito y de Terreros.

Figura 11. Mapa zonas geotécnicas de Santa Fe de Bogotá

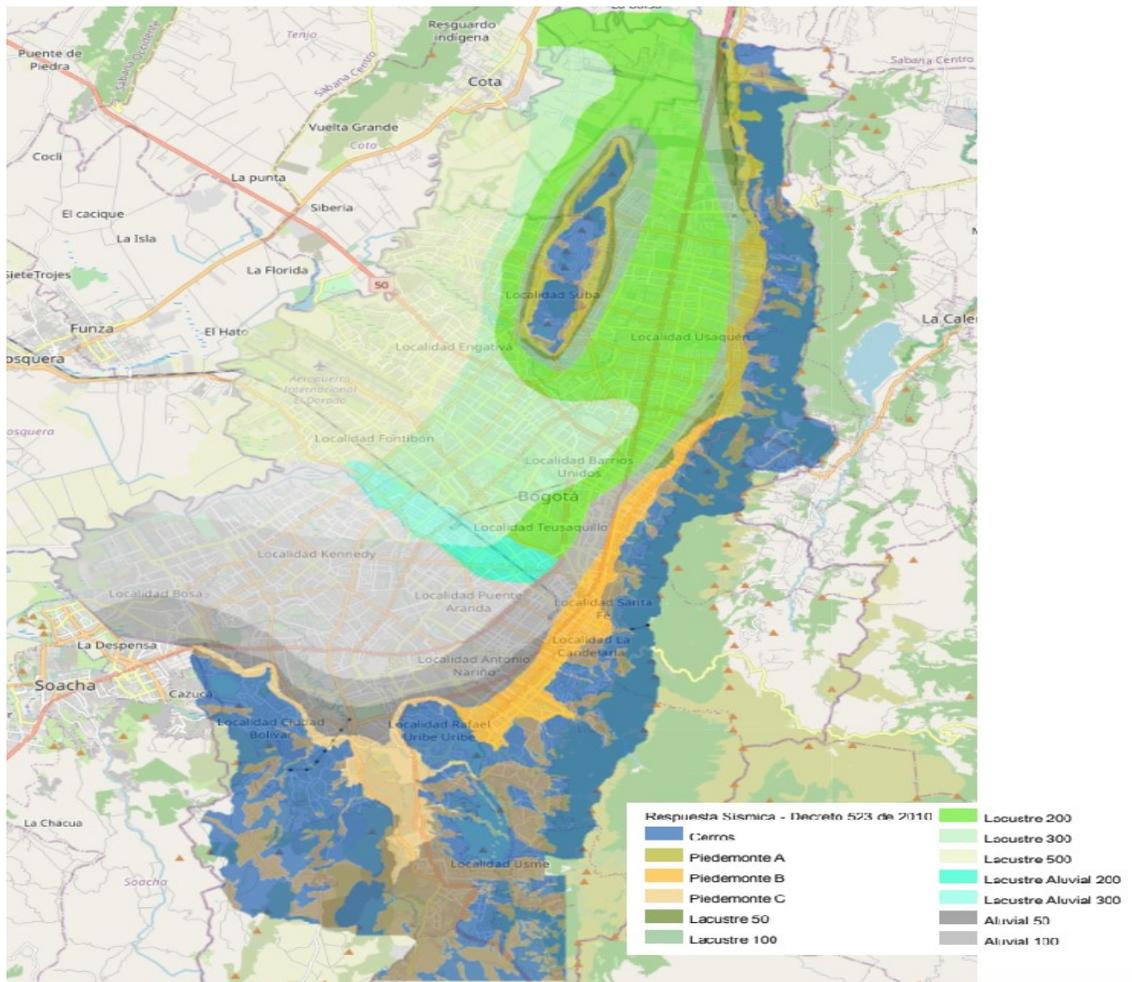


Fuente: (Bogotá, 2010)

También se observó que los cerros Orientales y la elevación natural del Noroccidente de la ciudad está compuesto por roca arenisca y roca arcillolita cuya composición principal son las areniscas duras y arcillolitas blandas las cuales son competentes y resistentes a la meteorización y eventuales problemas de estabilidad

en taludes, encontramos suelos lacustres 200 los cuales se caracterizan por ser suelos muy blandos, cuya composición son arcillas limosas muy blandas que tienen muy baja a media capacidad portante y que son muy compresibles, los suelos lacustres 300 son aquellos que se caracterizan por ser suelos blandos cuya composición son arcillas limosas blandas con capacidades portantes y compresibilidades muy similares a las de los suelos lacustres 200.

Figura 12. Mapa de microzonificación sísmica de Santa Fe de Bogotá

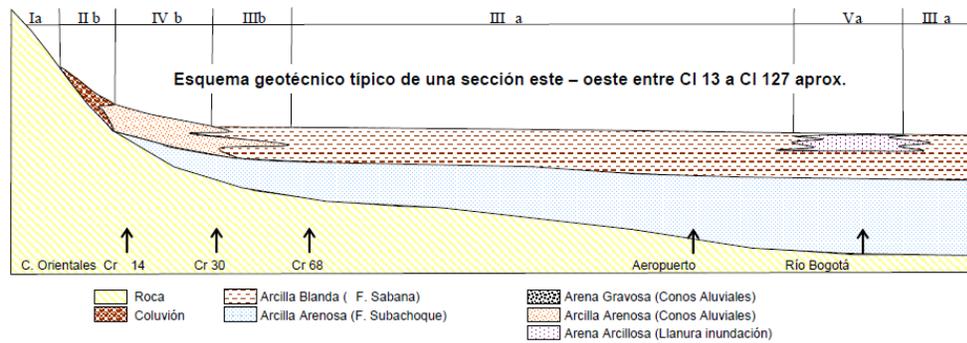


Fuente: (Bogotá, 2010)

Así como en la Figura 13, Se puede observar de manera formal la composición del suelo en el que se centra este trabajo de investigación.

De acuerdo con esto, se observa de manera clara que la zona central de la ciudad presenta depósitos lacustres de un espesor considerable en el cual, de igual manera, se encuentra una gran cantidad de edificaciones, tanto urbanas como empresariales.

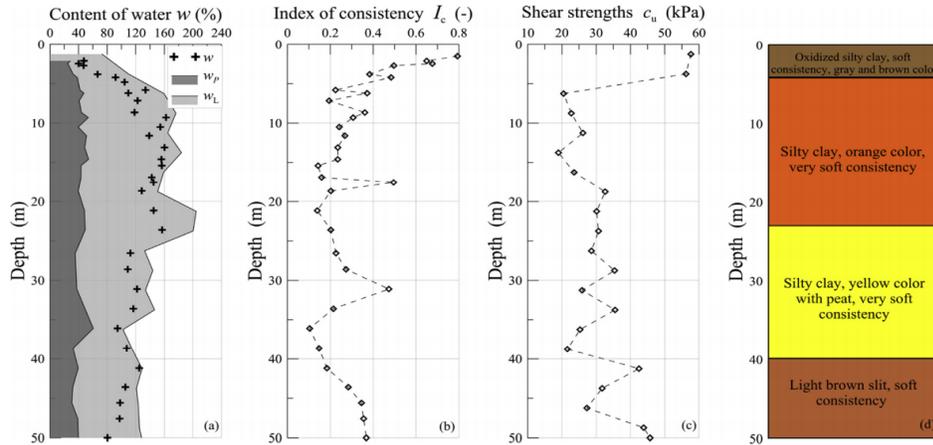
Figura 13. modelo estratigráfico zona central de Bogotá.



Fuente: (Caicedo Bernardo, *Some contributions to mechanical behaviors of lacustrine deposit in Bogotá, Colombia, 2019*)

Gracias a algunos estudios realizados e información pública, que a su vez han llegado a ser internacionales, podemos observar de una manera más clara la estratificación llegando a análisis gráficos.

Figura 14 Comparaciones entre (a) Límite plástico, límite líquido y contenido de agua; (b) Índice de coherencia; (c) Resistencia al corte no drenado; y (d) estratigrafía.



Fuente: (Caicedo Bernardo, *Some contributions to mechanical behaviors of lacustrine deposit in Bogotá, Colombia, 2019*)

Según a la figura anterior, el perfil promedio podría interpretarse de la siguiente manera

Tabla 1 Modelo estratigráfico de zona central

<i>m</i>	<i>m</i>	<i>kPa</i>	<i>kPa</i>	%	-	
desde	hasta	$%w_L$	$S_u=q_u/2$	σ'_p	LOI	
0	3	80	57	150	7	0.8
3	7	120	40	150	10	0.5
7	17	160	22	OCR=1	14	0.2
17	27	160	30	OCR=1	14	0.2
27	35	140	30	OCR=1	20	0.2

NF = 7 m de profundidad;
suelo debajo está saturado, arriba no.

LOI: contenido de materia organica; Ic: índice de consistencia; wL: límite líquido
Cc: coeficiente compresion y Cs: de recompresion [ensayo consolidación]

Fuente: obtenido de los datos de ensayos in-situ y parámetros básicos para la clasificación y modelación de modelos

Mediante esta información y usando correlaciones propias de los suelos podemos determinar parámetros necesarios para el estudio de nuestro suelo.

3. RESULTADOS Y ANALISIS DE RESULTADOS

Mediante la implementación de las siguientes ecuaciones y algunos conocimientos básicos como gravimetría y algunas ecuaciones volumétricas, podemos obtener los parámetros pertinentes con los cuales analizamos los suelos blandos.

Tabla 2. Ecuaciones de modelación y obtención de parámetros de suelos blandos

Descripción	Ecuación
Índice de plasticidad	$IP = 0.78 * (w_L - 14.5)$
Coefficiente de compresión	$C_c = 0.01 * (w_L - 0.58)$
Coefficiente de recompresión	$C_s = \frac{C_c}{7.6}$
Índice de vació normalizado (I_{vn})	$I_{vn} = \frac{e - e_{100}}{C_c}$
Relación de vació e_{100}	$e_{100} = 0.0158 * (w_L + 35)$
Gravedad específica	$G_s = 2.68 - 0.019 * LoI$
Ángulo de fricción	$\phi = 18.5 + 0.112w_L$

Fuente: (Caicedo Bernardo, Geotechnical Behavior of diatomaceous soil in lacustrine deposits of Bogotá, Colombia, 2018)

Los datos mostrados a continuación se obtuvieron de estudios realizados a los suelos de Bogotá en diferentes artículos.

Tabla 3. Resumen de datos analizados para cálculos de parámetros de suelos blandos.

Desde m	Hasta m	% w_L	$S_u=q_u/2$ kPa	s'_p kPa	LOI %	lc -	g kN/m ³	e -	Poisson (ν) -
0	3	80	57	150	7	0.8	15.00	1.50	0.40
3	7	120	40	150	10	0.5	14.00	2.90	0.44
7	17	160	22	OCR=1	14	0.2	12.79	3.64	0.50
17	27	160	30	OCR=1	14	0.2	12.79	3.64	0.50
27	35	140	30	OCR=1	20	0.2	12.97	3.04	0.50

Fuente: Propia de los autores.

Haciendo uso de las ecuaciones mostradas en la tabla 2, se obtienen los siguientes resultados.

Tabla 4. Resultados obtenidos según parámetros de suelos en arcillas.

IP	w	Cc	Cs	lvn	e ₁₀₀	Gs	f'
%	%	-	-	-	-	-	°
51	57	0.79	0.10	0.75	1.82	2.55	27.46
82	101	1.19	0.16	0.15	2.45	2.80	31.94
113	151	1.59	0.21	-0.07	3.08	2.41	36.42
113	151	1.59	0.21	-0.18	3.08	2.41	36.42
98	132	1.39	0.18	-0.26	2.77	2.30	34.18

Fuente: Propia de los autores.

Tabla 5. Ecuaciones para la obtención de resistencias en suelos blandos.

Descripción	Ecuación
Coficiente adimensional de Lamé	$\lambda = 0.173 * w_L^{0.34}$
Ecuación en función de relación de vacíos.	$f(e) = \frac{(10 - e)^2}{1 + e}$
Presión lateral del suelo (Jaky, 1948)	$K_0 = 1 - \text{seno}(\phi)$
Coficiente alfa	$\alpha = 192.2 * \lambda^{2.1}$
Esfuerzo vertical	$\sigma_v = z * \gamma$
Presión de poros	$U = z - Nf$
Esfuerzo vertical efectivo	$\sigma'_v = S_v - U$
Esfuerzo activo efectivo	$\sigma'_3 = K_0 * S'_v$
Módulo de rigidez inicial	$G_0 = f(e) * 8.76 * 101 * \left(\frac{S'_3}{101}\right)^{0.49}$
Módulo de rigidez	$G = \frac{G_0}{(1 + \alpha * \gamma \lambda)}$
Módulo de elasticidad	$E_{Ur} = G * 2(1 + \nu)$

Fuente: Recopilación de fórmulas obtenidas de (Bowles, 1997)

Haciendo uso de la tabla 5, se obtienen los datos mostrados en las tablas 6 y 7.

Tabla 6. Resultados de resistencia obtenidos empleado la modelación en Plaxis.

z m	Sr %	g _{sat} kN/m ³	λ -	α -	f(e) -	K ₀ -	σ' ₃ kN/m ²	G ₀ kPa	g -	G kPa	E _{ur} kPa
1.50	96.90	15.89	0.7 7	107.1 1	28.9 0	0.5 4	12.12	9049.0 4	0.0 0	5900.3 5	16520.9 8
5.00	97.52	14.34	0.8 8	144.8 7	12.9 3	0.4 7	34.38	6744.5 7	0.0 0	5072.5 5	14608.9 4
12.0 0	100.0 0	12.79	0.9 7	179.4 7	8.72 8.72	0.4 1	47.09	5309.6 3	0.0 0	4357.4 8	13028.8 8
22.0 0	100.0 0	12.79	0.9 7	179.4 7	8.72 8.72	0.4 1	59.21	5939.9 1	0.0 0	4874.7 4	14575.4 7
31.0 0	100.0 0	12.97	0.9 3	162.4 9	12.0 2	0.4 4	75.93	9244.3 3	0.0 0	7299.2 8	21824.8 4

Fuente: Autores propios

Tabla 7. Esfuerzos del suelo a estudiar.

z m	hw m	γ kN/m ³	γ _d kN/m ³	σ _v kN/m ²	u kN/m ²	σ' _v kN/m ²
1.50	7	11.51	7.33	22.50	0.00	22.50
5.00	7	13.52	6.73	73.00	0.00	73.00
12.00	7	14.95	5.96	164.96	49.05	115.91
22.00	7	15.63	6.23	292.87	147.15	145.72
31.00	7	15.37	6.63	408.71	235.44	173.27

Fuente: Autores propios

3.1 Calibración de modelo.

Para la determinación de la pantalla o tablestaca proporcional par la excavación descrita, nos apoyamos en el método empírico/numérico de Braja M. Das, explicito en su libro Fundamentos de ingeniería de cimentaciones 7ma edición, (Braja, 2013). En el cual se plantea excavaciones a cielo abierto mencionadas como “en voladizo”.

Con el fin de determinar los datos correspondientes al tablestacado estudiado se realiza uso de las siguientes formulas.

Tabla 8. Formulas a usar en el modelo de tablestacado.

Descripción	Ecuación
Coefficiente de presión activa de Rankine	$K_a = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi'}{2} \right)$
Presión activa a una profundidad L_1	$\sigma'_1 = \gamma L_1 K_a$
Presión activa a nivel de dragado	$\sigma'_2 = (\gamma L_1 + \gamma' L_2) K_a$
Presión en 1	$P_1 = \frac{1}{2} \sigma'_1 L_1 + \sigma'_1 L_2 + \frac{1}{2} (\sigma'_2 + \sigma'_1) L_2$
Profundidad de penetración teórica	$D^2 = (4c - (\gamma L_1 + \gamma' L_2)) - 2DP_1 - \frac{P_1(P_1 + 12cZ_1)}{(\gamma L_1 + \gamma' L_2) + 2c} = 0$
Longitud de penetración teórica	$4c - (\gamma L_1 + \gamma' L_2)$
Esfuerzo vertical efectivo	$L_4 = \frac{D(4c - (\gamma L_1 + \gamma' L_2)) - P_1}{4c}$
Presiones netas	$\begin{aligned} \sigma'_6 &= 4c - (\gamma L_1 + \gamma' L_2) \\ \sigma'_7 &= 4c + (\gamma L_1 + \gamma' L_2) \end{aligned}$
Módulo de rigidez inicial	$z' = \frac{P_1}{\sigma_6}$
Momento máximo	$M_{\text{máx}} = P_1(z' + Z_1) - \frac{\sigma_6 z'^2}{2}$
Módulo de sección de la tablaestaca	$S = \frac{M_{\text{máx}}}{\sigma_{\text{perm}}}$

Fuente: Recopilación de (Braja, 2013)

Tabla 9. Resumen de datos analizados, simbología y valores indexados para cálculos de parámetros de suelos blandos.

Datos Entrada				
Tipo De Suelo		Arena		
Descripción	Símbolo	Valor	Unidad	
Profundidad Del Estrato	L_1	3	m	
Peso unitario del suelo	γ	15	kN/m^3	
Cohesión	c'	0		
Angulo De Fricción	ϕ	27.46	°	
Profundidad Del Estrato 2	L_2	4	m	
Peso Unitario Saturado	γ_{sat}	14.34	kN/m^3	
Cohesión	c'	0		
Angulo De Fricción	ϕ	31.94	°	
Peso Unitario Seco	γ'	4.53	kN/m^3	
Esfuerzo de flexión permisible de la tablestaca	σ_{perm}	172500	kN/m^2	
Tipo De Suelo		Arcilla		
Descripción	Símbolo	Valor	Unidad	
Cohesión	c'	36		
Angulo De Fricción	ϕ	0	°	

Fuente: Autores propios

Tabla 10 Desarrollo de metodología empírica numérica para la obtención de parámetros de modelación.

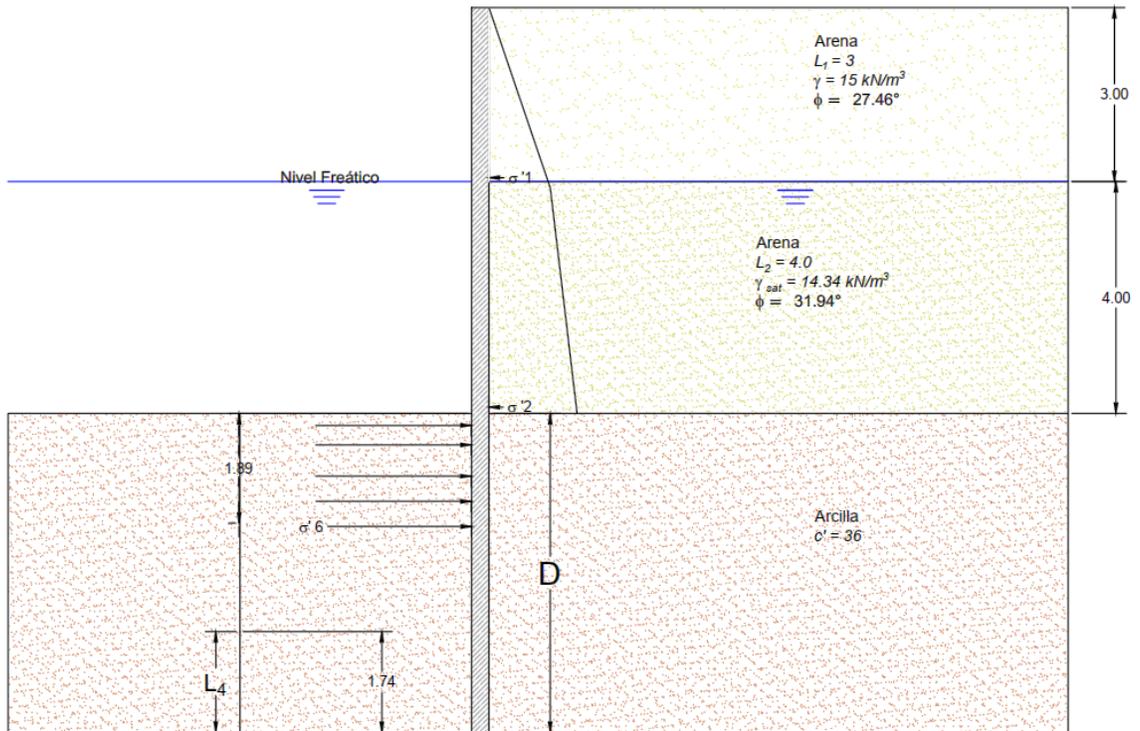
Solución			
Descripción	Símbolo	Valor	Unidad
<i>Coefficiente De Presión Activa De Rankine</i>	K_a	0.308	
<i>Presión Activa a Profundidad 1</i>	σ_1	13.86	kN/m^3
<i>Presión Activa a Profundidad 2</i>	σ_2	19.44	kN/m^3
<i>Área Del Diagrama De Presiones</i>	P_1	87.40	kN/m
<i>Centro de Presión</i>	z	2.23	m
<i>Profundidad Teórica de hincado</i>	D.Teorico	4.18	m
	L_4	1.74	
<i>Presión Activa 6</i>	σ_6	80.88	kN/m^2
<i>Presión Activa 7</i>	σ_7	207.12	kN/m^2
<i>Profundidad Actual de hincado</i>	D.Actual	6.26	m
<i>Nuevo Centro de Presión</i>	z'	1.08	m
<i>Momento Máximo</i>	M_{max}	242.28	$\text{kN}^*\text{m/m}$
<i>Sección Mínima de pantalla</i>	S	1.40E-03	m^3/m de pared

Fuente: Autores propios

Con los datos observado en la tabla 9 y haciendo uso de las fórmulas de la tabla 8, se obtienen los resultados de la tabla 10.

De la tabla anterior se obtienen valores teóricos, usando la metodología clásica de autores mencionados que nos proporcionan datos típicos como Momentos provocados y resistidos por una pantalla, así mismo la sección mínima que esta debe tener para soportar cargas de suelos analizados y usados para modelación

Figura 15. Modelo grafico con metodología convencional en el cálculo de secciones y proporciones en suelos compuestos por arcilla y arena.



Fuente: Autores propios

3.2. Calibración De Modelos Mediante Elementos Finitos

Para la implementación de un modelo numérico se realiza una serie de pruebas bases con variaciones en la amplitud y profundidad del modelo en si (Profundidad y longitud).

Tabla 11. Anchos y profundidades seleccionadas para modelos de excavaciones

ancho	B=	5	m		
profundidad.	h=	7	m		
	n=	2	3	4	8
	X	25	35	45	85
	Y	21	28	35	63

Fuente: Autores propios

Siendo

B= ancho de la excavación

H= profundidad de la excavación

N= factor multiplicador

X=longitud horizontal del modelo

Y = profundidad del modelo

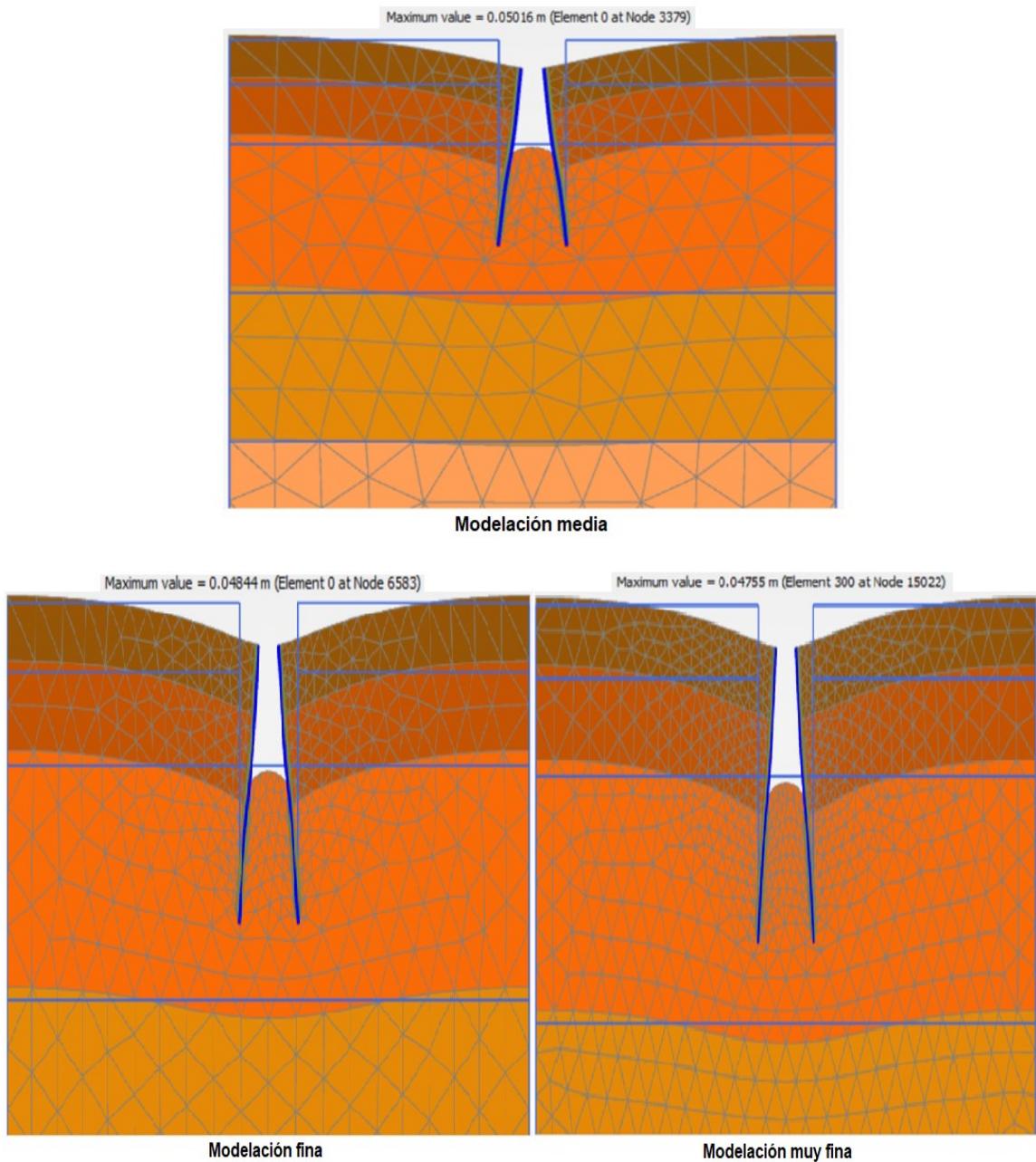
Con los datos anteriores se proyectan 4 modelos, que a su vez fueron divididos de acuerdo con una distribución de análisis de elementos finitos la cual se clasifica en modelo con distribución de análisis mediana, fina y muy fina, esto con el fin de observar la variabilidad en cuanto al desplazamiento de un punto específico, para el caso de estudio se toma como referencia la corana del tablestacado.

A continuación, se pueden observar en la figura 16 deformaciones de la estratigrafía respecto al cambio de malla de nodos en modelo de Plaxis 2D, también observamos desplazamientos en el eje horizontal de las secciones en la figura 17, para el modelo de dimensiones de 45 metros de ancho y 35 metros de profundidad, en el anexo 1,2,3,4 y 5 se puede observar los esquemas de los otros 3 modelos estudiados.

Para los desplazamientos se cuenta con una escala de colores con la cual se visualiza mejor los mismos según los datos estudiados en estos modelos.

Deformaciones modelo 45m x 35 m

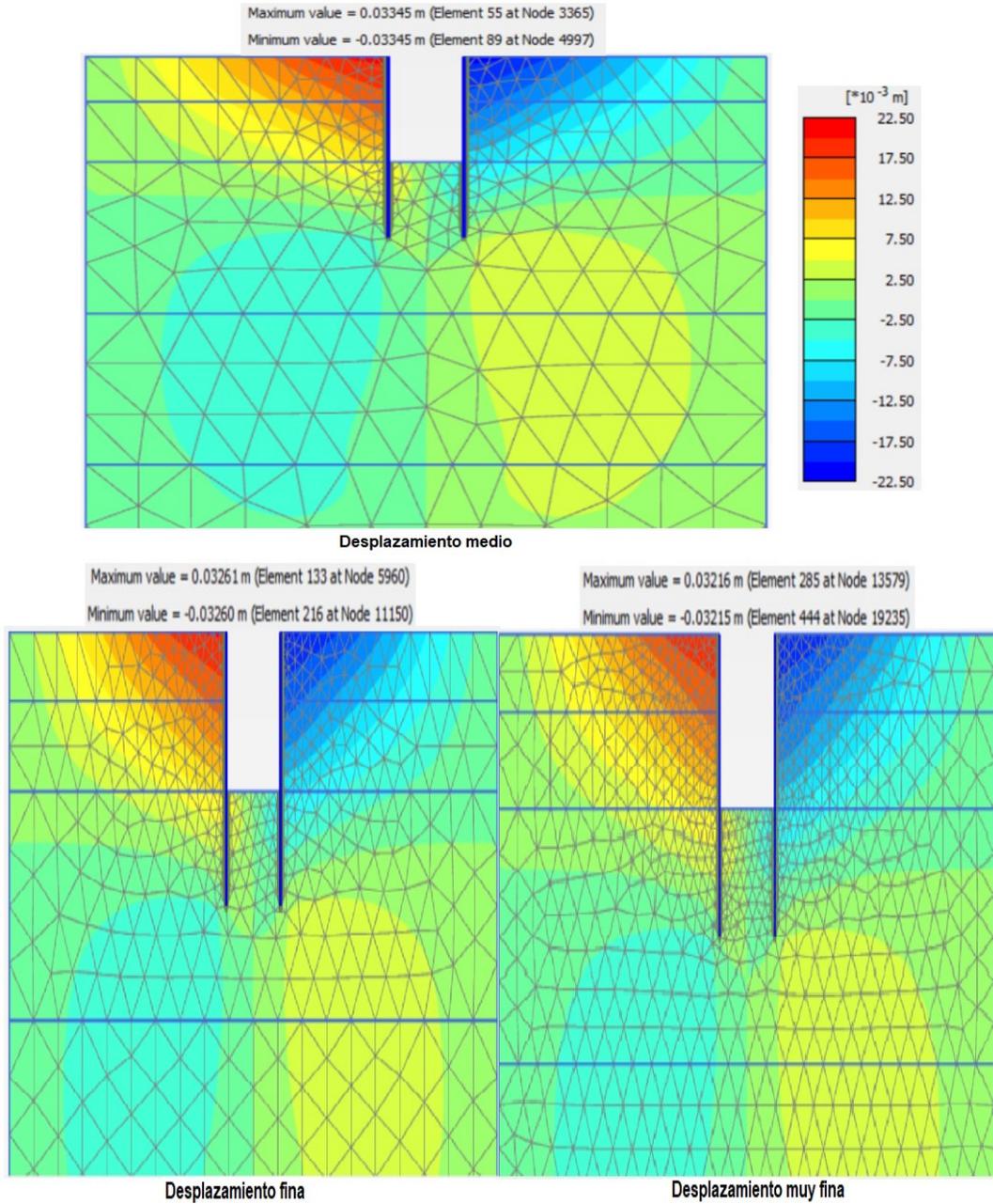
Figura 16. Deformaciones modelo 45m x 35m (Malla media, fina deformada y muy fina ampliada 50 veces)



Fuente: Autores propios

Desplazamiento modelo 45m x 35 m

Figura 17. Desplazamientos modelo 45m x 45m (Desplazamientos en Ux ampliada 50 veces en modelación media, fina y muy fina)



Fuente: Autores propios

Tabla 12. Resumen de deformaciones y desplazamientos para la calibración modelo estable.

n=	2	3	4	8
X	25	35	45	85
Y	21	28	35	63
	desplazamiento horizontal borde (cabeceo)			
Media	0.03027	0.02275	0.03345	0.03988
Fina	0.02956	0.02223	0.03261	0.03851
Muy Fina	0.02917	0.02194	0.03215	0.03776

Fuente: Autores propios

De acuerdo con los datos obtenidos se elige modelo estable y practico el que tiene dimensiones de 45metros de longitud horizontal y 35m de profundidad, el cual presenta unos desplazamientos más regulares a comparación con los otros modelos.

3.3 Uso De Cargas En El Modelo. Caso De Estudio.

Ya teniendo un modelo estándar para el análisis de nuestro perfil estratigráfico se proyecta un modelo en el cual se evalúa la afectación de una carga simulada y tomada como un carril de diseño en un costado de la excavación y dos carriles (uno a cada costado). Esto con el fin de plantearnos un escenario hipotético en el cual se presente una excavación en medio de una vía pública o bien cercana a flujos vehiculares importantes.

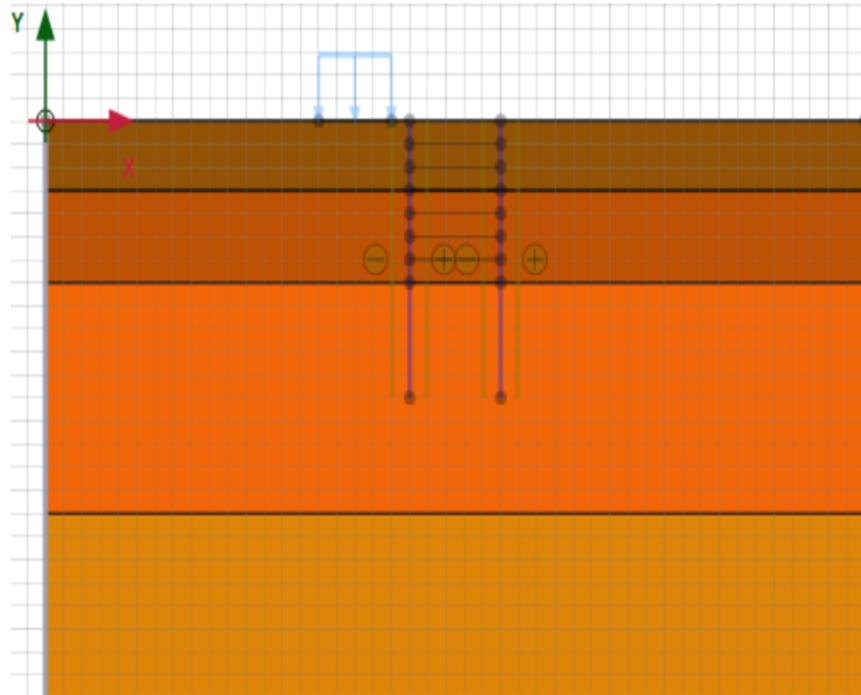
De acuerdo con el código de puentes, **3.6.1.2.4 - carga de carril de diseño**, la carga de carril de diseño debe consistir en una carga de 10.3 kN/m uniformemente distribuida en la dirección longitudinal. Transversalmente, la carga de carril de diseño debe suponerse uniformemente distribuida sobre un ancho de 3000mm. Las fuerzas de la carga de carril de diseño no deben someterse a una amplificación de carga dinámica. ((AIS), 2015)

En consecuencia, se plantea el modelo de la siguiente manera

El modelo presenta una excavación de 7m de profundidad, tal como el modelo de calibración, la distribución de excavaciones es cada metro de profundidad para lograr los 7m de excavación antes mencionado, se usaron los parámetros explícitos de la ciudad de Bogotá para crear el perfil estratigráfico y así proceder a la modelación.

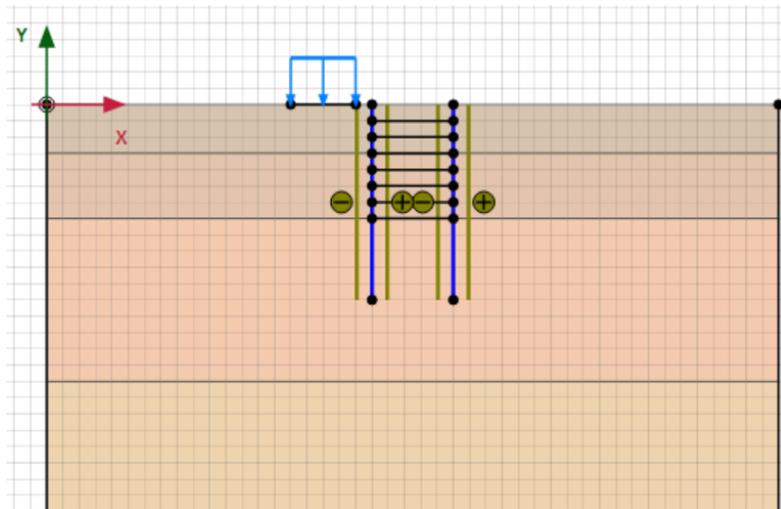
En las figuras 18, 19 y 20, se observa de manera gráfica el planteamiento usado para el desarrollo del modelo con una carga aferente, la cual hace referencia a un carril vehicular típico.

Figura 18 Modelo inicial con aplicación de carga de referencia.



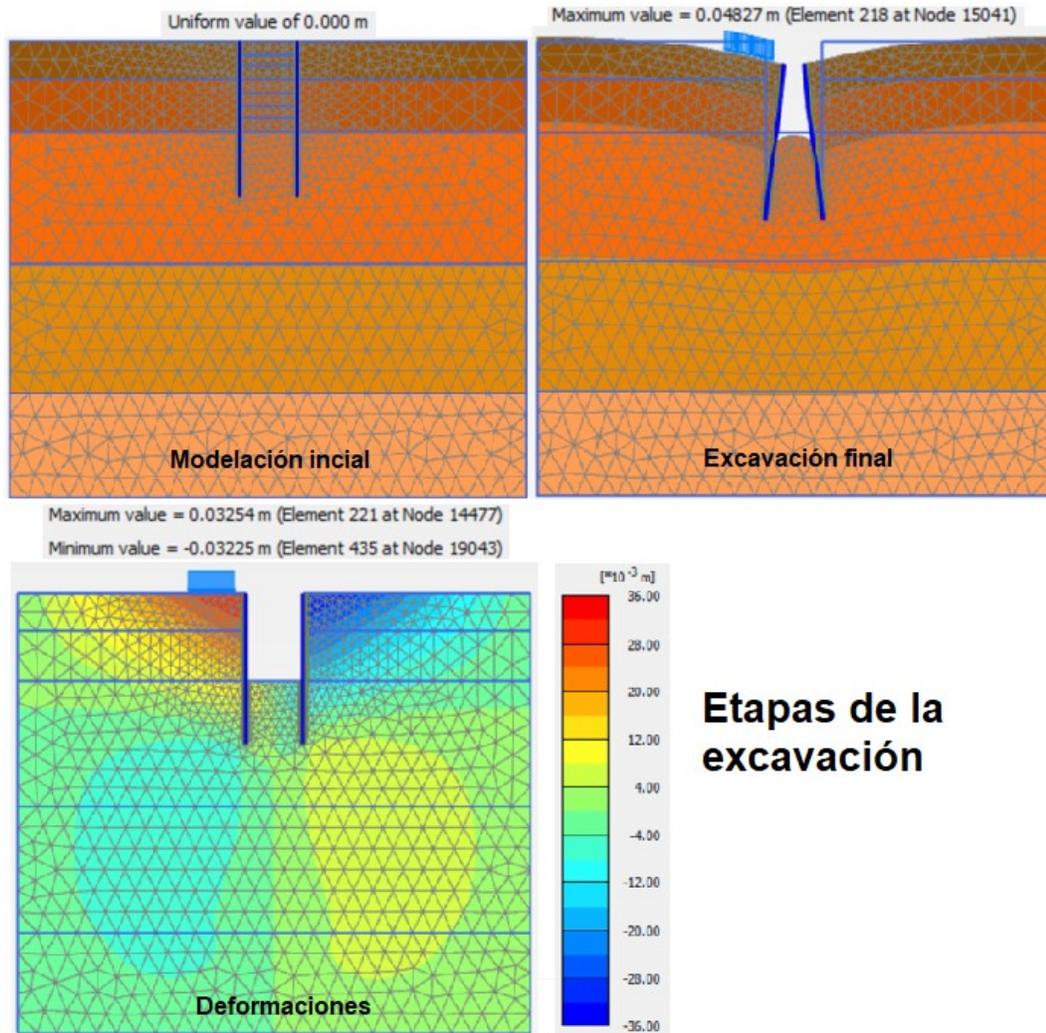
Fuente: Autores propios

Figura 19. Activación de Estructuras usadas dentro del modelo



Fuente: Autores propios

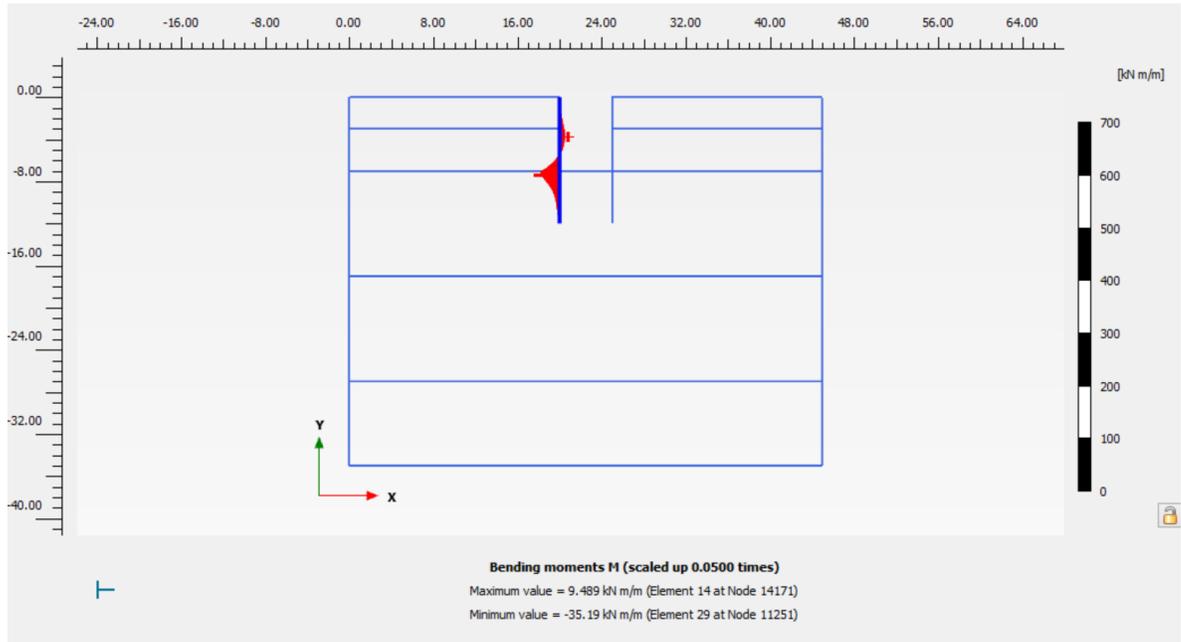
Figura 21 resumen grafico de modelación con carga actuante



Fuente: Autores propios

Las deformaciones causadas por una carga de carril objetiva y distribuida a 1 metro de la excavación propuesta nos generan deformaciones excesivas en el modelo planteado como referencia (modelo de 45 metros de longitud horizontal y 25 metros de profundidad).

Figura 22 momento actuante en la pantalla de tablestacado.



Fuente: Autores propios

El momento flector que la pantalla de diseño (tablestaca) está soportando nos da un estimado de las cargas que se pueden generar en el terreno mediante una excavación en una zona que se vea implicada con tráfico regular. Mediante ello podemos proyectar una afectación adicional a las deformaciones del terreno que se deben tener contempladas de acuerdo con la zona a intervenir, si fuera el caso este.

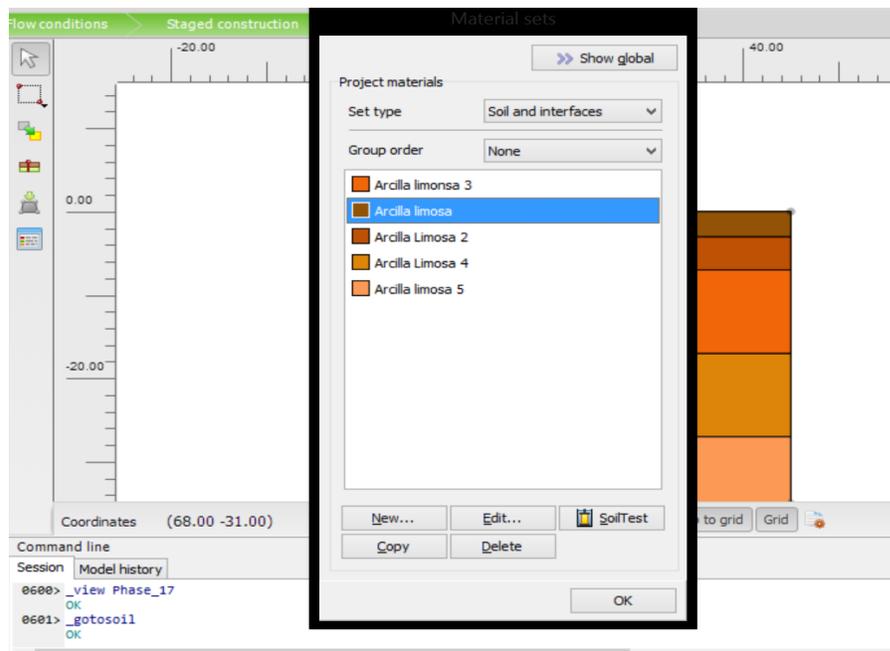
3.4 Caso de estudio (Undrained A).

Para este modelo se implementa mediante la misma estratigrafía del modelo anterior, modelo estable, pero a diferencia del modelo anterior se implementa niveles freáticos aplicados de maneras lineales dentro de la excavación, a partir de los 3 metros de profundidad y realizando consolidaciones en cada una de excavaciones lineales de 1 metro, esto con el fin de modelar de manera más acertada una excavación típica con un nivel freático abundante y constante durante el proceso.

El modelo usado dentro del elemento finito UNDRAINED A, es un modelo el cual es definido de la siguiente manera. “Comportamiento del material no drenado o de corta duración en el que la rigidez y la resistencia se definen en términos de propiedades efectivas. Se aplica automáticamente una gran rigidez y volumen para el agua, para hacer que el suelo en su conjunto sea incompresible, y se calculan las presiones de poros (en exceso), incluso por encima de la superficie freática.”

El planteamiento del modelo se lleva a cabo de la siguiente manera.

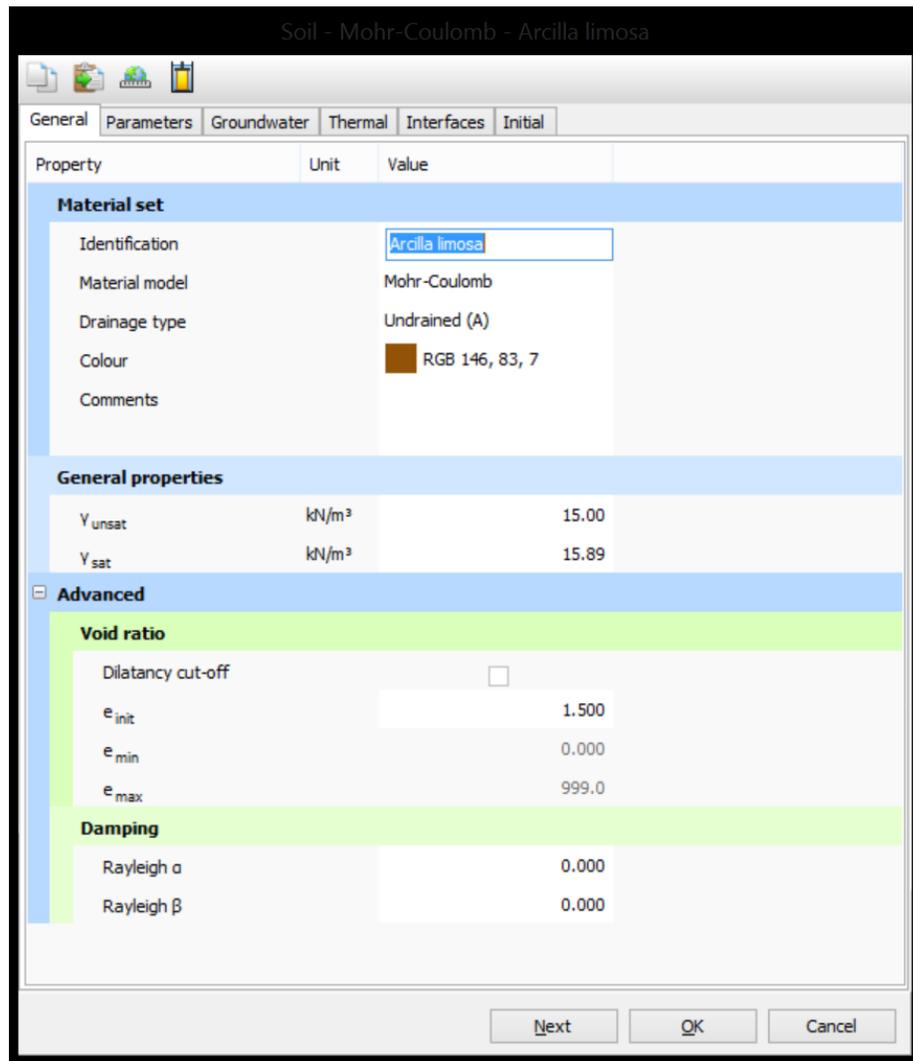
Figura 23 Estratigrafía usada para la modelación en Plaxis 2D



Fuente: Autores propios

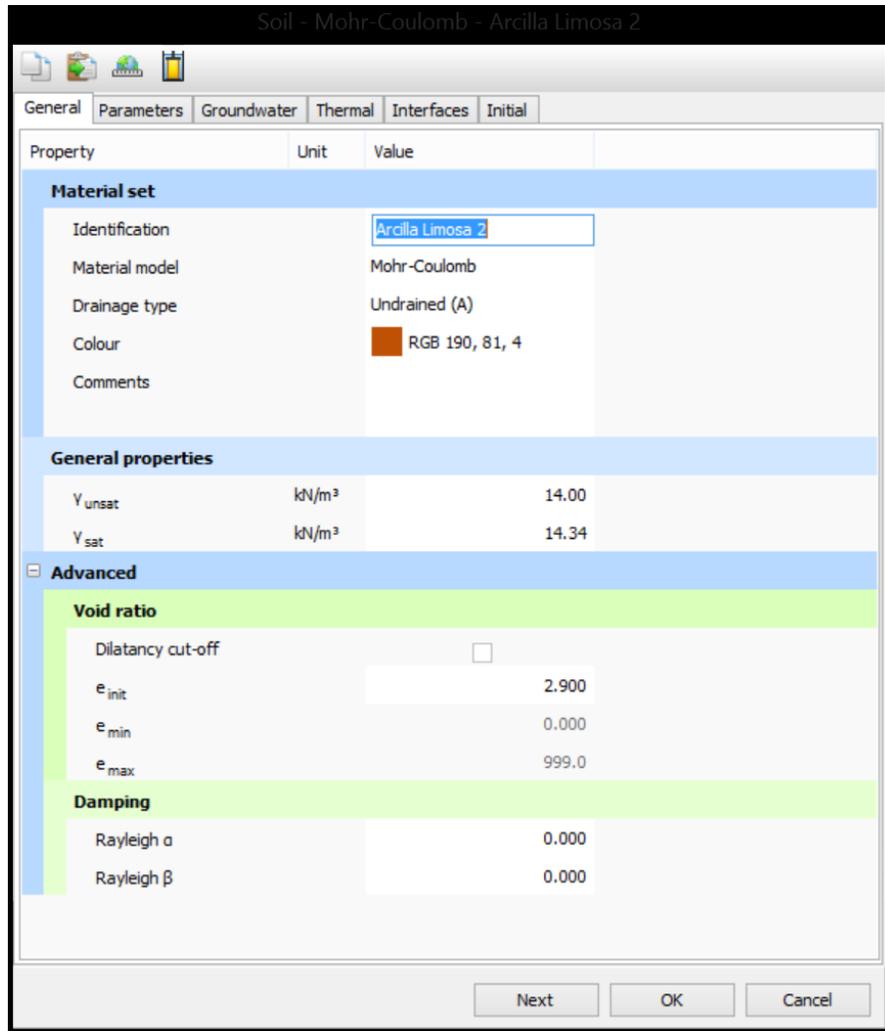
Cada uno de los estratos usados, se les realiza el cambio del parámetro “Tipo De Drenaje”, pasando de un Undrained C a un Undrained A, conservando los demás parámetros de manera usual.

Figura 24 Parámetros dentro del software para un estrato de suelo



Fuente: Autores propios

Figura 25 Parámetros modificados dentro del software para un estrato de suelo en modelo Undrained A



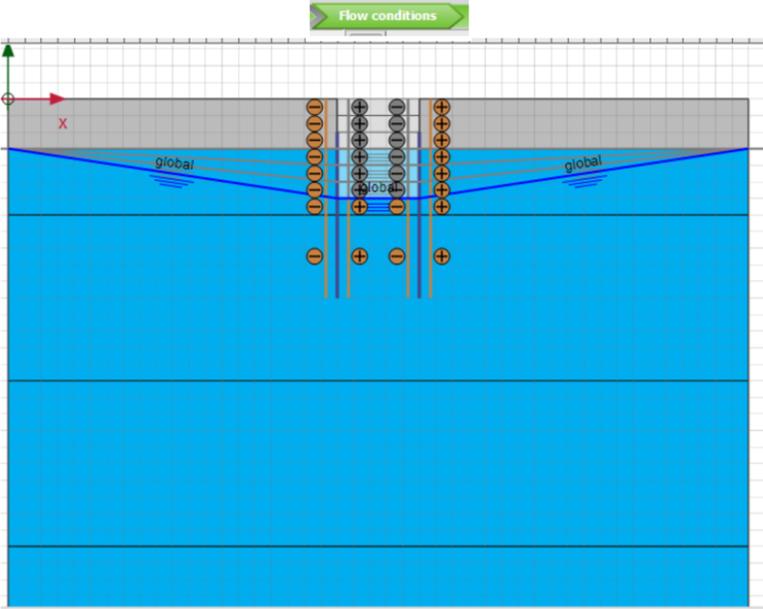
Fuente: Autores propios

En las figuras 23, 24 y 25, se observa cómo se modifican los criterios y se aplica para todos los estratos en el modelo con el fin de generar un óptimo comportamiento.

Del mismo modo los niveles de excavación se plantean con un nivel freático “abatido” es decir, pasado por el fondo de la excavación. Esto debido a que en algunos casos el software realiza asignaciones de no presencia de agua dentro de

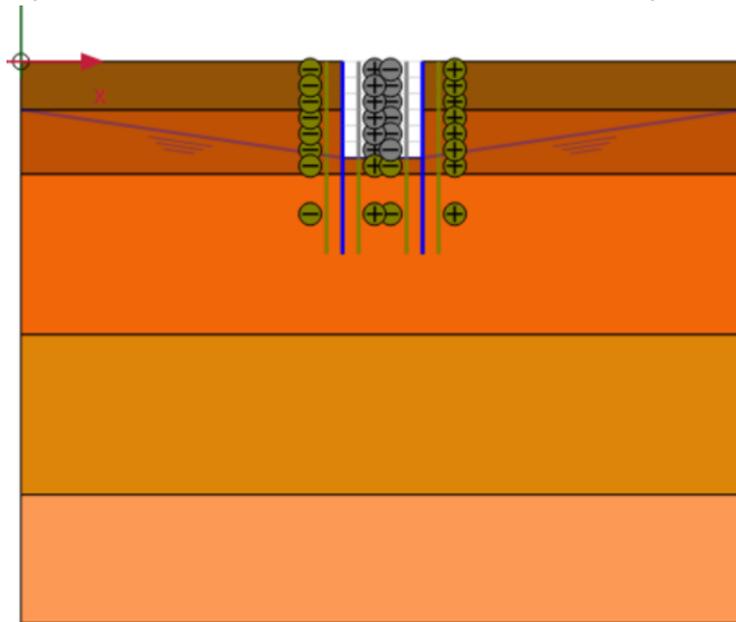
la excavación, y con el fin de generar un modelo más acorde con una excavación típica.

Figura 26 Nivel freático abatido dentro de la excavación



Fuente: Autores propios

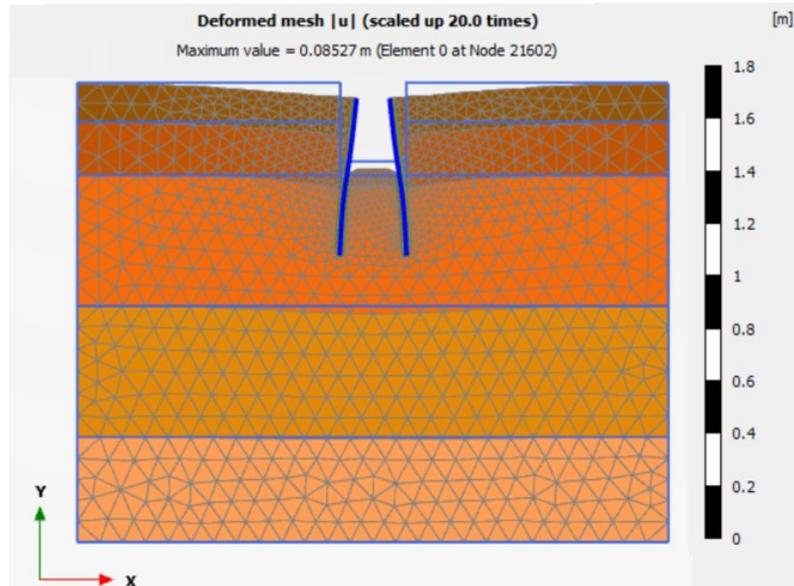
Figura 27 Etapa final de construcción del modelo con los parámetros óptimos



Fuente: Autores propios

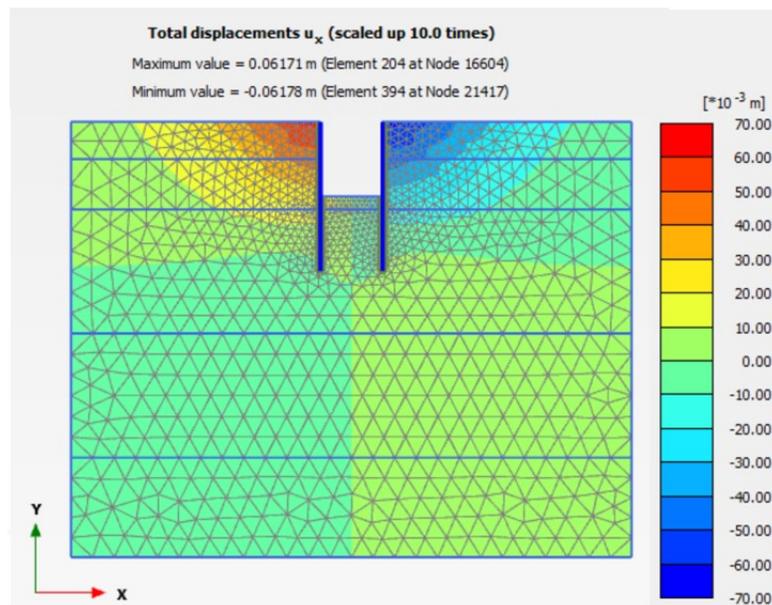
Al obtener el modelo calibrado con la variación paramétrica y de estudio se procede a generar su cálculo para analizar los resultados.

Figura 28 deformación de la estratigrafía en modelo Undrained A



Fuente: Autores propios

Figura 29 Desplazamiento U_x de la estratigrafía en modelo Undrained A



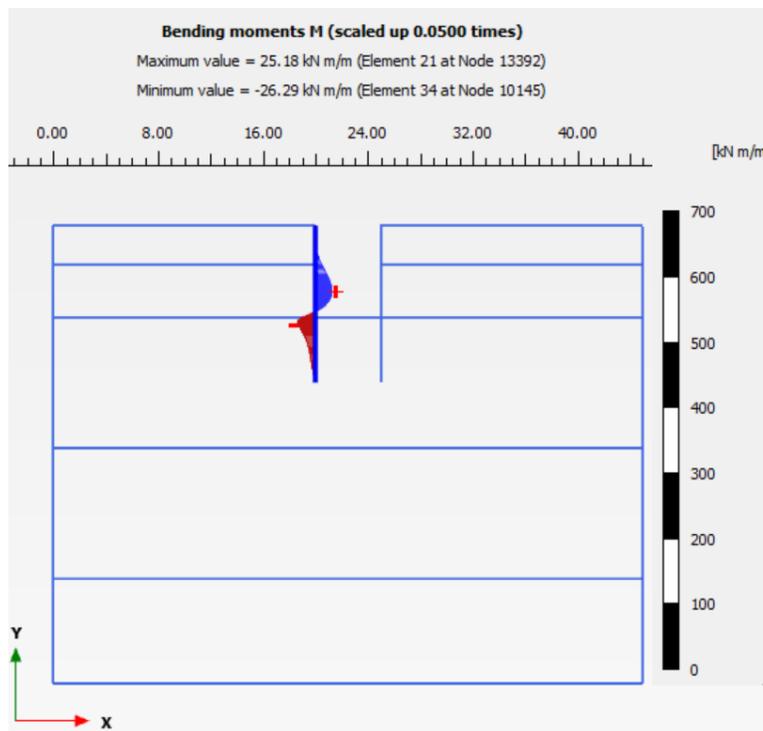
Fuente: Autores propios

3.5 Casos De Comparación Entre Métodos Numéricos Y Modelos Proyectados En El Software

Caso 1. Método numérico – Modelo calibrado

Para este caso se toma la referencia del modelo calculado de manera numérica de la tabla número 4 y el modelo de calibración de la Figura 31, usando como parámetro de comparación el momento flector que se evalúa en cada una de ellas

Figura 31 Momentos flectores de la pantalla (tablestaca) en modelo de calibración 45m x 35m



Fuente: Autores propios

Fragmento de resumen. Tomado de: Tabla 4. Desarrollo de metodología empírica numérica para la obtención de parámetros de modelación.

Paso 10	Momento Máximo	M.max	242.28	kN*m/m
---------	----------------	-------	--------	--------

Fuente: Autores propios

Tabla 13. Comparación numérica entre modelos planteados

	Modelación numérica		Modelo 45m x 35m
	M (+) kN/m	M (-) kN/m	M (+) kN/m
Momento de flexión en el tablestacado	242.28	- 26.29	25.18

Fuente: Autores propios

Sin duda alguna, uno de los análisis que más discrepancia presenta en cuanto a la comparación, ya que el método numérico conceptual nos genera un dato bastante elevando a comparación del modelo de elementos finitos usado como patrón de diseño. De entrada, esto nos puede generar muchas incógnitas al momento de observar el comportamiento de una pantalla de tablestacado proyectada de manera numérica, ya que esta nos presenta una fuerza actuante sobre área de 242 kN, este valor nos es del todo erróneo, ya que el modelo numérico ha sido usado durante una gran cantidad de tiempo para la ejecución e implementación de excavaciones en estratos de suelos que tengan presencia de arcillas blandas.

Por otro lado, la comparación que se plantea puede no sea la más óptima debido a la diferencia que puede llegar a existir en cuanto al análisis específico que generan los criterios usados dentro de los elementos finitos, aun así, no da un punto de partida para la objetividad en cuanto a variaciones considerables entre una metodología y otra.

Caso 2: Modelo Undrained C – Undrained A

Usando como referente el modelo calibrado con la función de Undrained C, se procede a analizar de manera visual y numérica el comportamiento de la misma estratigrafía usando otro modelo de análisis que el software nos brinda.

Se realiza una comparación entre el modelo **Undrained C** y **Undrained A**, con el fin de verificar cambios a nivel estructural y el comportamiento que se presenta al plantear un análisis de parámetros un tanto distintos.

La comparativa se lleva a cabo en tres parámetros fundamentales y vistos durante el desarrollo de todo el documento.

- Malla deformada
- Desplazamientos totales u_x
- Momento de Flexión

Los datos indicados a continuación se encuentran en las figuras 28, 29 y 30, para el modelo UNDRAINED A. a su vez, para el modelo UNDRAINED C, las figuras 16, 17, y 31.

Tabla 14 comparación de modelos Undrained C y Undrained A

	Undrained C		Undrained A	
	m		m	
Malla Deformada	0.04755		0.08527	
Desplazamientos totales U_x	0.03216		0.06171	
momento de flexión en el tablestacado	M (-)		M (-)	M (+)
	kN/m		kN/m	kN/m
	-26.29	25.18	-62.13	32.17

Fuente: Autores propios

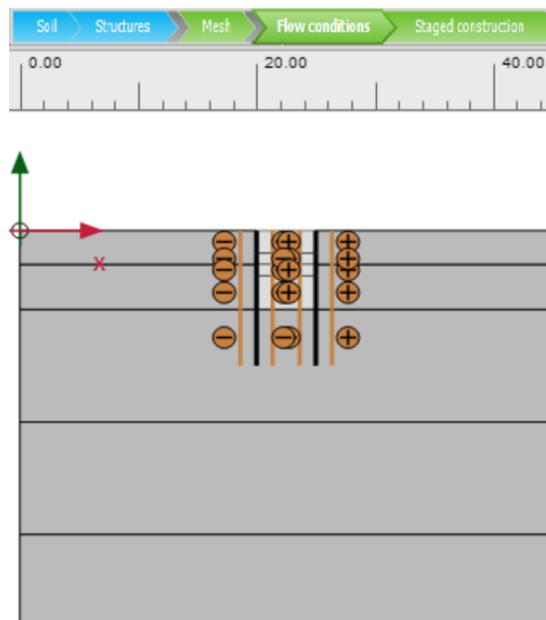
A pesar de que estos modelos presentan diferencias un tanto notables, numéricamente hablando, se aprecia que al usar el modelo Undrained A, el cual es usado con el fin de realizar un análisis más detallado al momento de generar presiones de poros existentes o asumidas, modelaciones con niveles freáticos y estratos que puedan aportar una mayor rigidez y resistencia. Mediante el uso de

estos parámetros se observa un aumento notable en la deformación que presenta la malla nodo a nodo analizada debido a los ítems mencionados anteriormente, al igual que el desplazamiento lateral U_x , con lo cual vemos como el comportamiento de nuestros estratos es afectado en gran medida por el nivel freático existente el cual genera que el suelo se comporte de una manera un tanto diferente. Sin embargo, es un resultado satisfactorio, ya que se asemeja más a un modelo real en el cual este factor (el agua) nos puede generar afectaciones.

Caso 3: Undrained A, con flujos de agua y sin flujos de agua.

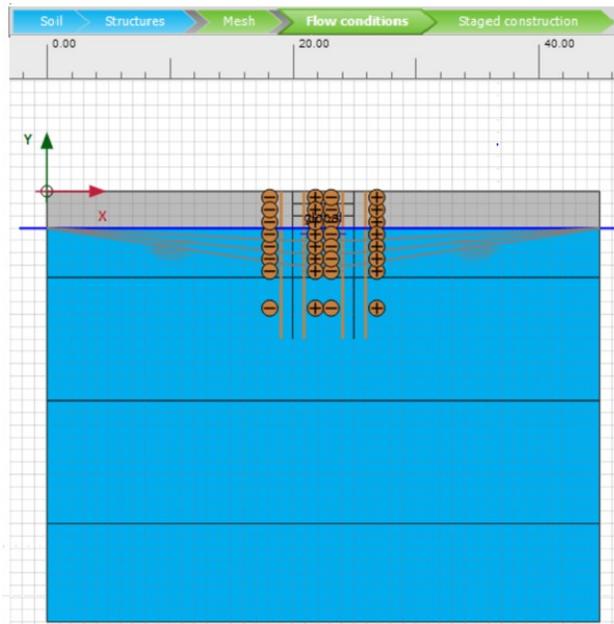
La presencia de niveles freáticos siempre genera discrepancia al momento de analizar suelos, generando grandes cambios en la estratigrafía y parámetros que este puede llegar a poseer, por este motivo se genera esta comparación, con el fin de observar la importancia de tener flujos de agua al momento de proyectar excavaciones, se realiza mediante excavación metro a metro, tal y como se ha venido trabajando en todos los modelos.

Figura 32 Modelo UNDRAINED A sin nivel freático, ni flujos de agua dentro de la excavación



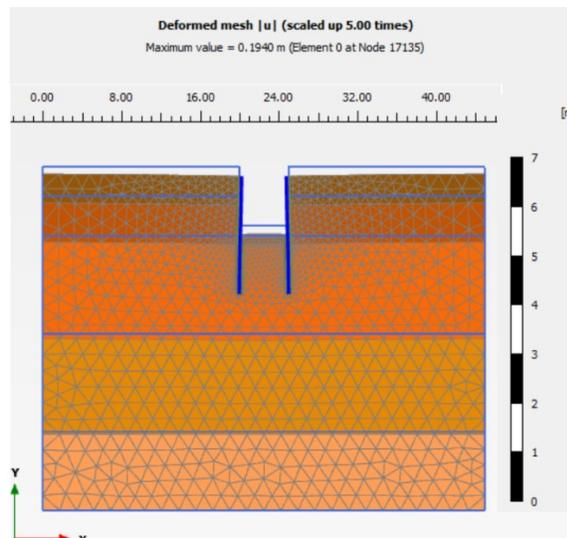
Fuente: Autores propios

Figura 33 Modelo UNDRAINED A con nivel freático y con flujos de agua dentro de la excavación



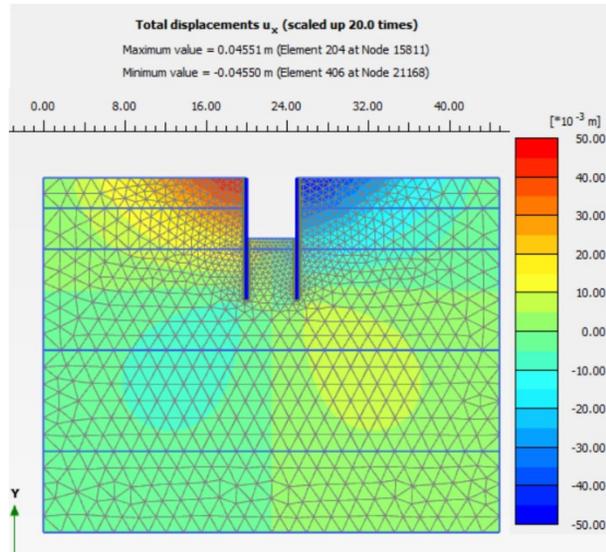
Fuente: Autores propios

Figura 34 Deformación en modelo UNDRAINED A sin nivel freático y sin flujos de agua dentro de la excavación



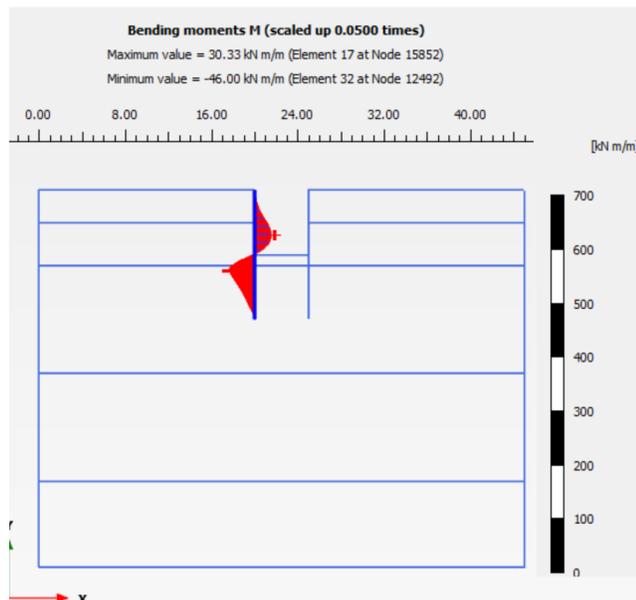
Fuente: Autores propios

Figura 35 Desplazamiento U_x en modelo UNDRAINED A sin nivel freático y sin flujos de agua dentro de la excavación



Fuente: Autores propios

Figura 36 Momento flector en modelo UNDRAINED A sin nivel freático y sin flujos de agua dentro de la excavación



Fuente: Autores propios

Los datos indicados a continuación se encuentran en las figuras 28, 29 y 30, para el modelo UNDRAINED A con flujo de agua. Así mismo Para el modelo sin flujo de agua en las figuras 34, 35 y 36 se aprecian los datos consignados.

Tabla 15 comparación de modelos Undrained A con flujo de agua y Undrained A sin flujo de agua

	Undrained A		Undrained A	
	Con nivel freático abatido		sin nivel freático abatido	
	m		m	
Malla Deformada	0.08527		0.0194	
Desplazamiento Total U_x	0.06171		0.04551	
Momento de flexión en el tablestacado	M (-) kN/m		M (-) kN/m	M (+) kN/m
	-62.13	32.17	-46	30.33

Fuente: Autores propios

Gracias al análisis planteado en el caso anterior, obtenemos resultados que nos muestran de manera concisa la afectación que tiene un nivel freático en un punto de nuestros estratos, es por eso que se hace una comparación directa entre un modelo con parámetros Undrained A con y sin flujos de agua, como en este caso, dejándonos ver de manera numérica que con una presencia de agua nuestra deformación, desplazamiento lateral U_x y momento flector, se reducen en un 22% aproximadamente, si hablamos de deformación y un 60% si vemos nuestros desplazamiento, así mismo el momento flector generado sobre la pantalla de tablestacado, se ve disminuido en un 20% en el momento negativo y un 2% en el momento positivo que afectan la estructura.

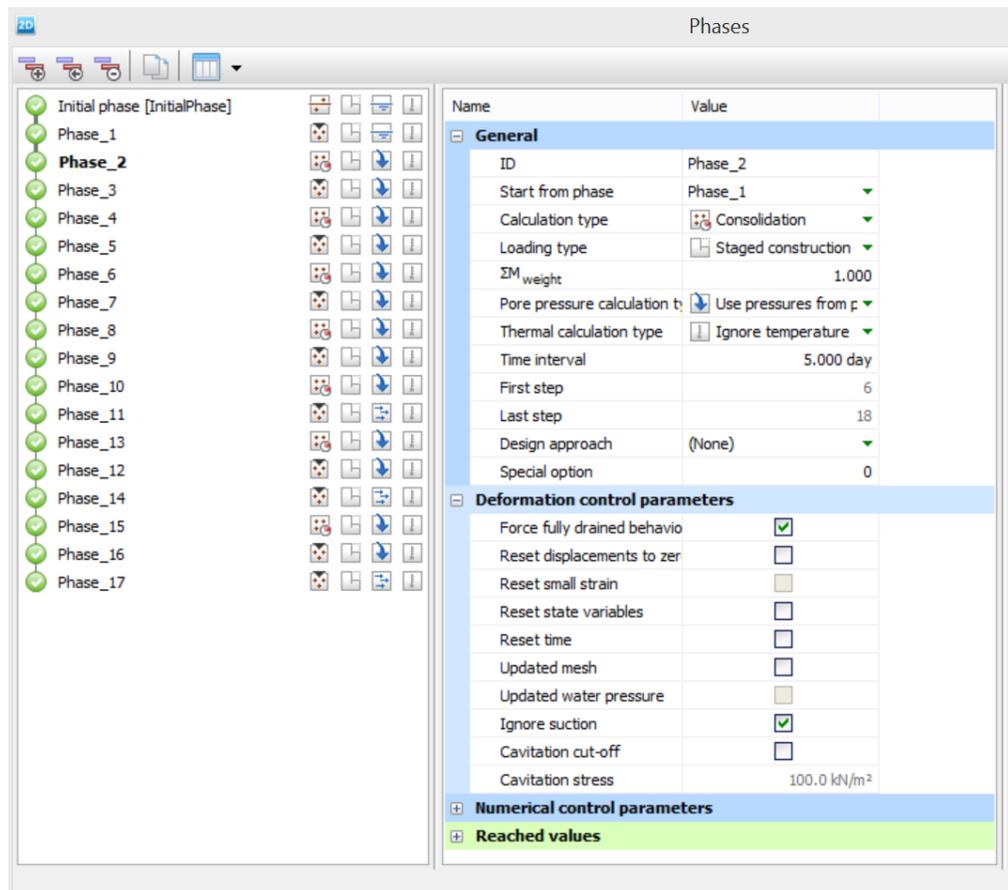
Sin duda el flujo y presencia de agua en nuestros modelos genera un gran cambio en el comportamiento de cualquier estructura de excavación.

Caso 4: Undraied A, con fase de consolidación y sin ella.

Para realizar una comparación entre el comportamiento del suelo al estar consolidado a medida que se genera la excavación se propone usar el modelo UNDRAINED A haciendo flujo de agua y usando acciones de consolidación y sin consolidación, esto cada 5 días por cada metro de excavación.

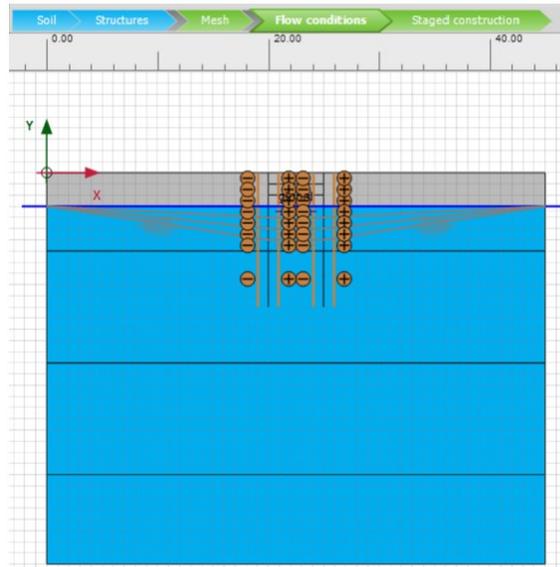
Al momento de crear las fases de cálculo de nuestro modelo, se generan fases nuevas en las cuales se implementan o no la fase de consolidación durante un periodo determinado, para este caso 5 días, entre cada profundidad de excavación.

Figura 37 fases de cálculo en modelo UNDRAINED A, asignación de fases de consolidación.



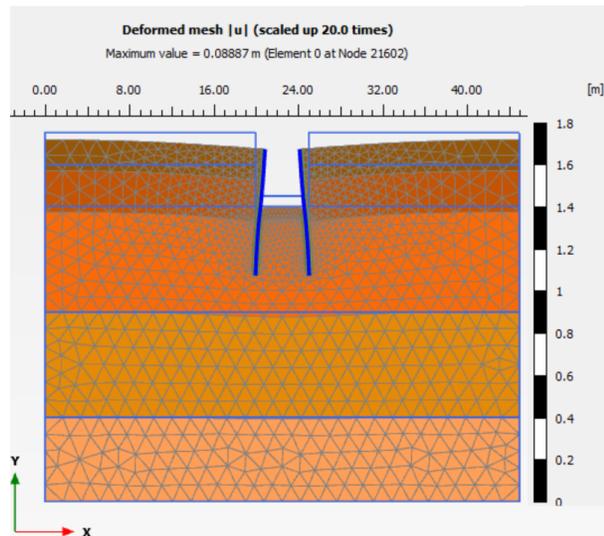
Fuente: Autores propios

Figura 38 Modelo UNDRAINED A con nivel freático y con flujos de agua dentro de la excavación



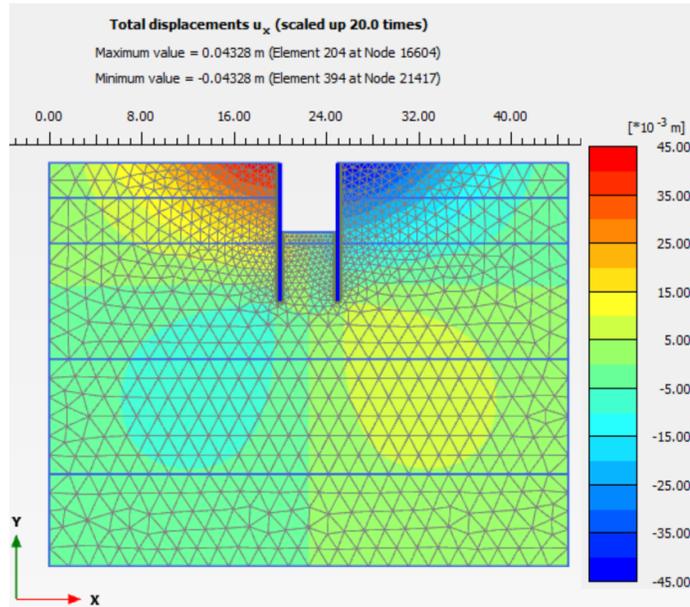
Fuente: Autores propios

Figura 39 deformación en modelo UNDRAINED A, sin consolidación.



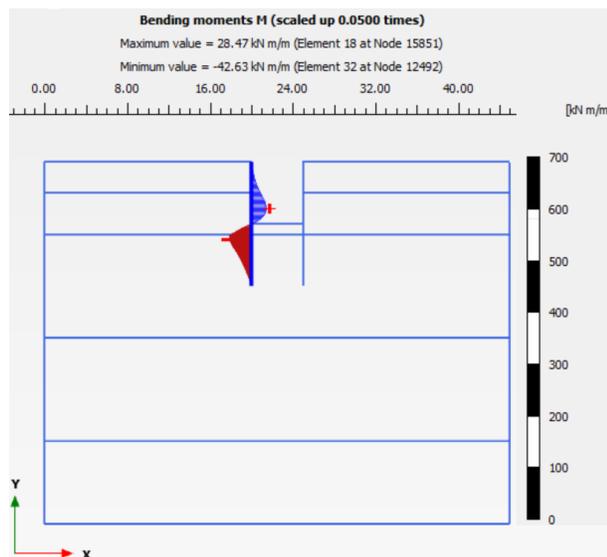
Fuente: Autores propios

Figura 40 Desplazamiento U_x en modelo UNDRAINED A, sin consolidación.



Fuente: Autores propios

Figura 41 momento flector en pantalla (tablestaca) con modelo UNDRAINED A, sin consolidación.



Fuente: Autores propios

Los datos indicados a continuación se encuentran en las figuras 28, 29 y 30, para el modelo UNDRAINED A consolidado. Así mismo Para el modelo sin consolidar en las figuras 39, 40 y 41, se aprecian los datos consignados.

Tabla 16 comparación de modelos Undrained A consolidado y Undrained A sin consolidar.

	Undrained A		Undrained A	
	Con Consolidación		Sin Consolidación	
	m		m	
Malla Deformada	0.08527		0.8887	
Desplazamiento Total U_x	0.06171		0.04328	
Momento de flexión en el tablestacado	M (-)		M (-)	M (+)
	kN/m		kN/m	kN/m
	-62.13	32.17	-42.63	28.47

Fuente: Autores propios

El Uso de una fase de consolidación dentro de un modelo establecido genera un cambio mínimo al momento de observar los resultados obtenidos, pero esto solo en cuanto a su deformación de malla, ya que al generar la consolidación de cada profundidad excavada no se genera un mayor cambio en la estructura de los estratos, más que una pequeña compresión que se escala a lo largo de los 7 metros de excavación que se plantean en los modelos usados. Por otro lado, el desplazamiento lateral U_x presenta un decrecimiento dándonos como resultado que el suelo no se desplaza de manera horizontal con tanta variación como su deformación, esto de igual manera se debe a que los empuje de la consolidación se generan de manera vertical, y por último, el cambio en cuanto a los momentos flectores se ve afectado de manera singular en su componente negativo, no obstante en su componente positivo no se genera un cambio relativamente alto, al solo modificarse un 8% del modelo principal en este caso (32.17 kN).

Tabla 17. Resumen general de modelos comparados.

	Undrained C		Modelo 45m x 35m	
momento de flexión en el tablestacado	M (+)		M (-)	M (+)
	kN/m		kN/m	kN/m
	242.28		-26.29	25.18

	Undrained C		Undrained A	
	m		m	
Malla Deformada	0.04755		0.08527	
Desplazamiento Total U _x	0.03216		0.06171	
Momento de flexión en el tablestacado	M (-)		M (-)	M (+)
	kN/m		kN/m	kN/m
	-26.29	25.18	-62.13	32.17

	Undrained A		Undrained A	
	Con flujo de aguas		sin flujo de aguas	
	m		m	
Malla Deformada	0.08527		0.0194	
Desplazamiento Total U _x	0.06171		0.04551	
Momento de flexión en el tablestacado	M (-)		M (-)	M (+)
	kN/m		kN/m	kN/m
	-62.13	32.17	-46	30.33

	Undrained A		Undrained A	
	Con Consolidación		Sin Consolidación	
	m		m	
Malla Deformada	0.08527		0.8887	
Desplazamiento Total U _x	0.06171		0.04328	
Momento de flexión en el tablestacado	M (-)		M (-)	M (+)
	kN/m		kN/m	kN/m
	-62.13	32.17	-42.63	28.47

Fuente: Autores propios

Aquí se puede observar todos los resultados consolidados de los modelos evaluados y comparados entre sí, dando una vista general del comportamiento que cada uno llega a tener con algunas condiciones específicas. Dando así un panorama general de lo que es el resultado de la modelación.

4. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

4.1 CONCLUSIONES

A lo largo de esta investigación se han tenido puntos de partida concretos los cuales se basan en las modelaciones numéricas clásicas, sin embargo, con la implementación de modelos finitos se puede apreciar un gran campo en el cual se puede innovar de manera práctica en los análisis de proyecciones de excavaciones en suelos blandos. Mediante análisis comparativos planteamos el comportamiento de una estratigrafía típica de la ciudad de Bogotá, con la cual mostramos diferentes formas de interpretar el comportamiento de la misma al estar sometida a diferentes factores, tanto propios como externos, esto nos lleva a ver que el comportamiento de los suelos blandos siempre está afectado de gran medida por el nivel freático que este posea o incluso que algún nivel cercano tenga, es por esto que se implementaron análisis que tuvieran este factor implícito como es el caso del modelo usado con parámetros de Undrained A. claro está que, mediante un estudio más avanzado y especializado se puede llegar a tener resultados más certeros en cuanto al modelado de excavaciones que presenten estas propiedades.

Las técnicas para la creación de excavaciones siempre se han visto sujetas a factores como esfuerzos verticales u horizontales efectivos que actúan en torno a nuestro sistema de estabilidad, para este caso tablestacados, con los cuales se tiene a garantizar la integridad de la excavación y dando criterios de si es necesario o no generar un refuerzo extra, como puntales, en este caso para el modelo numérico propuesto se presentó un desarrollo de la metodología paso a paso con la cual vemos cada uno de los factores o parámetros que se logran analizar a lo largo de la misma y dado como resultado final una sección sugerida o mínima para el soporte de cargas de empuje generadas por el terreno, esto antecedido por el cálculo de un momento flector actuante en un punto crítico del tablestacado, generando así un área transversal, la cual usamos como referencia para la implementación en los modelos finitos planteados. De este modo generamos una sinergia en ambos métodos de análisis, usando un parámetro del método numérico dentro del modelo de elementos finitos, ya que este no tiene una función clara para la proyección de este tipo de estructuras y se enfoca en modelar escenarios que representan una situación real.

Mediante el uso de los elementos finitos podemos observar de manera práctica parámetros que son de gran utilidad al momento proyectar una excavación en suelos blandos, las deformaciones de estratos genera un punto de partida para el

análisis de como una excavación de una sección reducida, como en el caso visto de cinco (5) metros, puede generar afectaciones a grandes profundidades mediante una transmisión de esfuerzos, cargas o movimientos dentro del suelo que a simple vista podrían ser imperceptibles, sin duda es un gran aporte visual, partiendo de parámetros obtenidos mediante estudios de suelos prácticos.

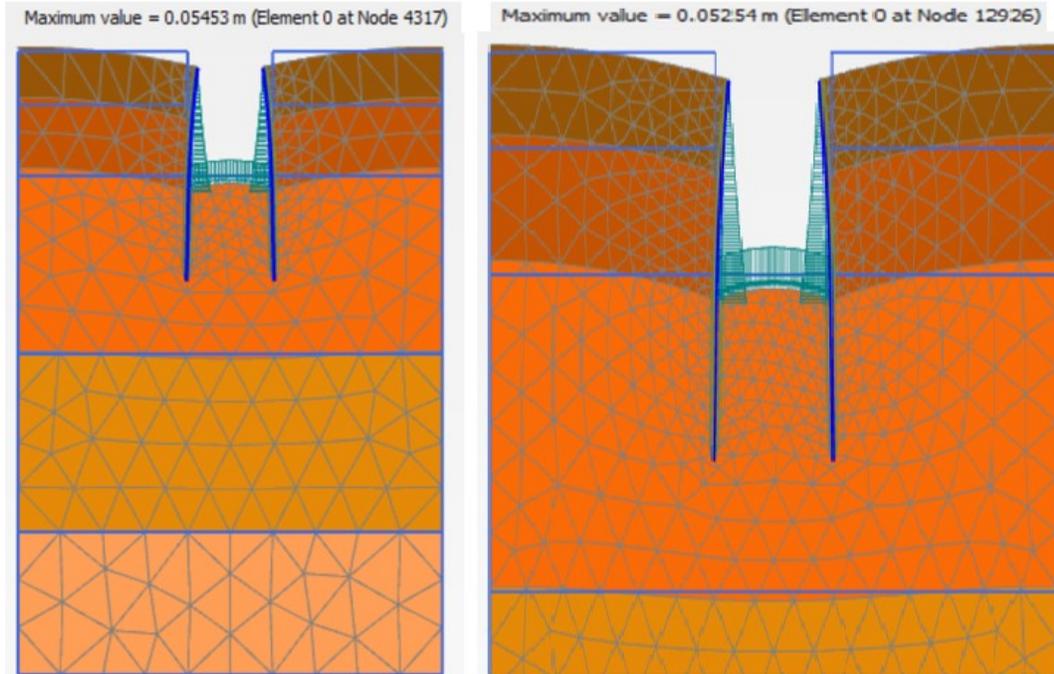
4.2 RECOMENDACIONES

El conocimiento de los parámetros de suelo mediante estudios geotécnicos certificados influye de una manera directa y fundamental al momento de realizar modelaciones, tanto numéricas como usando software de elementos finitos, es por esto que es indispensable obtener estos resultados con la menor alteración posible.

Los resultados pueden llegar a ser más influyentes si se conoce con mayor profundidad el software de elementos finitos usado, en este caso el software de Plaxis 2D V20, presenta manuales de uso en donde especifican de manera simplificada algunos métodos que pueden implementados dentro de este, claro está que, si se llega a manejar de manera correcta el software puede representar un gran abanico de opciones de solución o interpretación de un caso específico, sin dejar de lado que de igual manera se debe tener presente conocimientos de geotecnia, suelos y algunas otras ramas que puedan tener cierta influencia en el área. Esto con el fin de generar una mejor comprensión a niveles no solo visuales y numéricos que aportan estos elementos finitos.

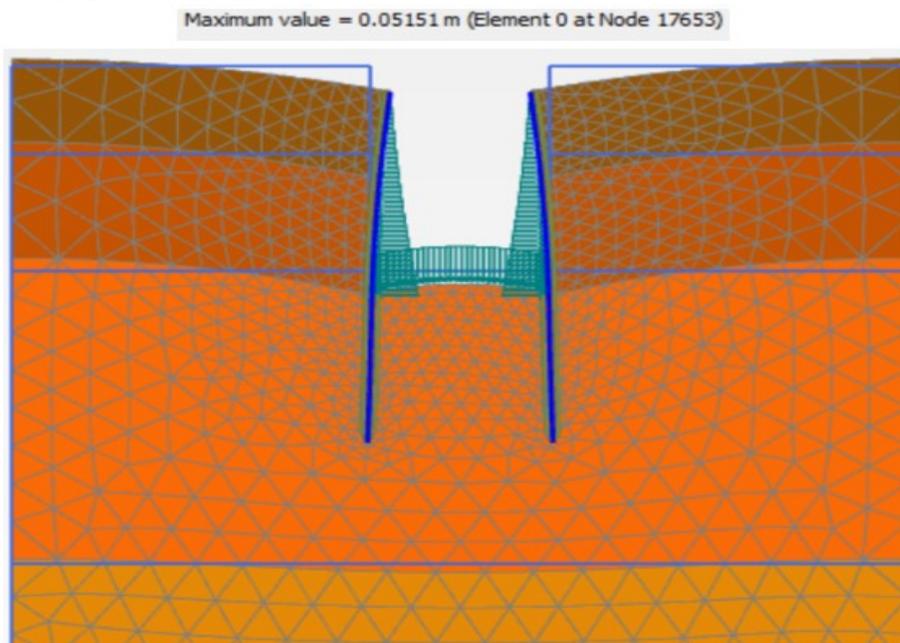
ANEXOS

Anexo 1. Deformaciones modelo 25m x 21m (Malla media, fina y muy fina deformada ampliada 20 veces)



Modelación media

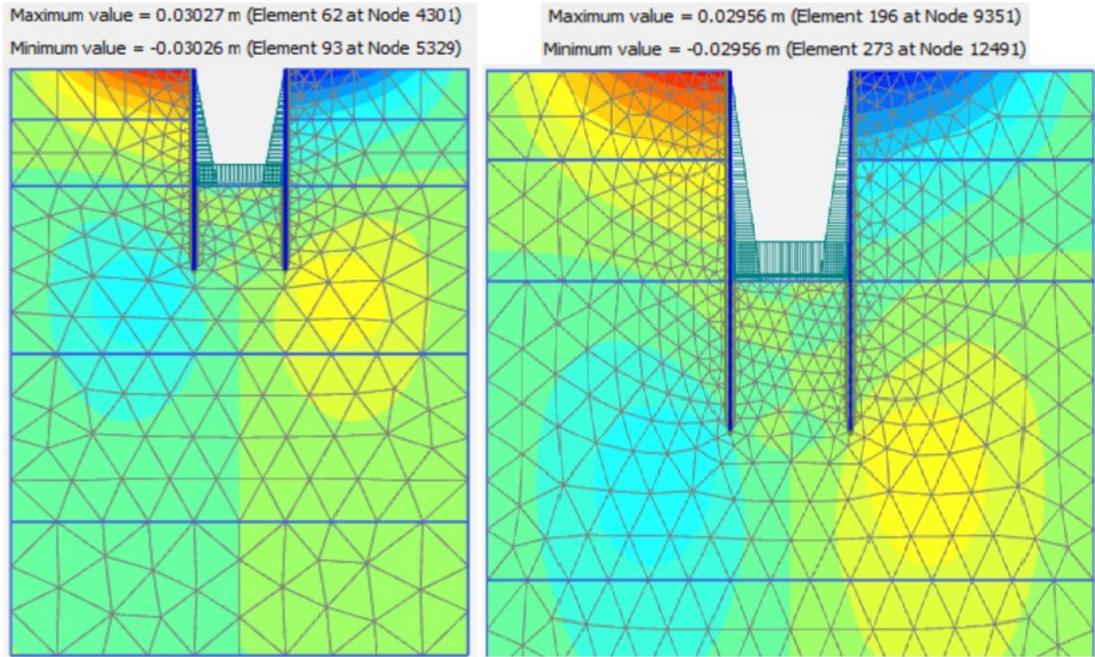
Modelación fina



Modelación muy fina

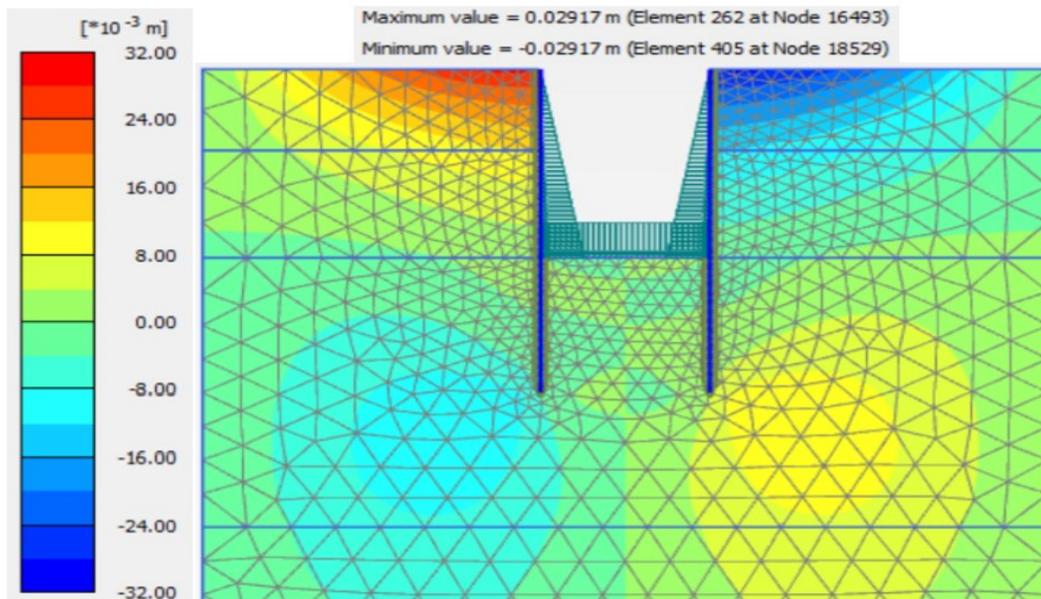
Fuente: Autores propios

Anexo 2. Desplazamientos modelo 25m x 21m (Desplazamientos en Ux ampliada 20 veces en modelación media, fina y muy fina)



Desplazamiento medio

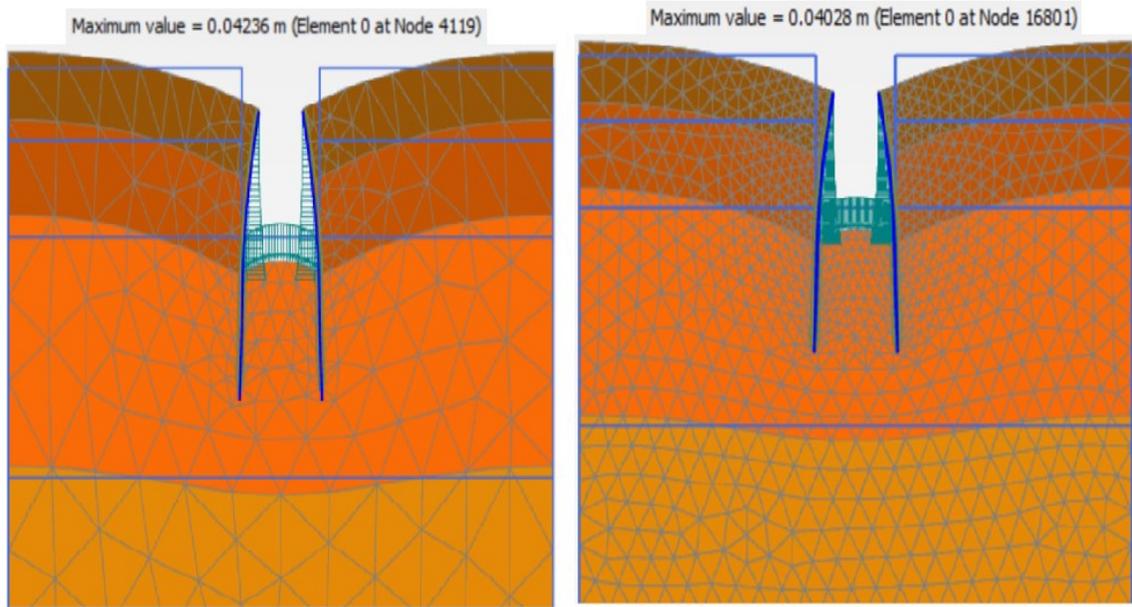
Desplazamiento fino



Desplazamiento muy fino

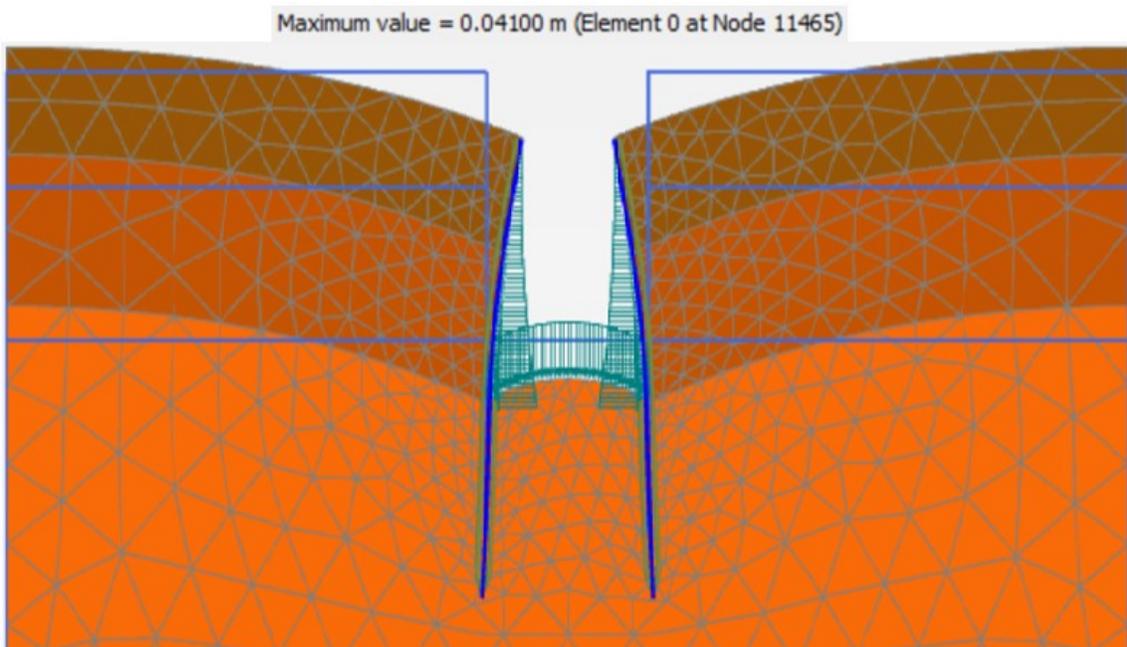
Fuente: Autores propios

Anexo 3. Deformaciones modelo 35m x 28m (Malla media, fina muy fina deformada ampliada 50 veces)



Modelación media

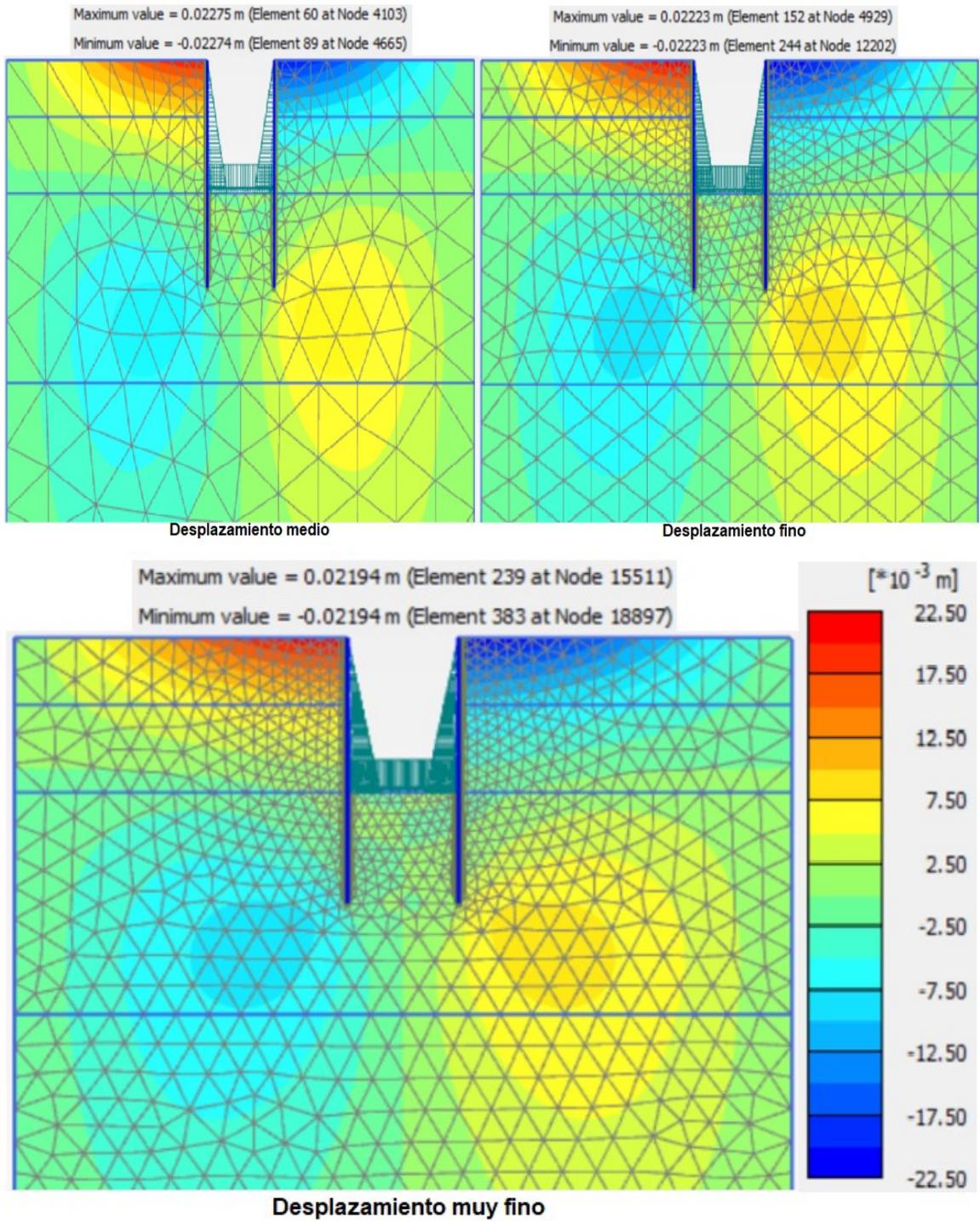
Modelación muy fina



Modelación fina

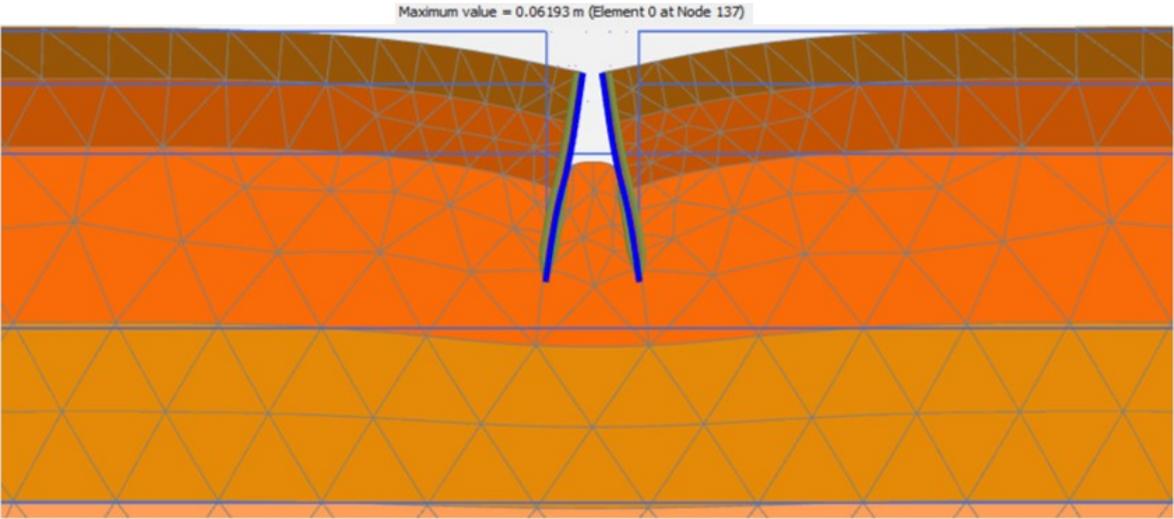
Fuente: Autores propios

Anexo 4. Desplazamientos modelo 35m x 28m (Desplazamientos en Ux ampliada 20 veces en modelación media, fina y muy fina)



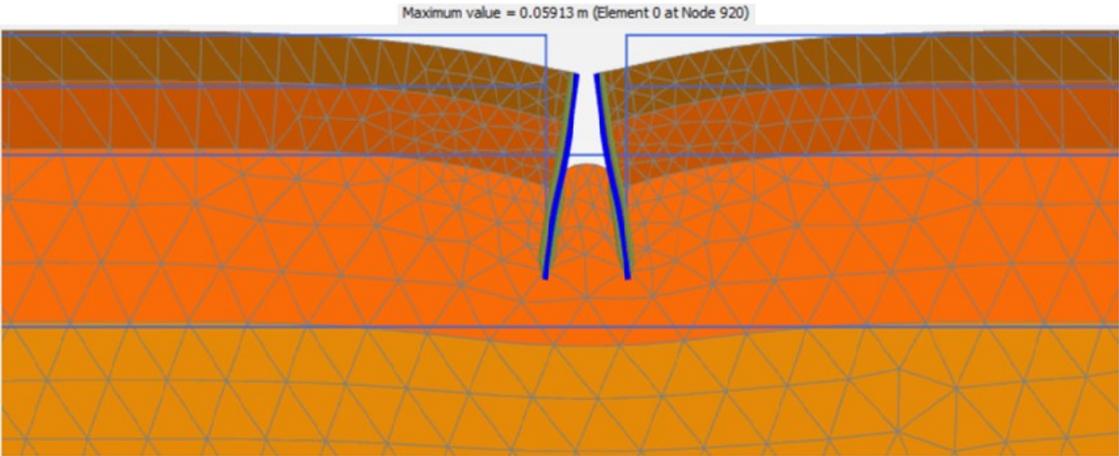
Fuente: Autores propios

Anexo 5. Deformaciones modelo 85m x 63m (Malla fina, muy fina y meda deformada ampliada 20 veces)



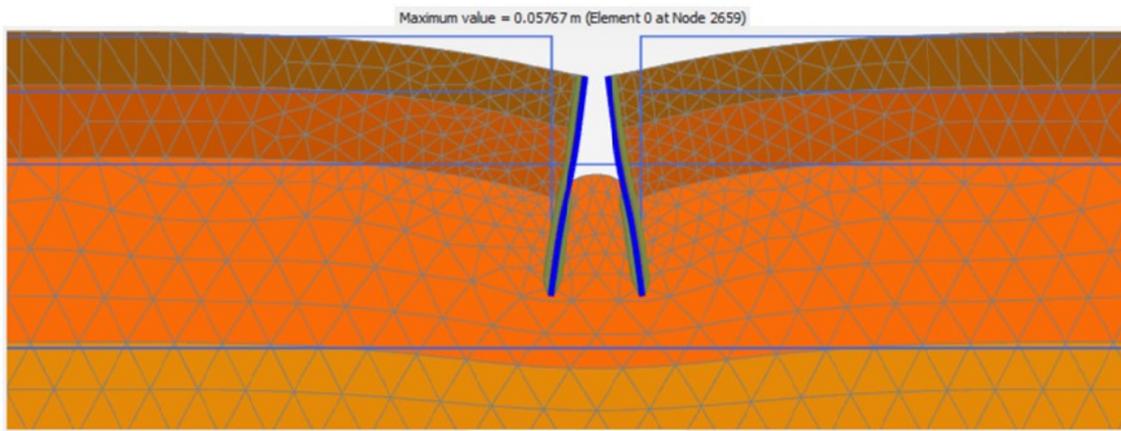
Modelación media

Fuente: Autores propios



Modelación fina

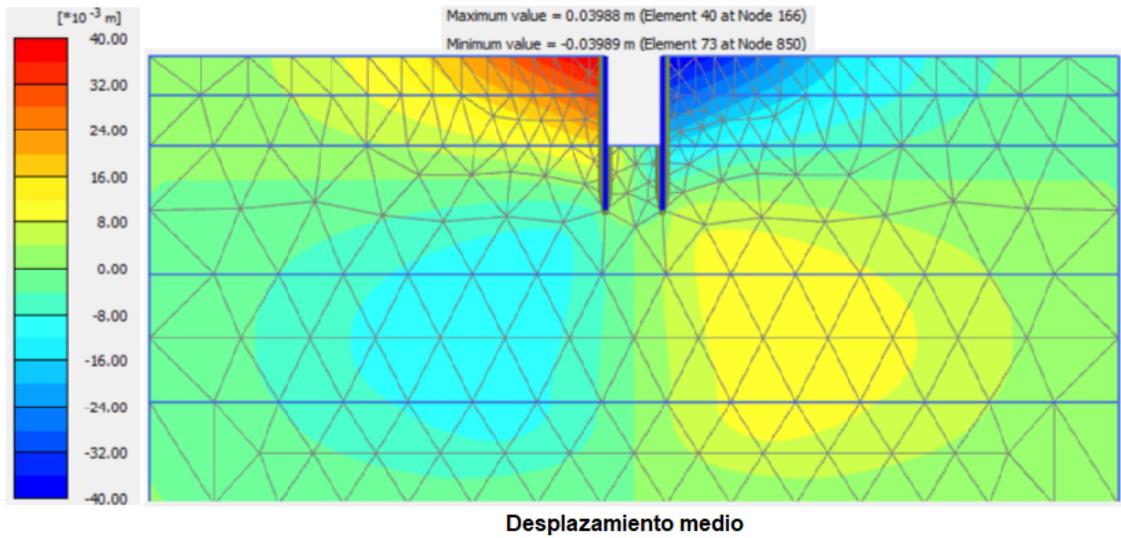
Fuente: Autores propios



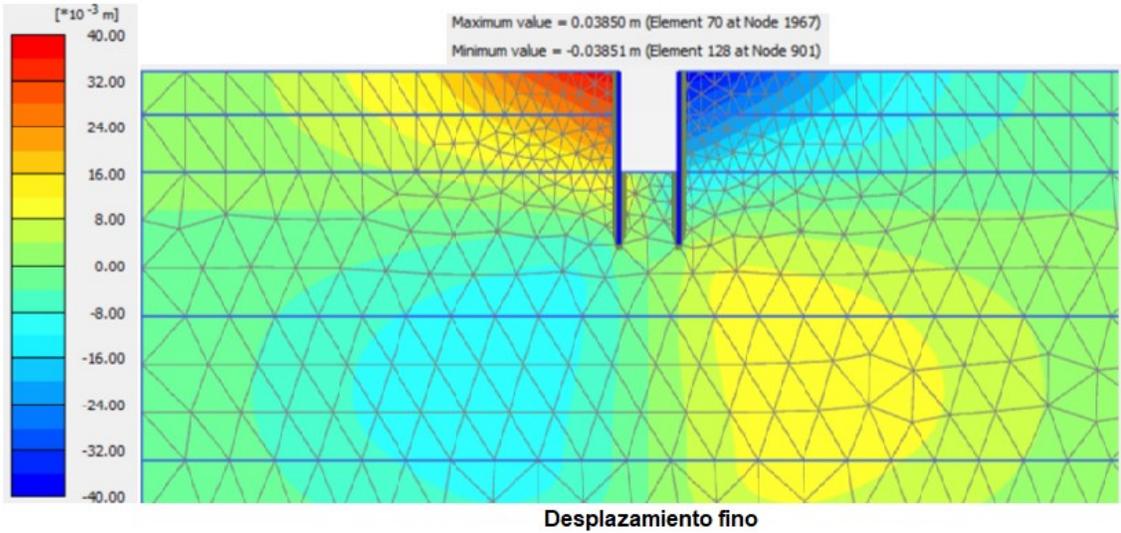
Modelación muy fina

Fuente: Autores propios

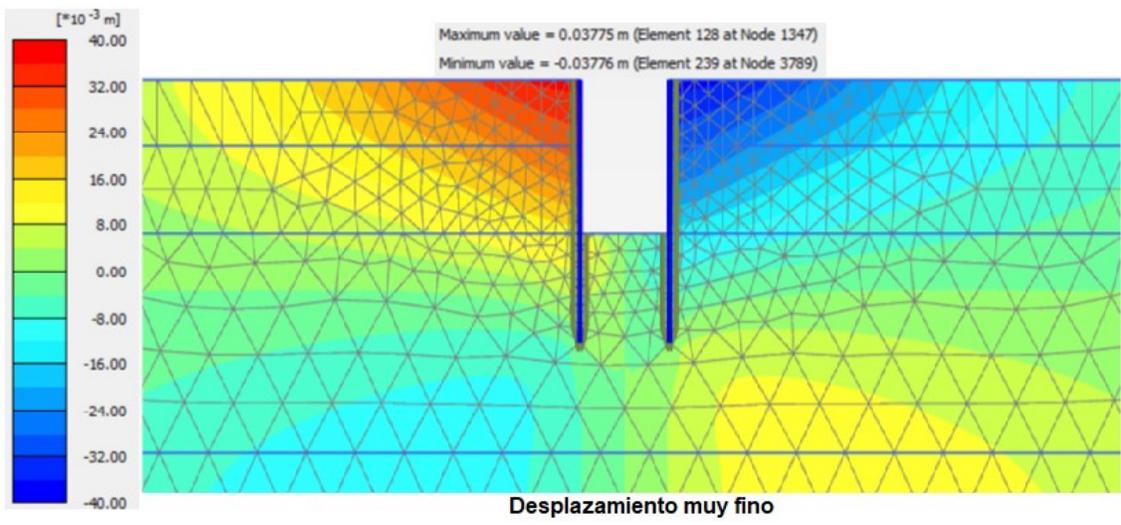
Anexo 6. Desplazamientos modelo 85m x 63m (Desplazamientos en Ux ampliada 20 veces en modelación media, fina y muy fina)



Fuente: Autores propios



Fuente: Autores propios



Fuente: Autores propios

BIBLIOGRAFÍA

- (AIS), A. C. (2015). Norma Colombiana de Diseño de Puentes (CCP-2014). 27. Bogotá, Colombia: INVIAS.
- Andresen, K. K. (2005). Loads on Braced Excavations in Soft Clay. *International Journal of Geomechanics*, 5(2), 107-113.
- Atkinson, J. H. (1978). *The mechanics of soils: An introduction to critical state soil mechanics*. New York: McGraw-Hill.
- Bjerrum, L. ,. (1958). Some Notes on Earth Pressures in Stiff Fissured Clay. *2nd European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering* (págs. 15-27). Brussels: Conference on Earth Pressure Problem.
- Bogotá, A. d. (2010). *Decreto 523 de 2010 Microzonificación Sísmica de Bogotá, D.C.* Bogotá.
- Bolton, A. S. (2006). Ground Movement Predictions for Braced Excavations in Undrained Clay. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineer*, 132(4), 465-477.
- Bowles, J. E. (1997). *Foundation analysis and design*. New York: McGraw-Hill.
- Braja, M. D. (2013). *Fundamentos De Ingenieria De Cimentaciones*. Australia : Cengage Learning.
- Caicedo Bernardo, M. C.-C. (2018). Geotechnical Behavior of diatomaceous soil in lacustrine deposits of Bogotá, Colombia. *Journal of Rock Mechanics and*, 367-379.
- Caicedo Bernardo, M. C.-C. (2019). Some contributions to mechanical behaviors of lacustrine deposit in Bogotá, Colombia. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 837-849.
- Clough, G. S. (1989). Movement control of excavation support system by iterative design. *Foundation Engineering Current Principles and Practices*, vol. 2. ASCE, 869-882.
- Clough, G. W. (1981). Clay anisotropy and braced wall behavior. *Journal of Geotechnical Engineering*, 893–913.

-
- Díaz, L. M. (2019). *Aplicacion del metodo de la resistencia al corte movilizada, para el diseño de excavaciones en arcillas blandas en la ciudad de Bogota*. Bogotá D.C., Colombia.
- Golder, H. Q. (1970). Predicted Performance of Braced Excavation. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 801-815.
- Hashash, Y. M. (2002). Mechanisms of load transfer and arching for braced excavations in clay. *J. Geotech Geoenviron*, 187-197.
- Herrera, P. C. (2020). Excavaciones suelos de bogotá. *Semillero GEOMATERIALES*. Bogotá.
- Jaky, J. (1948). Pressure in soils. *2nd ICSMFE*, 1, 103-107.
- Joseph, B. (1997). *Foundations Analysis and Desing*. New York: McGraw.Hill.
- Lambe, T. W. (1970). Measured Performance of Braced Excavations. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 817-836.
- Lambe, T. W. (2012). *Soil mechanics*. New York: Wiley.
- Nguyen, C.-O. T.-T.-T. (1 de Enero de 2020). Consolidation Analysis with Application of Constant Rate of Strain Consolidation Tests for Vietnam Clays. *Geotechnical and Geological Engineering*, 38, 833–847.
- Obrzud, R. F. (2016). Selected aspects of designing deep excavations. *Studia Geotechnica et Mechanica*, Vol. 38, No. 3, 50-66.
- Olaya, D. A. (2015). *Criterios Geotécnicos para el diseño de excavaciones en suelos blandos mediante el método de elementos finitos*. Bogotá D.C.: M.S tesis.
- O'Rourke, T. D. (1993). Base stability and ground movement prediction for excavations in soft clay. *Retaining Structures* (págs. 131-139). London: Thomas Telford.
- Oscar Reyes, J. C. (s.f.). La teoría del estado crítico como herramienta para la interpretación de ensayos triaxiales en suelos cohesivos. *Revista Ciencia e Ingeniería Neogranadina*, 31-39.
- Porras, C. A. (2014). *Análisis de variación de esfuerzos durante excavaciones en suelos blandos*. Bogotá D.C.: M.S tesis.
-

-
- Rodríguez, K. J. (2014). *subsistencia por la construcción de túneles en suelos blandos saturados*. BOGOTÁ, D.C., COLOMBIA.
- S.Y. Lamn, S. H. (2014). Understanding ground deformation mechanisms for multi-propped. *Soils and Foundations*, 296–312.
- Schwab, E. a. (1976). Bottom Heave in Soft Soils. *Proc. 6th European Conf. SMFE*, 647-650.
- Skempton, A. W. (1951). The Bearing Capacity of Clays. *Proc. Building Research Congress* (págs. 180-189). London: Thomas Telford.
- Swatek, E. P. (1972). Performance of Bracing for Deep Chicago Excavation. *Performance of Earth and Earth-Supported Structures*, 1303-1322.
- Terzaghi, P. y. (1967). *Soil mechanics in engineering practice*. New York: Wiley.
- Ulrich, E. J. (1989). Internally Braced Cuts in Overconsolidated Soils. *Journal of Geotechnical Engineering*, 504-520, 521-545.
- Whittle, A. J. (1994). Formulation of the MIT-E3 constitutive model for overconsolidated clays. *Journal of Geotechnical Engineering*, 73–198.
- Xiaoyan Cui, M. Y. (2020). Performance of foundation pit supported by bored piles and steel struts. *Science Direct*, 1016-1027.
- Yang, X. J. (Enero de 2020). Method for estimating wall deflection of narrow excavations in clay. *Computers and Geotechnics*, 117. Obtenido de Scopus.