

**SIMULACIÓN DEL COMPORTAMIENTO DE UNA TABLESTACA ANTE
DIFERENTES CONDICIONES GEOTÉCNICAS**

SERGIO ENRIQUE ARGUELLO VERA

ANA MARÍA SALTARÍN CUELLO

**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
FACULTAD DE INGENIERÍAS FÍSICO-MECÁNICAS**

ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

BUCARAMANGA

2013

**SIMULACIÓN DEL COMPORTAMIENTO DE UNA TABLESTACA ANTE
DIFERENTES CONDICIONES GEOTÉCNICAS**

SERGIO ENRIQUE ARGUELLO VERA

ANA MARÍA SALTARÍN CUELLO

**Trabajo de grado modalidad investigación para optar por el título de
Ingeniero Civil**

Director

VLADIMIR ERNESTO MERCHÁN JAIMES

Ingeniero Civil, M. Sc, PhD.

UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER

FACULTAD DE INGENIERÍAS FÍSICO-MECÁNICAS

ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

BUCARAMANGA

2013

DEDICATORIA

En primer lugar quiero agradecer a Dios, por permitirme llegar hasta este momento tan importante para mi vida, por guiarme y ofrecerme la oportunidad de adquirir y afianzar mis conocimientos sin desfallecer ante los obstáculos.

A mi abuelo Clemente Arguello, aunque ya no estás acá, sé que soy fruto del hombre que siempre quisiste ver, gracias por tu sabiduría, consejos y enseñanzas sin eso no podría haber culminado el camino que en ocasiones se hizo tan difícil.

A mi mama Marina Pinilla, mi mami María Eugenia Vera y mi papa Andelfo Arguello, creer en las personas vale mucho más que cualquier cosa, gracias por creer en mí y no desfallecer, sé que estoy con uds y eso cuenta como el regalo más preciado de la vida.

A los que están ahora, a los que estuvieron y a los que me apoyan desde siempre, amigos gracias a uds llegue hasta acá, sin su alegría y risas no hubiese tenido tanto sentido este camino.

SERGIO ARGUELLO VERA

DEDICATORIA

A Dios por acompañarme y poner en mi camino a todas aquellas personas que de una u otra forma contribuyeron a mi crecimiento personal, y aunque este largo camino estuvo lleno de alegrías y tristezas, su gracia siempre estuvo conmigo.

A mi mama MARÍA JOSEFA CUELLO BRITO, por haberme apoyado en todo momento, por sus consejos, por sus valores, por la motivación constante que me ha permitido ser una persona de bien pero más que nada por su amor.

A mi hermano MANUEL JOSÉ SALTARÍN CUELLO, en quien encontré siempre esa palabra sabia que me aconsejaba y orientaba por caminos de esperanza y plenitud.

A mi compañero de proyecto Sergio, por su paciencia y colaboración.

Finalmente mis amigos, con quienes compartí tantos momentos y sonrisas inolvidables.

ANA MARÍA SALTARÍN CUELLO

AGRADECIMIENTOS

Los autores expresan su agradecimiento a:

Universidad Industrial de Santander, por permitirnos crecer académica y personalmente.

Escuela de Ingeniería Civil de la Universidad Industrial de Santander y su personal docente, por contribuir exitosamente con nuestra formación profesional.

Ing., M. Sc Vladimir Merchán James, director de proyecto, a quien agradecemos por el tiempo brindado, disposición y apoyo incondicional, en pocas palabras fue nuestro Maestro y amigo.

A Stella Bravo Molina gracias por trasnochar junto a nosotros, por despejarnos las dudas a cualquier hora y aguantarnos, a ti y a tu retoño larga vida y Gabi esperamos verte crecer.

Familiares y amigos por la alegría de contar con su presencia, cariño, y comprensión.

CONTENIDO

INTRODUCCIÓN	19
2 OBJETIVOS	21
2.1 Obejtivo General	21
2.2 Objetivos especificos	21
3 TABLESTACAS Y METODOLOGÍAS CONVENCIONALES	22
3.1 Introducción	22
3.2 Clasificacion de tablestacas	23
3.2.1 Según su material.....	23
3.2.2 Según su forma de trabajo.....	24
3.3 Tablestacas en Voladizo	24
3.3.1 Tablestacas en Voladizo en Suelos Arenosos	26
3.3.2 Tablestacas en Voladizo en Suelos Cohesivos.....	30
4 EL PROGRAMA PLAXIS	32
4.1 Introduccion	32
4.1.1 Introducción de Datos INPUT	33
4.1.2 Programa de Cálculos (Calculations).....	33
4.1.3 El programa de Resultados (Output)	34
4.1.4 El Programa de Curvas (Curves)	34
4.2 Modelacion de Tablestacas	35
4.2.1 Geometría	35
4.2.2 Modelación del Terreno	37

4.2.3	Modelación de Tablestacas	37
4.2.4	Condiciones de Contorno	38
4.2.5	Propiedades de los Materiales.....	39
4.2.6	Parámetros para tipos de Suelo e Interfaz.....	39
4.2.6.1	General (Figura 8).....	40
4.2.6.2	Parámetros (Figura 9)	41
4.2.6.3	Interface (Figura 10).....	43
4.2.7	Datos para Tablestaca.....	44
4.2.8	Generación de la malla y condiciones iniciales.....	46
4.3	Calculo del modelo Ejemplo.....	46
4.4	Resultados.....	47
4.5	Output.....	49
5	CASOS A ESTUDIAR.....	52
5.1	Introduccion	52
5.2	Metodologia y casos Analizados	52
5.3	Caso I: Suelo homoganeo: arena en ausencia del nivel freatico	53
5.3.1	Solución por Metodologías Clásicas	53
5.3.2	Solución por PLAXIS	57
5.4	Caso II: Tablestaca en voladizo empotrada en un estrato de arcilla con presencia de nivel freatico	59
5.4.1	Solución por Metodologías Clásicas	60
5.4.2	Solución por PLAXIS	61

5.5	Caso III: Analisis de Sensibilidad	62
6	ANALISIS E INTERPRETACION DE RESULTADOS	64
6.1	Caso I	64
6.1.1	Deformación Máxima VS Longitud de empotramiento	64
6.1.2	Deformación VS EI	65
6.1.3	Deformación Vs E del suelo.....	67
6.2	Caso II	69
6.2.1	Deformación máxima VS Longitud de Empotramiento.....	69
6.3	Analisis de Sensibilidad	71
6.3.1	Cohesión	73
6.3.2	Angulo de Fricción ϕ	74
7	CONCLUSIONES.....	75
	BIBLIOGRAFIA	78
	ANEXOS.....	79

LISTA DE FIGURAS

Figura 1. Tablestacado Avenida Quebrada Seca – Carrera 27 Acceso deprimido Mesón de los Búcaros.....	23
Figura 2. Tablestaca Hincada en Arena (a) descripción de un muro en voladizo hincado en un estrato de arena debajo de la línea de dragado. (b) descripción neta real de presión por el muro (c) para fines de diseño versión simplificada.	25
Figura 3. Tablestaca hincada en arena (a) variación del diagrama de presión neta (b) variación del momento.	27
Figura 4. Tablestaca en voladizo empotrada en arcilla.....	31
Figura 5. Modelo General Introducción Geometría.....	35
Figura 6. Geometría Modelo	36
Figura 7. Geometría 1 (Clúster) 2 (Tablestaca)	38
Figura 8. General	40
Figura 9. Parámetros	43
Figura 10. Interface	44
Figura 11. Parámetros Tablestaca	45
Figura 12. Calculo del Modelo por Etapas.....	47
Figura 13. Etapa del Cálculo	48
Figura 14. Estado final del Cálculo.....	48
Figura 15. Deflexión de la tablestaca	50
Figura 16. Deflexión de la tablestaca	51
Figura 17. Diagrama de distribución de presión neta	54
Figura 18. Esquema Caso II.....	59

Figura 19. Grafica δ Max VS Longitud de Empotramiento.....	64
Figura 20. Grafica Deformación Vs EI	66
Figura 21. Gráfica Deformación Máxima Vs E.....	68
Figura 22. Grafica δ Max Vs Long. Empotramiento	70
Figura 23. δ Max Vs Angulo de Fricción Estado Seco.....	71
Figura 23. δ Max Vs Angulo de Fricción Estado Saturado	72
Figura 25. δ Max Vs Angulo de Fricción Estado Medio Saturado	72

LISTA DE TABLAS

Tabla 1 . Rango Modulo de Young dependiendo el tipo de Suelo	41
Tabla 2 . Casos Estudiados de Tablestacas en Voladizo	53
Tabla 3 . Deflexión máxima Vs Longitud de empotramiento	58
Tabla 4 .Deformación Máxima Vs EI	58
Tabla 5.Deformación Máxima VS E (Suelo)	58
Tabla 6 Longitud de Empotramiento – Deflexión máxima.	61
Tabla 7 Resultados Análisis de Sensibilidad	63
Tabla 8 Parámetros EI VS Deflexión Máxima.....	65
Tabla 9 Rigidez del suelo – Deflexión máxima.	67

LISTA DE ANEXOS

Anexo A Ejemplo de Calculo de Una tablestaca empotrada en un estrato de arcilla y con un estrato de arena encima	79
--	----

RESUMEN

TITULO: SIMULACIÓN DEL COMPORTAMIENTO DE UNA TABLESTACA ANTE DIFERENTES CONDICIONES GEOTÉCNICAS.

AUTORES: SERGIO ENRIQUE ARGUELLO VERA

ANA MARÍA SALTARÍN CUELLO

PALABRAS CLAVES: TABLESTACAS, SIMULACIÓN, DEFORMACIÓN, ELEMENTOS FINITOS, SUELO, GUÍA Y HERRAMIENTA COMPUTACIONAL (PLAXIS).

CONTENIDO:

La presente investigación consistió en estudiar el comportamiento de una tablestaca bajo diferentes condiciones geotécnicas, utilizando una herramienta computacional, proporcionando una guía para modelar dichas condiciones de suelo, para ello es necesario familiarizarse con su entorno gráfico y aprender la utilización del programa con el cual se realizaron los modelos, luego se realizaron simulaciones en el cual se establecieron comparaciones entre el comportamiento de la tablestaca según la predicción que constituyen los métodos clásicos, frente a los resultados que ofrecen los elementos finitos, estableciendo un criterio que proporcione valores más realistas del factor de seguridad, los resultados obtenidos se encuentran al final de cada una de las comparaciones, además se crearon bases fuertes para familiarizar al estudiante con métodos complementarios a la teoría de tablestacas, mostrando que hoy en día la tecnología nos muestra mejores rendimientos a la hora de realizar modelos geotécnicos, pero siempre con la precaución y consiente que se debe tener una buena caracterización de los datos de entrada.

Las aplicaciones de los elementos finitos en la solución de estos problemas radican en la asignación de una serie de parámetros, que usualmente se obtiene de unos subsecuentes estudios geotécnicos (exploraciones de campo y ensayos de laboratorio) definida la geometría, los parámetros de resistencia del suelo y las propiedades físicas de los elementos

* Proyecto de Grado

** Facultad de Ingenierías Físico-Mecánicas. Escuela de Ingeniería Civil. Director:
Vladimir Ernesto Jaimes Merchán.

SUMMARY

TITLE: SIMULATION OF THE TABLESTACA BEHAVIOR, AT DIFFERENT GEOTECHNICAL CONDITIONS.

AUTHORS: SERGIO ENRIQUE ARGUELLO VERA
ANA MARÍA SALTARÍN CUELLO

KEYWORDS: TABLESTACAS, SIMULATION, DEFORMATION, FINITES ELEMENTS, SOIL, GUIDE AND COMPUTATIONAL TOOL (PLAXIS 8.5).

CONTENTS:

This research was carried out to study the tablestaca behavior under different geotechnical conditions, by using a computational tool, giving us a guide for modeling such soil conditions, for that is mandatory to get to performance its graphic environment and to learn how is work the program for which the models was made, after that was performed some simulations which was represented matched between the behavior of the tablestaca according the predictions that give us the classic methods, versus the results that offers the finite elements, based on some points that provide values more realistic of the security factor, the results can be found at the end of each one of the comparisons. Besides, was established strong bases to get involve to the student with complementary methods to the tablestaca's theory, showing us that to date the technology we provide better yield at the moment to carry out geotechnical models but always with carefully and should be aware that a good characterization of the input data.

The applications of the finites elements for the resolution of this problems, is based on the assignation of number of parameters that usually was obtained from subsequent geotechnical studies (field explorations and laboratory essays) defined by the geometry, the parameters of soil resistance and the physics properties of the elements

*Graduation Project

**Physical Faculty of Mechanical Engineering. School of Civil Engineering, Director:
Vladimir Ernesto Jaimes Merchan

1. INTRODUCCIÓN

Un tablestacado es un muro de contención flexible con doble funcionalidad: impedir el paso del agua y recuperar los terrenos donde el agua ya se ha filtrado o servir como una estructura de contención actuando como una viga en voladizo. El estudio de esta alternativa ante las evidentes necesidades causadas por desastres naturales y la utilización de las mismas, ha dado a conocer soluciones teóricas que indican longitud de empotramiento, máximo momento o carga soportada por la tablestaca y la recomendación de una sección segura mediante módulos de sección característica de las propiedades de inercia y área de la misma.

La forma de evaluar y verificar las ventajas de esta solución se inclina en parámetros de altura libre y deformaciones que traducido en resultados experimentales hacen parte de un trabajo continuo de campo, deflectómetros instalados a lo largo del tablestacado, que por costos no es tan viable como la utilización de metodologías y programas de computación que han evolucionado en la línea del tiempo hasta simular situaciones para predecir y arrojar impactos y consecuencias totalmente confiables.

Actualmente, solo es necesario caracterizar el suelo de una manera conveniente es decir obteniendo los parámetros que conjunto a un modelo matemático predicen con diferentes niveles de sofisticación el comportamiento esfuerzo deformación del suelo. Dichos procedimientos numéricos (incorporados al método de los elementos finitos principalmente) son denominados *modelos constitutivos*, pues su formulación involucra la aplicación de un conjunto de relaciones mate-

máticas que intentan describir y representar de manera aproximada el comportamiento de este tipo de materiales.

El programa Plaxis es el software de elementos finitos escogido para hacer las simulaciones, tiene la ventaja de manejar varios modelos constitutivos; Mohr Coulomb puede simular el comportamiento de suelos granulares sueltos o finos normalmente consolidados pero no representa el comportamiento elastoplástico progresivo sino que es un modelo elástico y luego plástico perfecto lo que se llamaría un modelo elástico lineal; adicional a esto y lo que hace importante la modelación en un programa de elementos finitos consiste en que analiza el comportamiento esfuerzo-deformación y tiene en cuenta la flexibilidad de la tablestaca lo que podría explicar posibles errores en las teorías de presiones de tierra que dan la salida al problema inicialmente planteado.

Teniendo en cuenta los lineamientos anteriormente mencionados, se busca comparar las metodologías de diseño, su evaluación y predecir el correcto comportamiento de la tablestaca en la hora de tomar decisiones y plantear esta alternativa como una salida rápida y segura en la rehabilitación de laderas y muelles.

2. OBJETIVOS

2.1 OBEJTIVO GENERAL

- Predecir el comportamiento de una tablestaca identificando y estableciendo los parámetros de estratificación y condiciones del suelo, mediante el análisis numérico en un programa de elementos finitos bajo el modelo elástico lineal.

2.2 OBJETIVOS ESPECIFICOS

- Estudiar la influencia de las propiedades del suelo y la tablestaca en comportamiento de esfuerzo-deformación de los dos materiales.
- Hacer un estudio comparativo entre las metodologías clásicas de diseño y los resultados del estudio numérico.

3. TABLESTACAS Y METODOLOGÍAS CONVENCIONALES

3.1 INTRODUCCIÓN

Una tablestaca es una estructura de contención; un elemento estructural cuyo fin es contener los empujes de tierras para proteger un desnivel en el terreno como por ejemplo la orilla de un muelle o la construcción de túneles, sótanos (Figura 1).

El diseño de un muro de tablestaca se desarrolla mediante un proceso iterativo el procedimiento de cálculo de las respectivas fuerzas y de las presiones laterales que actúan sobre la tablestaca, determinación de la longitud necesaria de empotramiento; cálculo de los momentos flexionantes máximos, definición de la sección de la tablestaca en función de los máximos esfuerzos y de las condiciones de apoyo, y determinación del anclaje.

La descripción del proceso de cálculo las condiciones geométricas, el tipo y propiedades de los suelos sobre los que se apoyara la tablestaca, deben ser definidos. Las diferentes condiciones geométricas que influyen su posición y alineamiento, niveles de aguas, cargas, altura libre, condiciones ambientales, etc. El tipo y propiedades de los suelos, las propiedades mecánicas de los suelos determinadas a través de pruebas de laboratorio, así como las condiciones de agresividad de suelos y aguas. Hay dos tipos básicos de muros de tablestacas: Muros en voladizo y Muros anclados o apuntalados.

**Figura 1. Tablestacado Avenida Quebrada Seca – Carrera 27 Acceso
deprimido Mesón de los Búcaros.**



Fuente: Propia

3.2 CLASIFICACION DE TABLESTACAS

Una forma de clasificar las tablestacas es teniendo en cuenta dos de sus características:

3.2.1 Según su material

- Metálicas
- Tablestacas de Madera

- Tablestacas de concreto

3.2.2 Según su forma de trabajo

- Tablestacas en voladizo: sin soportes adicionales, la pantalla actúa como elemento autoportante.
- Tablestacas ancladas en uno o varios niveles al terreno.
- Tablestacas acodadas en el caso de entibaciones o de pantallas en sótano.
- Tablestacas atirantadas en el caso de pantallas paralelas separadas por una porción de terreno.

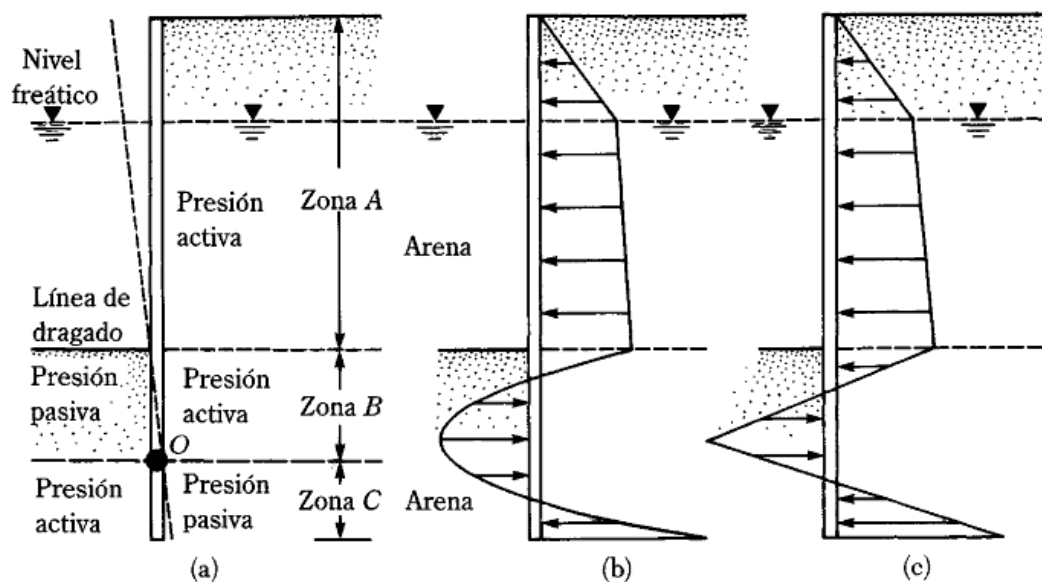
3.3 TABLESTACAS EN VOLADIZO

Los muros de tablestacas en voladizo es aquel que se construye hincando en el terreno la sección estructural, una profundidad suficiente para desarrollar una reacción de viga en voladizo que resiste las presiones activas sobre la tablestaca. Debido a las grandes deformaciones que pueden experimentar este tipo de solución es aceptable sólo en muros de altura moderada, aproximadamente 6 m o menos, medida desde la línea de dragado. La erosión, el arrastre de sedimentos y la consolidación de los suelos en la parte frontal del muro contribuyen en incrementar estas deformaciones.

El equilibrio estático de las tablestacas en voladizo se debe a la magnitud del empuje pasivo que se desarrolla en porción enterrada del muro, requiriéndose de grandes profundidades de empotramiento para lograr la estabilidad, lo anterior conduce a sobre cargas en la sección estructural.

Las presiones que se desarrollan en un tablestacado se presentan en la figura 2. Cuando la presión activa actúa en su altura libre, la tablestaca gira sobre un punto de rotación desarrollando presiones pasivas encima y debajo de este pivote. La diferencia aritmética entre las presiones pasivas y activas, $p_p - p_a$, se conoce como presión neta. Como las presiones hidrostáticas a cualquier profundidad en ambos lados del muro se cancelan entre sí, considerando las presiones laterales efectivas del suelo.

Figura 2. Tablestaca Hincada en Arena (a) descripción de un muro en voladizo hincado en un estrato de arena debajo de la línea de dragado. (b) descripción neta real de presión por el muro (c) para fines de diseño versión simplificada.



Fuente: Braja M. Das

Las presiones desarrolladas en una tablestaca en voladizo dependen del tipo de suelo, así como del cambio de los parámetros de resistencia del suelo, por lo que el diseño de una tablestaca en suelo granular o suelo cohesivo se tratan por separado.

3.3.1 Tablestacas en Voladizo en Suelos Arenosos

El diseño de una tablestaca en voladizo en suelos granulares se basa en el procedimiento simplificado que se presenta en la figura 3, donde para suelos estratificados se deben considerar para cada estrato los valores apropiados del peso volumétrico, γ , y de la compacidad relativa que depende del ángulo de fricción de la arena, ϕ ; también se deberán tomar en cuenta para el cálculo de las presiones de suelos las condiciones geométricas del problema, como inclinación de la superficie. El procedimiento de cálculo es el siguiente:

El nivel freático está a una longitud L_1 debajo de la parte superior del muro. La intensidad de la presión activa a una profundidad $z = L_1$ es

$$\sigma'_1 = \gamma L_1 K_a \quad \text{Ecuación 3.1}$$

Donde

$$K_a = \text{coeficiente de la presión de Rankine} = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \quad \text{Ecuación 3.2}$$

$$\gamma = \text{peso específico del suelo arriba del nivel freático}$$

De igual manera, la presión activa a la profundidad $z = L_1 + L_2$ (es decir, a nivel de la línea de dragado) es

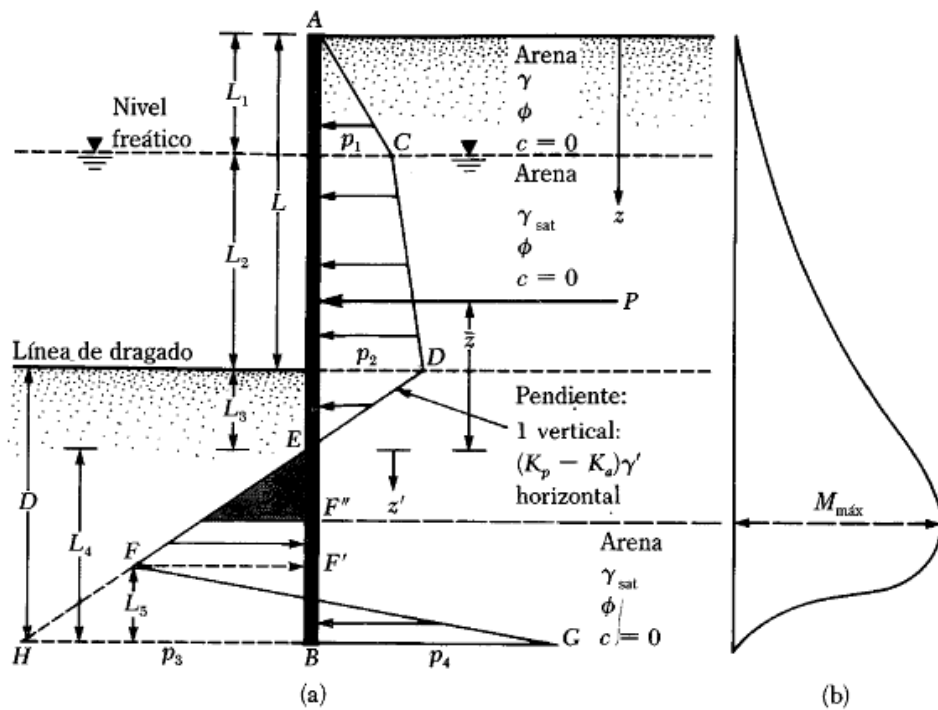
$$\sigma'_2 = (\gamma L_1 + \gamma' L_2) K_a \quad \text{Ecuación 3.3}$$

Donde

$$\gamma = \text{peso es pecifico efectivo del suelo} = \gamma_{sat} - \gamma_w$$

Las presiones hidrostáticas en ambos lados del muro tienen la misma magnitud y se cancelan entre sí. Para calcular la presión lateral neta debajo de la línea de dragado hasta el punto de rotación O , como muestra la figura 3.

Figura 3. Tablestaca hincada en arena (a) variación del diagrama de presión neta (b) variación del momento.



Fuente: Braja M. Das

Ignorando la presión hidrostática en ambos lados del muro, la presión activa a la profundidad z es

$$\sigma'_a = [\gamma L_1 + \gamma' L_2 + \gamma'(z - L_1 - L_2)]K_a \quad \text{Ecuación 3.3}$$

La presión pasiva a la profundidad z es

$$\sigma'_p = \gamma'(z - L_1 - L_2)K_p \quad \text{Ecuación 3.4}$$

$$K_p = \text{coeficiente de la presión pasiva de Rankine} = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)$$

Por consiguiente, combinando ambas ecuaciones se obtiene la presión lateral neta:

$$\sigma' = \sigma'_a - \sigma'_p = (\gamma L_1 + \gamma' L_2)K_a - \gamma'(z - L_1 - L_2)(K_p - K_a)$$

$$\sigma' = \sigma'_2 - (z - L)(K_p - K_a) \quad \text{Ecuación 3.5}$$

Donde $z = L_1 + L_2$

La presión neta σ' , es igual a cero a la profundidad L_3 debajo de la línea de dragado por lo que

$$\sigma'_2 - \gamma'(z - L)(K_p - K_a) = 0$$

O

$$(z - L) = L_3 = \frac{\sigma'_2}{\gamma'(K_p - K_a)} \quad \text{Ecuación 3.6}$$

Esta ecuación indica la pendiente de la distribución neta de presiones, en el fondo de la tablestaca, la presión pasiva σ'_p , actúa de derecha a izquierda y la presión activa actúa de izquierda a derecha de la tablestaca por lo que, en $z = L + D$

$$\sigma'_p = (\gamma L_1 + \gamma' L_2 + \gamma' D)K_p \quad \text{Ecuación 3.7}$$

A la misma profundidad

$$\sigma'_a = \gamma' D K_a \quad \text{Ecuación 3.8}$$

Por consiguiente, la presión lateral neta en el fondo de la tablestaca es

$$\sigma'_p - \sigma'_a = \sigma'_4 = (\gamma L_1 + \gamma' L_2) K_p + \gamma' D (K_p - K_a)$$

$$\sigma'_4 = \sigma_5 + \gamma' L_4 (K_p - K_a) \quad \text{Ecuación 3.9}$$

Donde

$$\sigma'_5 = (\gamma L_1 + \gamma' L_2) K_p + L_3 \gamma' (K_p - K_a) \quad \text{Ecuación 3.10}$$

$$D = L_3 + L_4 \quad \text{Ecuación 3.11}$$

Para la estabilidad de los muros se aplican los principios de la estática:

Sumatoria de fuerzas horizontales por unidad de longitud del muro igual a cero y la sumatoria de momentos de las fuerzas respecto al punto B por unidad de longitud del muro igual a cero, Sumando los momentos de todas las fuerzas respecto al punto B, se obtiene :

$$P(L_4 + \bar{z}) - \left(\frac{1}{2} L_4 \sigma'_3\right) \left(\frac{L_4}{3}\right) + \frac{1}{2} L_5 (\sigma'_3 + \sigma'_4) \left(\frac{L_5}{3}\right) = 0 \quad \text{Ecuación 3.12}$$

$$L_5 = \frac{\sigma'_5 L_4 - 2P}{\sigma'_3 + \sigma'_4} \quad \text{Ecuación 3.13}$$

Combinando las anteriores ecuaciones y simplificamos obtenemos:

$$L_4^4 + A'_1 L_4^3 - A'_2 L_4^2 - A'_3 L_4 - A'_4 = 0 \quad \text{Ecuación 3.14}$$

Donde

$$A'_1 = \frac{\sigma'_5}{\gamma' (K_p - K_a)} \quad \text{Ecuación 3.15}$$

$$A'_2 = \frac{8P}{\gamma' (K_p - K_a)} \quad \text{Ecuación 3.16}$$

$$A'_3 = \frac{6P[2\bar{z}A_3(K_p - K_a) + \sigma'_5]}{\gamma'^2(K_p - K_a)^2} \quad \text{Ecuación 3.17}$$

$$A'_4 = \frac{P(6\bar{z}\sigma'_5 + 4P)}{\gamma'^2(K_p - K_a)^2} \quad \text{Ecuación 3.18}$$

Luego de resolver la ecuación 3.14 por tanteos para determinar L_4 , después de haber obtenido los diferentes valores

La variación del momento flexionante para un muro de tablestaca en voladizo se muestra en la figura 2b.

$$M_{max} = P(\bar{z} + z') - \left[\frac{1}{2} \gamma' z'^2 (K_p - K_a) \right] \left(\frac{1}{3} \right) z' \quad \text{Ecuación 3.19}$$

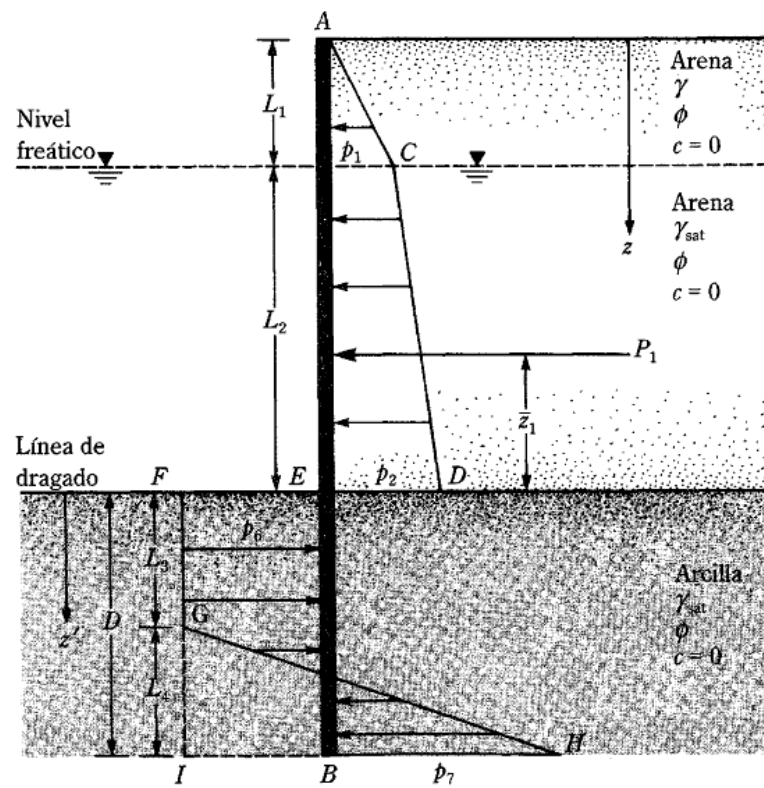
El perfil de la tablestaca se determina de acuerdo con el esfuerzo admisible de flesion del material de la tablestaca, donde el modulo de la seccion seccion de la tablestaca es

$$S = \frac{M_{max}}{\sigma_{adm}} \quad \text{ecuacion 3.20}$$

3.3.2 Tablestacas en Voladizo en Suelos Cohesivos

Cuando una tablestaca se empotra en un suelo cohesivo es decir una arcilla que tiene un estrato de arena en su parte superior, el suelo presenta variaciones con el tiempo de su resistencia debido a una serie de parámetros no contemplados antes como secado, consolidación y contracción; Para el cálculo de la presión final se supone que la resistencia del suelo (arcilla) solo proviene de su cohesión y el diagrama de presiones presenta un esquema similar al mostrado en la Figura 4.

Figura 4. Tablestaca en voladizo empotrada en arcilla



Fuente: Braja M. Das

El procedimiento de análisis es similar al descrito anteriormente

4. EL PROGRAMA PLAXIS

4.1 INTRODUCCION

PLAXIS es un programa comercial basado en el método de elementos finitos (técnica numérica para la solución de problemas esfuerzo-deformación y casos de interacción suelo-estructura), utilizado en el análisis geotécnico en 2 y 3 dimensiones de la deformación y estabilidad del suelo aplicado en obras de geoingeniería tales como excavaciones, cimentaciones, muros de contención y túneles; El software posee una interfaz gráfica que le permite al usuario generar un modelo geométrico de una sección transversal de la situación problema a resolver

El menú principal del programa, está constituido por cuatro subprogramas:

1. Input (Entrada): introducción de la geometría y datos de los materiales.
2. Calculations (Cálculos): cálculo del problema mediante elementos finitos.
3. Output (Resultados): análisis de los resultados.
4. Curves (Curvas): elaboración de gráficas e informes

Estos subprogramas se pueden seguir de forma sucesiva lo que constituye una metodología de trabajo lógica y completa a la hora de preparar y analizar un problema.

A continuación se describe de forma básica el proceder operativo de cada subprograma.

4.1.1 Introducción de Datos INPUT

Contiene todos los elementos necesarios para crear y modificar un modelo geométrico mediante diferentes barras de herramientas y objetos a fin de configurar el problema geotécnico a través del siguiente esquema:

- General settings (configuración general)

- Geometry (geometría): creación de la geometría usando líneas, puntos, regiones.

- Loads (cargas): aplicación de cargas puntuales, distribuidas, desplazamientos.

- Materials (materiales): asignación de parámetros según el modelo constitutivo para la creación de un material de propiedades específicas.

- Mesh (malla): generación de la malla de elementos finitos. Plaxis utiliza un sistema automático de generación de malla compuesto por elementos básicos triangulares (de 6 o 15 nodos).

- Initial conditions (condiciones iniciales): después de crear el modelo y la malla se dan unas condiciones iniciales de flujo (línea piezométrico) y se calcula el estado inicial tensional del suelo.

De este modo, siguiendo la barra de herramientas de izquierda a derecha se obtiene, en general, un modelo totalmente definido.

4.1.2 Programa de Cálculos (Calculations)

Posteriormente a la definición del modelo de elementos finitos se hace necesario definir qué tipo de cálculos se han de llevar a cabo y qué tipo de cargas o etapas de construcción deben activarse durante los cálculos.

El programa de cálculo se centra exclusivamente en los análisis de deformación y distingue entre un cálculo plástico (plastic), de consolidación (consolidation), de seguridad (ϕ reduction) y dinámico (dynamic). Además cada proyecto puede dividirse en diferentes fases simulando etapas constructivas. La idea general de este módulo es asimilar la construcción a la vida real, es así como una excavación se hace por etapas preferiblemente metro a metro y se va evaluando las condiciones estáticas y de deformación del suelo en cada fase.

4.1.3 El programa de Resultados (Output)

Los principales resultados de un programa de elementos finitos son los desplazamientos en los nodos y las tensiones en los puntos, incluyendo además los esfuerzos en los diferentes elementos estructurales que aparezcan.

El subprograma Output ofrece la posibilidad de exportar nodo a nodo los resultados (deformaciones, esfuerzos, cantidad de momento en elementos estructurales entre otros); maneja aplicativos compatibles con hojas de cálculo (Excel) herramienta que le permite al usuario exportar los datos y graficar rápidamente los resultados obtenidos

4.1.4 El Programa de Curvas (Curves)

Este programa puede ser utilizado para el trazado de curvas de carga-desplazamiento o tiempo-desplazamiento, diagramas tensión-deformación y trayectorias de tensión o deformación de puntos previamente seleccionados de la geometría.

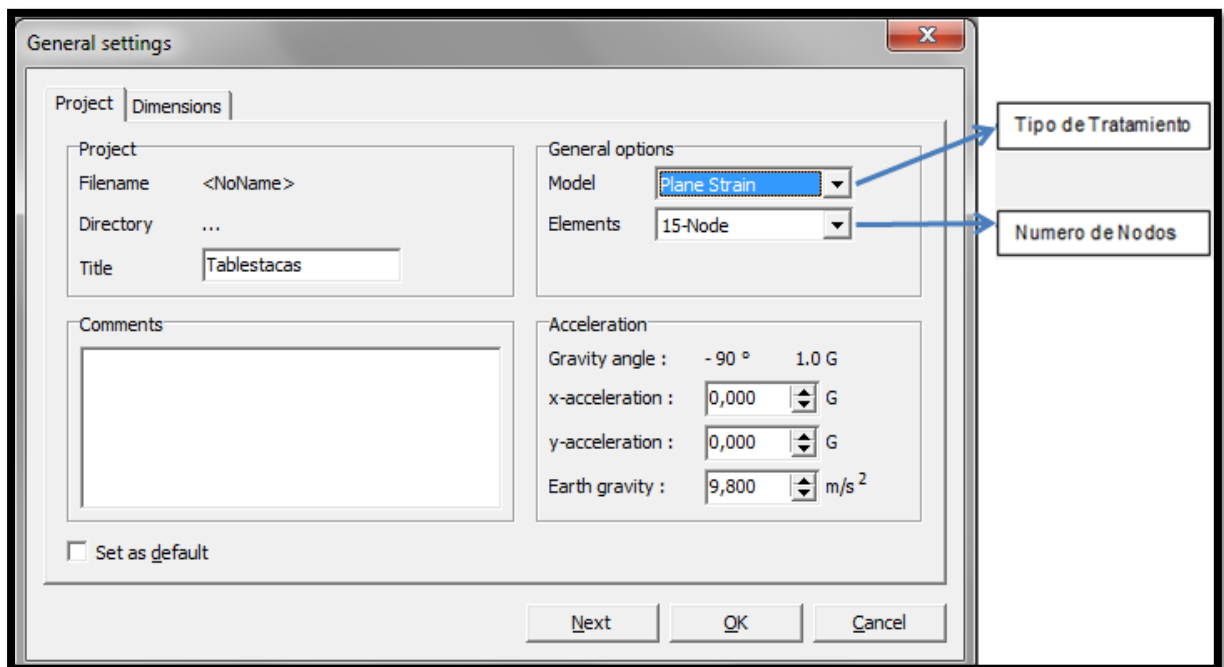
4.2 MODELACION DE TABLESTACAS

La simulación de tablestacas en Plaxis tiene implícito numerosos parámetros: definida la geometría, los parámetros de resistencia del suelo y las propiedades físicas de los elementos se decide empezar por el anterior esquema mencionado.

4.2.1 Geometría

El primer paso consiste en la creación de la geometría del modelo. La ventana de configuración general (figura 5) permite establecer, entre otras cosas, el tipo de modelo del problema ya sea en deformación plana o axisimetría, y el número de nodos por triángulo.

Figura 5. Modelo General Introducción Geometría

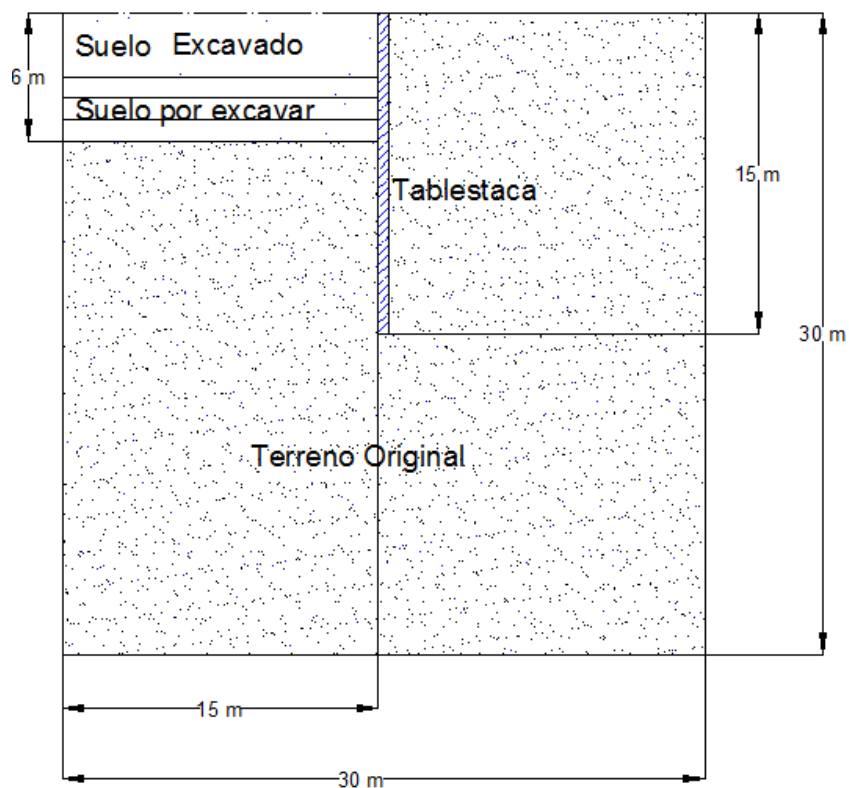


Fuente: Propia

Las dimensiones del dibujo dependen del tipo de tablestaca que se desee modelar, su longitud de empotramiento y el área de observación del cual se quiera obtener datos. Por lo tanto, si se observa que los resultados relevantes de un modelo, por ejemplo los desplazamientos del terreno producidos por la tablestaca, quedan impedidos por unas dimensiones insuficientes del espacio modelo, se deben modificar dichas magnitudes para permitir la completa representación de los efectos que sean importantes.

A continuación se muestra una breve ilustración (Figura 6) donde se define la geometría del modelo ejemplo:

Figura 6. Geometría Modelo



Fuente: Propia

4.2.2 Modelación del Terreno

El terreno viene representado por el conjunto de líneas que no pertenecen a ningún otro elemento estructural (tablestacas, anclajes, muros). Un conjunto de líneas que forman una poligonal cerrada constituyen un dominio independiente. Esto significa que a cada dominio (clúster) se le puede asignar un conjunto de datos del terreno diferente para poder simular, por ejemplo, una estratigrafía o el avance de una excavación por etapas. El conjunto de dominios de suelo constituyen el terreno del modelo. El elemento nº1 de la figura 7 representa los ejemplos de dominio de terreno.

4.2.3 Modelación de Tablestacas

Las tablestacas pueden simularse utilizando la herramienta de “plate” (placa). La creación de una placa implica la creación de una línea geométrica. Esta característica permite crear rápidamente las dos caras de la pantalla en cualquier geometría del suelo.

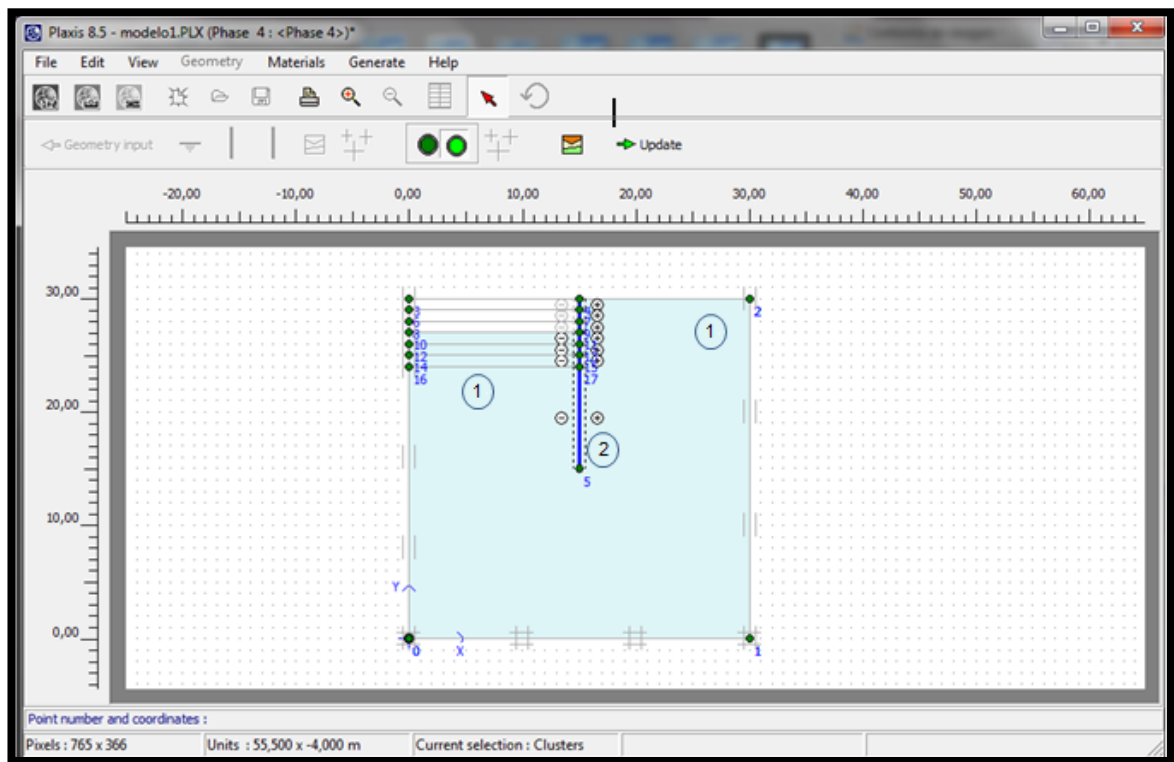
Las placas son objetos estructurales que se modelan tipo viga rectangular y por tanto requieren que se especifique su rigidez a flexión (EI) y a esfuerzos normales (EA). El espesor equivalente lo obtiene el programa utilizando la siguiente transformación:

$$d = \sqrt{12 \frac{EI}{EA}} \quad \text{Ecuación 4.1}$$

Adjunto a la tablestaca se puede colocar un elemento de Plaxis llamado “interfaz” (interface) utilizado con el fin de simular la interacción suelo-estructura, objeto que se logra disminuyendo los valores de resistencia del terreno en las caras de la tablestaca.

El elemento nº 2 de la figura 7 representa la tablestaca, la interfaz es la línea de puntos situada a lado y lado con signos de izquierda a derecha positivos y negativos.

Figura 7. Geometría 1 (Clúster) 2 (Tablestaca)



Fuente: Propia

4.2.4 Condiciones de Contorno

Plaxis permite introducir en el modelo condiciones de contorno, estas condiciones se aplican mediante la herramienta “Fijación estándar” (standard fixities). Esta condición simula el confinamiento del suelo es decir aporta las siguientes condiciones de frontera:

- A las líneas verticales correspondientes a la coordenada X mayor y menor que constituyen la frontera del modelo los fija de forma horizontal en la que el desplazamiento lateral es nulo ($U_x=0$).
- A las líneas geométricas que son frontera inferior del modelo les asigna un desplazamiento nulo tanto en dirección vertical como horizontal ($U_x=U_y=0$).

4.2.5 Propiedades de los Materiales

El éxito de las aplicaciones de los elementos finitos en la solución de estos problemas radica en la asignación de una serie de parámetros, que usualmente se obtiene de una serie de estudios geotécnicos (exploraciones de campo y ensayos de laboratorio), a los que posteriormente se puede hacer un análisis de sensibilidad.

Los principales parámetros que han intervenido son: ángulo de fricción, cohesión, peso unitario, peso saturado, módulo de Young y las propiedades físicas de las tablestacas: área e inercia. Antes de abordar la metodología de cálculo adoptada es conveniente conocer el valor numérico de entrada que requiere el programa para cada material.

4.2.6 Parámetros para tipos de Suelo e Interfaz

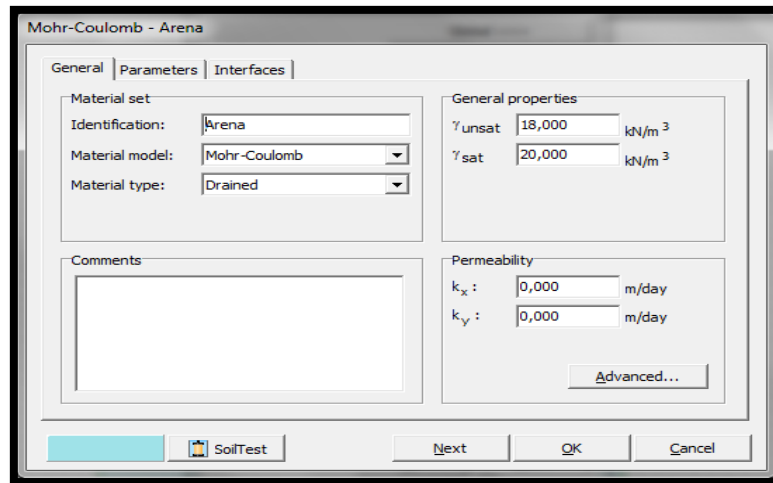
El ingreso de los parámetros del suelo se hace mediante tres pantallazos que se clasifican en general, parámetros e interface

4.2.6.1 General (Figura 8)

- Modelo constitutivo (material model): el empleado en todas las modelaciones fue Mohr-Coulomb.
- Tipo de comportamiento (material type): en los casos analizados es “drenado”, por lo que intervienen el ángulo de fricción y cohesión.
- Peso específico (saturado y no saturado) y permeabilidad: debido a la no presencia de agua, tanto la permeabilidad como el peso específico saturado no intervienen en los cálculos.

El índice de poros y la permeabilidad no se utilizaron; estos parámetros no intervienen ya que son importantes en un análisis de consolidación y no de rotura que es el caso que estamos analizando.

Figura 8. General



Fuente: Propia

4.2.6.2 Parámetros (Figura 9)

- El módulo de Young (E): Al respecto hay muchos estudios, de los más utilizados se escogió un valor de 25 MPa descrito en el rango establecido por Bowles en su libro Foundation Analysis and Design 5ta edición (Tabla 1)

Tabla 1 . Rango Modulo de Young dependiendo el tipo de Suelo

Value range for the static stress-strain modulus E_s for selected soils (see also Table 5-6)	
Field values depend on stress history, waster content,density, and age of deposit	
Soll	E_s, MPa
Clay	
Very soft	2-15
Soft	5-25
Medium	15-50
Hard	50-100
Sandy	25-250
Glacial till	
Loose	10-150
Dense	150-720
Very dense	500-1440
Loess	15-60
Sand	
Silty	5-20
Loose	10-25
Dense	50-81
Sand and gravel	
Loose	50-150
Dense	100-200
Shale	150-5000
Silt	2-20
*value range is too large to use an "average" value for desing.	

Fuente: Analysis and Design Bowles

- Coeficiente de Poisson (ν): se ha adoptado un valor de 0,3 ya que este valor es promedio en suelos drenados
- Parámetros alternativos de rigidez: son el módulo de corte (G) y el Edo métrico (E_m) calculados a partir del módulo de Young y del coeficiente de Poisson.
- Cohesión: componente resistente que contribuye a mantener la estructura del suelo sin la acción de fuerzas exteriores. Como el modelo inicial es una arena es decir un material granular no tiene cohesión.

- Ángulo de fricción interno: principal parámetro resistente del suelo. Para una arena media se escogió un valor de 18° .
- Ángulo de dilatancia: no se estimó un valor ya que este tiene efecto en suelos sobre consolidados.

Figura 9. Parámetros

Mohr-Coulomb - Arena

General Parameters Interfaces

Stiffness

E_{ref} : 2,250E+04 kN/m²

ν (nu) : 0,300

Strength

c_{ref} : 0 kN/m²

ϕ (phi) : 31,000 °

ψ (psi) : 0,000 °

Alternatives

G_{ref} : 8653,846 kN/m²

E_{oed} : 3,029E+04 kN/m²

Velocities

V_s : 68,640 m/s

V_p : 128,400 m/s

Advanced...

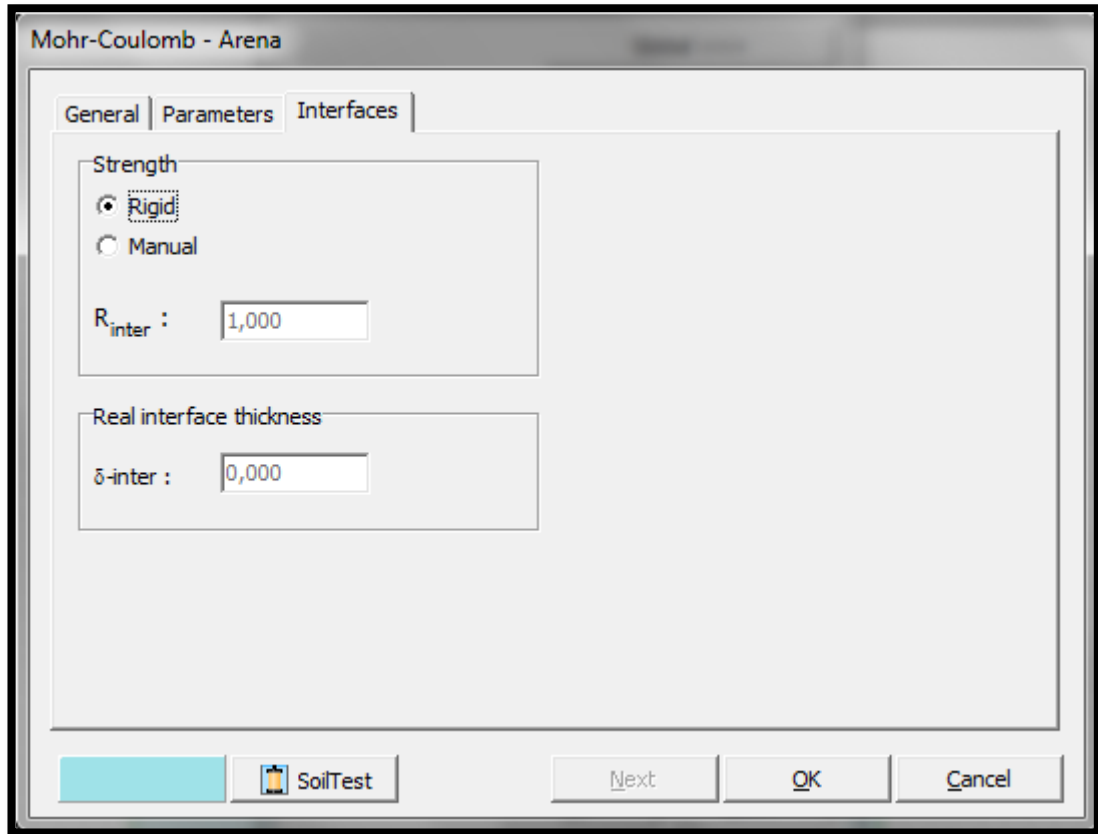
SoilTest Next OK Cancel

Fuente: Propia

4.2.6.3 Interface (Figura 10)

En esta categoría se elige la resistencia de la interface. Se ha elegido como la opción “rígida” para no disminuir la resistencia del terreno entre pantalla y terreno actuando únicamente como elemento de transición de tensiones entre ambos elementos. De este modo se parte de la misma hipótesis de los métodos clásicos.

Figura 10. Interface



Fuente: Propia

4.2.7 Datos para Tablestaca

El conjunto de datos para placas está contenido en una única ventana en la que se determinan sus propiedades (figura 11). El modelo constitutivo que rige la relación tensión-deformación en las pantallas se ha escogido “elástico” para todos los casos analizados. La elección de este modelo permite simplificar los cálculos y el análisis de los resultados en comparación a los métodos clásicos y es coherente

con la realidad, ya que generalmente las pantallas se dimensionan para tener un comportamiento elástico.

Los datos a introducir son:

- Rigidez axial (EA) y a flexión (EI): para estos valores se definió un perfil metálico de las tablestacas usadas comúnmente en Colombia. El perfil usado fue As 341 sus valores de Inercia: $0,000975 \text{ m}^4$ Área: 240 cm^2 y el valor del módulo elástico es el del acero establecido como: 200000
- Peso (w): es el resultado del producto entre peso específico y espesor de la tablestaca. Se obtiene un valor por metro cuadrado que el programa aplica a la altura total de la pantalla por metro perpendicular al plano.
- Coeficiente de Poisson (ν) y coeficientes de Rayleigh: en general para estructuras delgadas flexibles en la dirección perpendicular al plano se aconseja un valor cero de Poisson. Los coeficientes de Rayleigh son propios de un análisis de propagación de ondas y por tanto su valor también se ha tomado cero.

Figura 11. Parámetros Tablestaca

Plate properties

Material set

Identification:

Material type:

Comments

Properties

EA : kN/m

EI : kNm²/m

d : m

w : kN/m/m

v :

M_p : kNm/m

N_p : kN/m

Rayleigh α :

Rayleigh β :

Fuente: Propia

4.2.8 Generación de la malla y condiciones iniciales

La discretización del problema se representa mediante la malla; en este caso se generó la malla sin tener en cuenta ningún tipo de refinamiento global ni local es decir sobre líneas para no demorar el proceso iterativo de los cálculos.

Dentro de las condiciones iniciales no se estableció nivel freático debido a la geometría del ejemplo y se generó el estado inicial de esfuerzos del suelo

4.3 CALCULO DEL MODELO EJEMPLO

El cálculo del ejemplo se hace mediante un esquema que permite la comparación entre las metodologías clásicas y los resultados obtenidos mediante PLAXIS, el esquema se asocia a una serie de fases que se pueden definir, asemejando este

proceso al constructivo. En nuestro ejemplo se definieron 7 fases de la siguiente manera (Figura 12):

Fase 1: Se activa la tablestaca con una longitud libre de 6 m y longitud de empotramiento = 6m

Fase 2: Excavación 1m

Fase 3: Excavación 1m (Total = 2m)

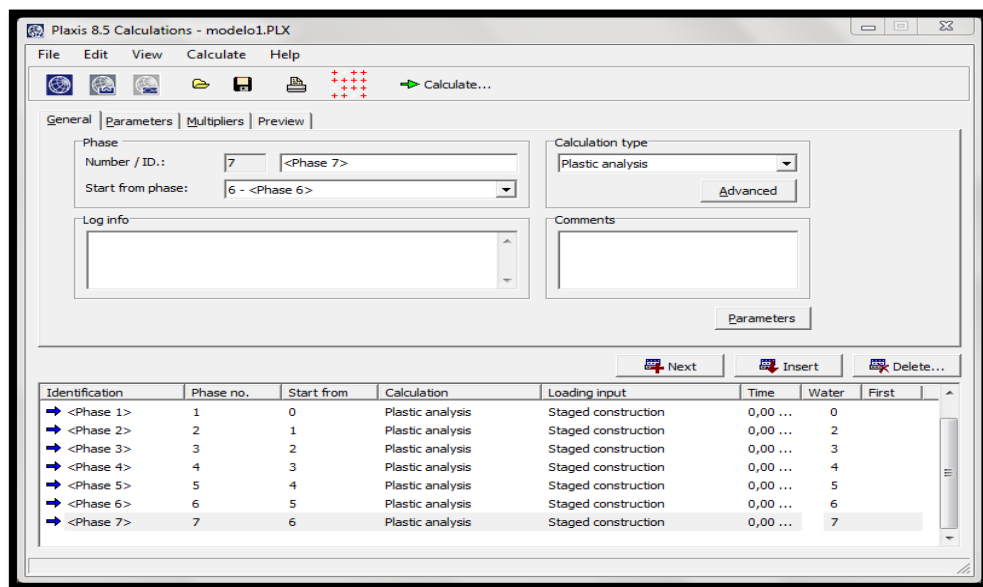
Fase 4: Excavación 1m (Total = 3m)

Fase 5: Excavación 1m (Total = 4m)

Fase 6: Excavación 1m (Total = 5m)

Fase 7: Excavación 1m (Total = 6m)

Figura 12. Calculo del Modelo por Etapas

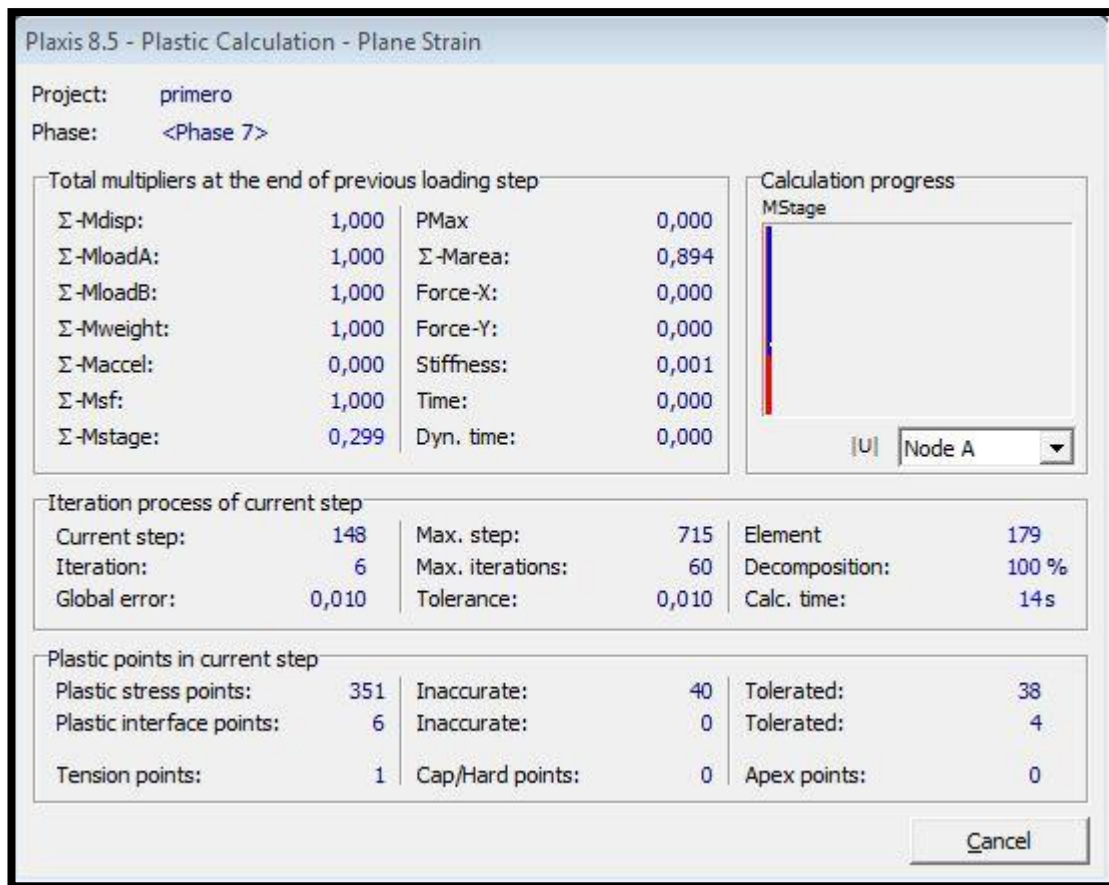


Fuente: Propia

4.4 RESULTADOS

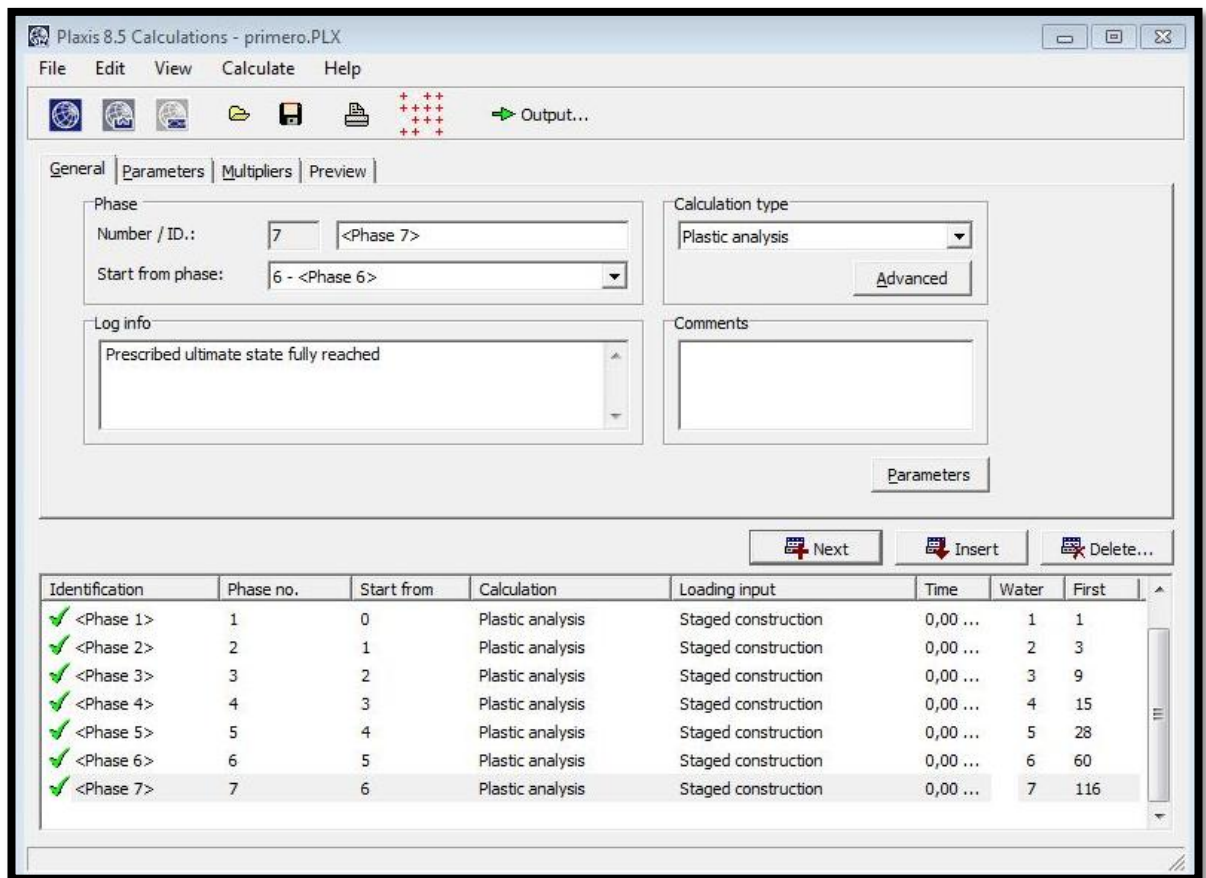
Una vez seguidos y construidas las etapas de la tablestaca, se procede a la etapa del cálculo (figura 13), si los procedimientos antes descritos y el modelo tensional funciona nos aparecerá un pantallazo como el de la figura (14)

Figura 13. Etapa del Cálculo



Fuente: Propia

Figura 14. Estado final del Cálculo



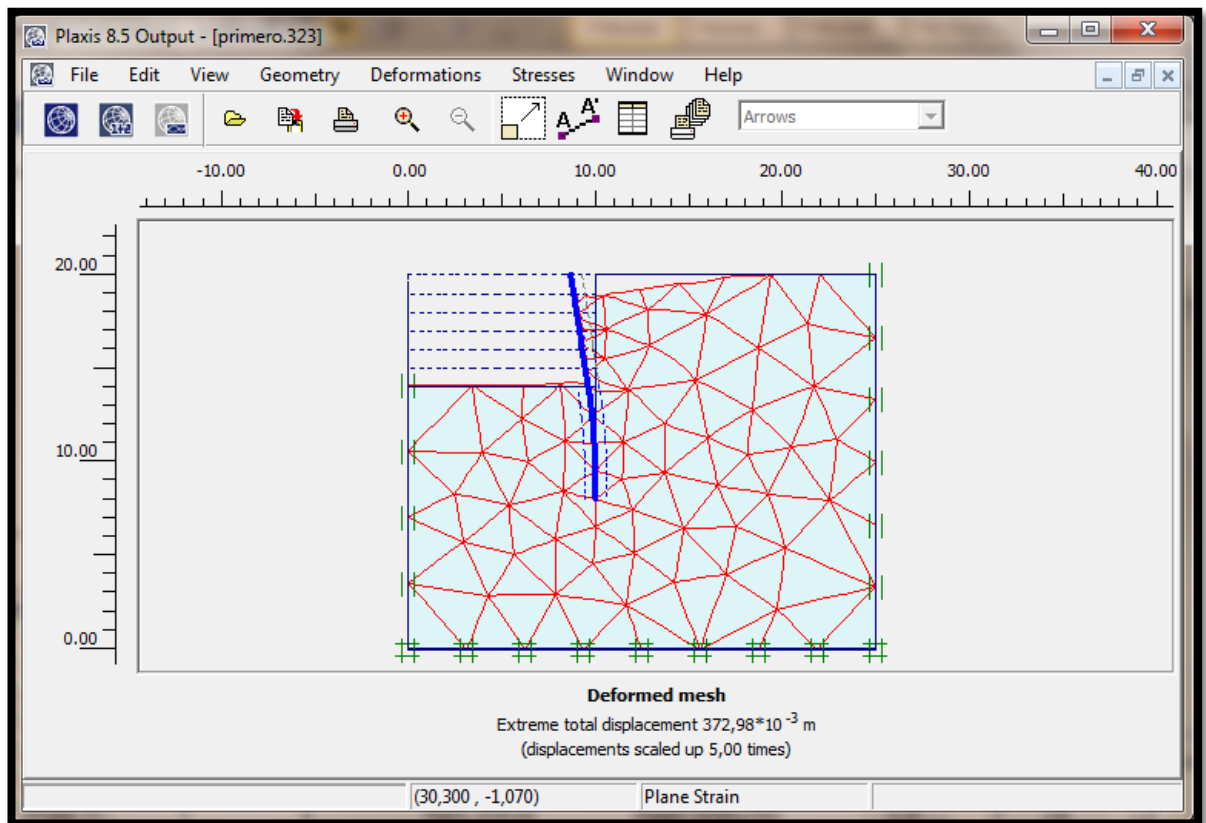
Fuente: Propia

4.5 OUTPUT

Entramos al módulo del PLAXIS donde encontramos los resultados de los cálculos (Figura 15). principalmente lo que estudiamos en esta tesis fue la deflexión máxima en la tablestaca que por efectos de los empujes activos y pasivos de la tierra se darán en el extremo superior de la misma.

A continuación una imagen de la deflexión de la tablestaca

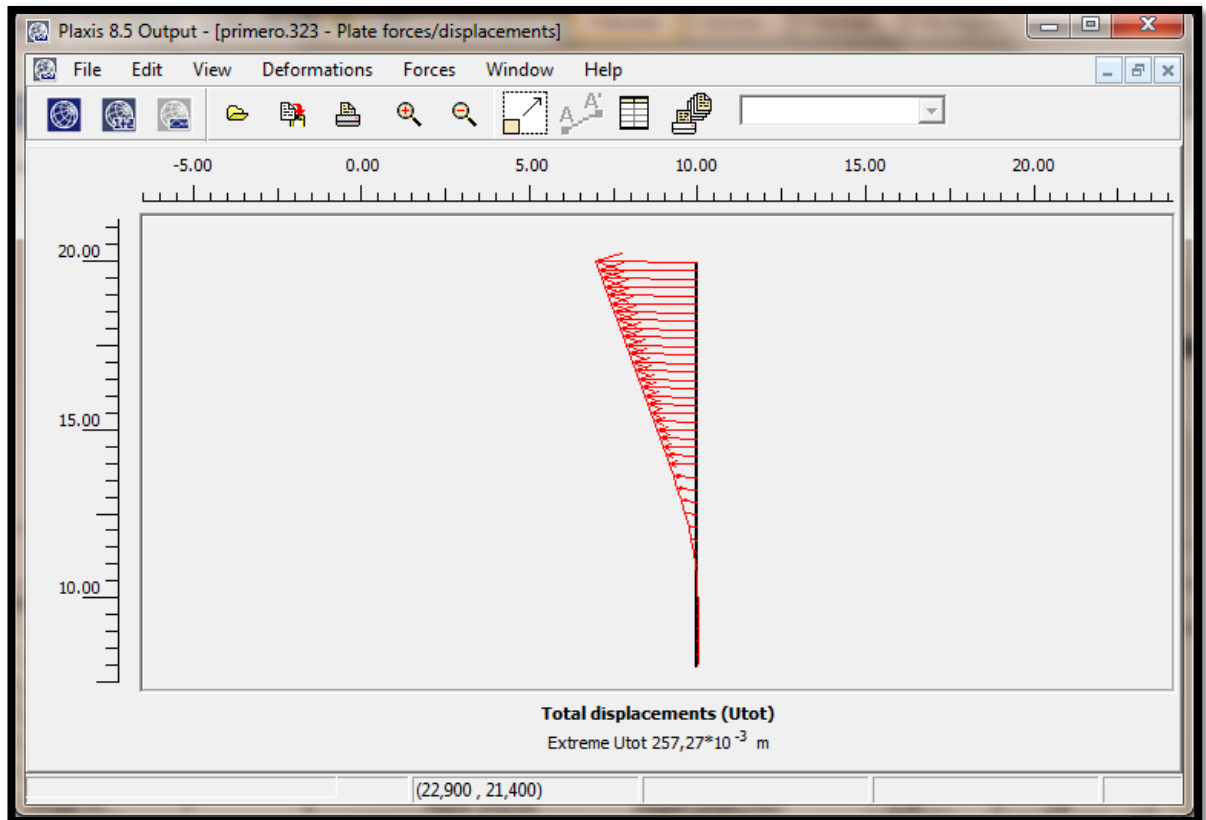
Figura 15. Deflexión de la tablestaca



Fuente: Propia

Si picamos dos veces en la tablestaca podemos ver a detalle las deflexiones de la tablestaca ya que en la figura anterior la deflexión se ve un poco exagerada, pero es una representación gráfica propia del programa (Figura 16).

Figura 16. Deflexión de la tablestaca



Fuente: Propia

5. CASOS A ESTUDIAR

5.1 INTRODUCCION

El objeto de este capítulo es la comparación y el análisis de los métodos de cálculo para tablestacas. Los métodos que aplicaremos se han desarrollado en los capítulos anteriores por lo que solo se mostrara el resultado final obtenido. Durante el desarrollo de la investigación se han ido analizando fenómenos de interés a medida que han aparecido.

Con objeto de describir los resultados obtenidos de forma ordenada, se enumeran los casos analizados y la forma en que se han resuelto por métodos clásicos y mediante elementos finitos.

5.2 METODOLOGIA Y CASOS ANALIZADOS

Un total de 3 casos de tablestacas en voladizo han sido estudiados con el siguiente procedimiento:

- I. Elección de los terrenos y altura libre o altura en voladizo
- II. Obtención por métodos clásicos de la distancia de empotramiento, así como un módulo de sección de acuerdo al mayor momento que soporta la tablestaca
- III. Simulación de la pantalla en Plaxis. Obtención de una deflexión máxima en la tablestaca así como una longitud de empotramiento segura
- IV. Comparación de los resultados, los módulos de secciones utilizados entre otros.

V. Determinación del factor de seguridad que nos permita asimilar los resultados obtenidos con la metodología clásica y los resultados arrojados por PLAXIS.

Tabla 2 . Casos Estudiados de Tablestacas en Voladizo

Caso	Descripción	Observaciones
I	Suelo homogéneo arenoso, en ausencia del nivel freático	Longitud libre en voladizo: 6 mts. La distancia de empotramiento se halló con la metodología convencional
II	Suelo con dos estratos arena y arcilla; La tablestaca esta empotrada sobre una arcilla	
III	Suelo homogéneo con propiedades C, ϕ	
IV	Análisis de sensibilidad de los parámetros c y ϕ del suelo	Se variaron las condiciones del suelo: Nivel freático Superior saturado, Nivel freático intermedio y en terreno seco.

Fuente: Propia

5.3 CASO I: SUELO HOMOGENEO: ARENA EN AUSENCIA DEL NIVEL FREATICO

5.3.1 Solución por Metodologías Clásicas

A continuación haremos un ejemplo de cálculo de acuerdo a los pasos descritos en el capítulo 3

Estrato de arena

$$\gamma = 18 \frac{KN}{m^3}$$

$$\phi' = 31^\circ$$

$$l = 6 \text{ m}$$

- Paso 1

$$K_a = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi'}{2} \right) = \tan^2 \left(45 - \frac{31}{2} \right) = 0.320$$

$$K_p = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi'}{2} \right) = \tan^2 \left(45 + \frac{31}{2} \right) = 3.124$$

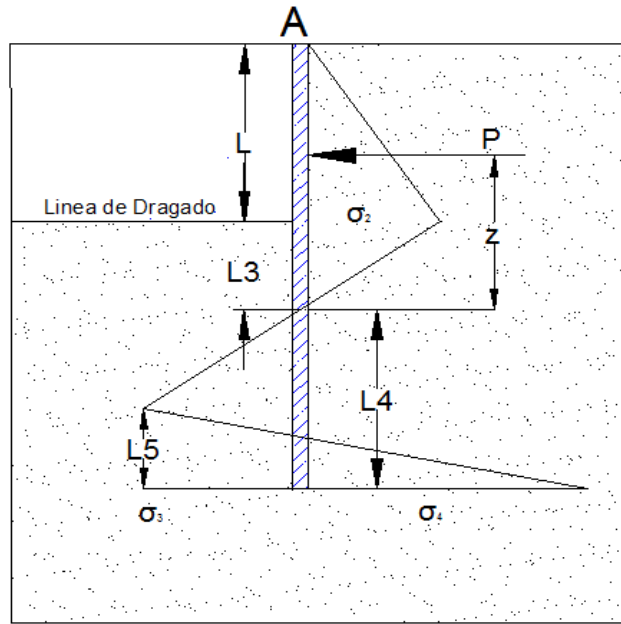
- Paso 2

$$\sigma'_2 = \gamma l K_a = 18 * 6 * 0.320 = 34.56 \frac{KN}{m^2}$$

$$l_3 = \frac{l K_a}{(K_p - K_a)} = \frac{6 * 0.307}{(3.25 - 0.307)} = 0,684 \text{ m}$$

- Paso 3 del diagrama de distribución de presión neta dado en la figura 17

Figura 17. Diagrama de distribución de presión neta



Fuente: Propia

$$P = \frac{1}{2} \sigma'_2 l + \frac{1}{2} \sigma'_2 l_3$$

$$P = \frac{1}{2} (34.56 * 6) + \frac{1}{2} (34.56 * 0.684) = 115.49 \frac{KN}{m}$$

$$\tilde{z} = \frac{l(2K_a + K_p)}{3(K_p - K_a)} = \frac{6(2 * 0.320 + 3.124)}{(3.124 - 0.320)} = 2.684m$$

$$\sigma'_5 = \gamma l K_p + \gamma l_3 (K_p - K_a)$$

$$\sigma'_5 = 18 * 6 * 3.124 + 18 * 0.684 (3.124 - 0.320)$$

$$\sigma'_5 = 371.914 \frac{KN}{m^2}$$

$$l_4^4 + A'_1 l_4^3 - A'_2 l_4^2 - A'_3 l_4 - A'_4 = 0$$

$$A'_1 = \frac{\sigma'_5}{\gamma(K_p - K_a)} = \frac{371.914}{18 * (3.124 - 0.320)} = 7.36 m^2$$

$$A'_2 = \frac{8P}{\gamma(K_p - K_a)} = \frac{8 * 115.49}{18 * (3.124 - 0.320)} = 18.305 \text{ m}^2$$

$$A'_3 = \frac{6P[2\tilde{z}\sigma'_5(K_p - K_a) + \sigma'_5]}{\gamma^2(K_p - K_a)^2}$$

$$A'_3 = \frac{6 * 115.49 [2 * 2.684 * 18(3.124 - 0.320) + 371.914]}{18^2(3.124 - 0.320)^2}$$

$$A'_3 = 174.864 \text{ m}^2$$

$$A'_4 = \frac{P(6\tilde{z}\sigma'_5 + 4P)}{\gamma^2(K_p - K_a)^2}$$

$$A'_4 = \frac{115.49 * [6 * 2.684 * 371.914 + 4 * 115.49]}{18^2(3.124 - 0.320)^2}$$

$$A'_4 = 111.453 \text{ m}^2$$

$$l_4^4 + 7.15l_4^3 - 18.305 l_4^2 - 174.864 l_4 - 114.453 = 0$$

$$l_4 = 4.889 \text{ m}$$

$$D_{teorico} = l_3 + l_4$$

$$\mathbf{D_{teorico} = 0.684 + 4.88 = 5.573 \text{ m}}$$

$$\sigma'_3 = l_4(K_p - K_a)\gamma = 4.88 * (3.124 - 0.320) * 18 = 256.492 \frac{KN}{m^2}$$

$$\sigma'_4 = \sigma'_5 + \gamma l_4(K_p - K_a)$$

$$\sigma'_4 = 371.914 + 18 * 4.889 * (3.124 - 0.320) = 618.671 \frac{KN}{m^2}$$

$$z' = \sqrt{\frac{2P}{\gamma(K_p - K_a)}}$$

$$z' = \sqrt{\frac{2 * 115.49}{18 * (3.124 - 0.320)}} = 2.139 \text{ m}$$

$$M_{max} = P (\tilde{z} + z') - \left[\frac{1}{2} \gamma' z'^2 (K_p - K_a) \right] \left(\frac{1}{3} \right) z'$$

$$M_{max} = 115.49 * (2.684 + 2.139) - \left[\frac{1}{2} * 18 * (2.139)^2 * (3.124 - 0.320) \right] * \frac{1}{3} * 2.139$$

$$M_{max} = 495.47 \frac{KN - m}{m}$$

El modelo de sección mínimo requerido

$$S = \frac{M_{max}}{\sigma_{adm}} = \frac{495.47}{172.5 \times 10^3} = 2.87 \times 10^{-3} \frac{m^3}{m} \text{ del muro}$$

5.3.2 Solución por PLAXIS

EL proceso que seguimos fue que una vez determinada la longitud de empotramiento mediante métodos clásicos, copiábamos el modelo en PLAXIS para así obtener una comprobación de los resultados obtenidos y saber en qué distancia de empotramiento era inestable, con lo cual podríamos mirar que tan lejos estábamos de los resultados que hallábamos.

El siguiente parámetro a establecer fue el módulo de sección hallado en los catálogos de Arcelormittal con el que podríamos guiarnos y asemejar el encontrado a uno que tuviera las características muy cercanas de acuerdo a las secciones comercialmente establecidas.

Por otra parte lo siguiente a observar fue la deformación en el extremo de la tablestaca, empezamos a determinar que variables intervenían en el cálculo, y con qué parámetros utilizando esta metodología elementos finitos encontraríamos la solución más aceptada de acuerdo al nivel de exigencia en la ejecución del proyecto; lo que connota con que deflexión de la tablestaca podríamos decir que se acepta el sistema de contención sin que el suelo colapse.

Los resultados de acuerdo a las variaciones del primer caso se encuentran tabulados a continuación:

Tabla 3 . Deflexión máxima Vs Longitud de empotramiento

Empotramiento	Factor	dMax	Estado
5,5	1	0,04425	Colapso
6	1,1	0,372	Ok
6,6	1,2	0,297	Ok
7,15	1,3	0,231	Ok

Fuente: Propia

Tabla 4 .Deformación Máxima Vs EI

Sección*	I	EI	EA	dMax	Estado
AZ 45-700	0,0011	22000	540000	0,365	ok
AZ 41-700	0,0010261	20522	508000	0,3752	ok
AZ 39-700	0,000975	19500	480000	0,3938	ok
AZ 37-700	0,000924	18480	452000	0,178	Colapso

Fuente: Propia

Tabla 5.Deformación Máxima VS E (Suelo)

N	E	dMax	Estado
10	12500	0,40988	Ok
15	15000	0,40066	Ok

20	17500	0,39382	Ok
25	20000	0,35408	Ok
30	22500	0,16431	Colapso

Fuente: Propia

5.4 CASO II: TABLESTACA EN VOLADIZO EMPOTRADA EN UN ESTRATO DE ARCILLA CON PRESENCIA DE NIVEL FREÁTICO

Este caso es un ejemplo de un terreno costero o de muelle donde la tablestaca tiene que hincarse en presencia del nivel freático. El esquema se puede evidenciar en la figura 18 y las propiedades de los estratos son las siguientes:

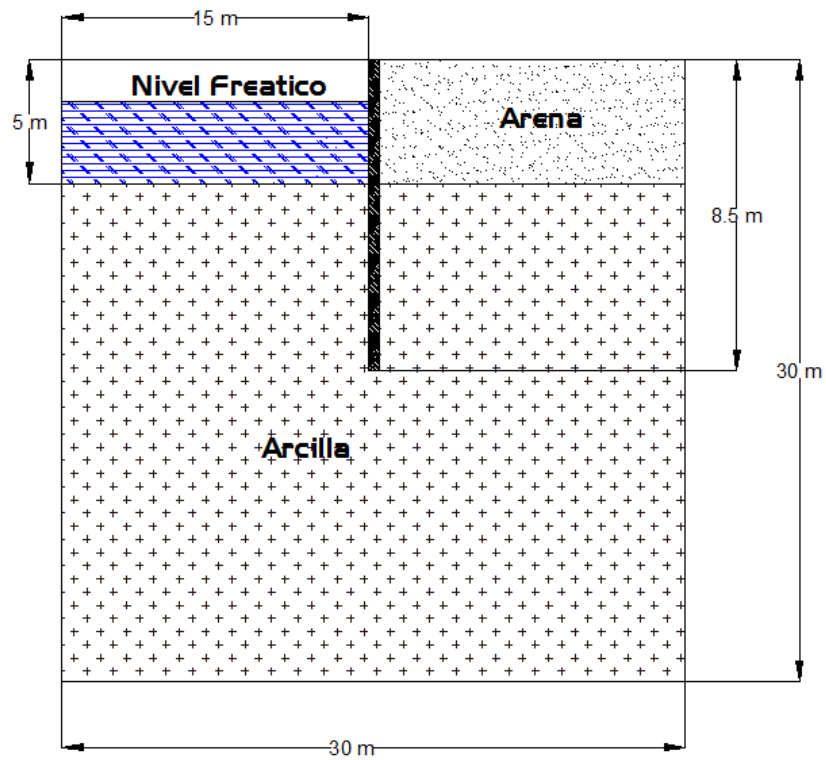
- Estrato de Arena

$$\gamma = 16 \frac{KN}{m^3} \quad \phi' = 30^\circ \quad C = 0 \quad \gamma' = 19 \frac{KN}{m^3}$$

- Estrato de Arcilla

$$C = 45 \quad \phi' = 0^\circ$$

Figura 18. Esquema Caso II



Fuente: Propia

5.4.1 Solución por Metodologías Clásicas

Para el desarrollo por metodologías clásicas, se tuvo en cuenta como se describió con anterioridad los diagramas de presiones que induce la presencia de agua, estos ahora se suman a las fuerzas que induce la excavación en el suelo y a la rigidez que le aporta la tablestaca al mismo.

El cálculo hace parte de los anexos del libro y los resultados se describen a continuación:

$$D = 2.473 \text{ m}$$

$$M_{max} = 113.96 \frac{KN - m}{m}$$

$$S = \frac{M_{max}}{\sigma_{adm}} = \frac{113.96}{172.5 \times 10^3} = 0.6 \times 10^{-3}$$

Donde

D= Longitud de Empotramiento

M_{max} = Maximo momento soportado por la Tablestaca

S= Modulo de Sección mínima requerida

5.4.2 Solución por PLAXIS

La solución por Plaxis se hizo nuevamente teniendo en cuenta los parámetros establecidos, solo que para este caso como lo mostro la figura 18 existía la presencia del nivel freático.

Los resultados variando las longitudes de empotramiento se muestran a continuación:

Tabla 6 Longitud de Empotramiento – Deflexión máxima.

L Empotramiento	dMax
2,5	colapso
2,75	colapso
3	colapso
3,25	colapso
3,5	5,69E-02
3,75	0,05612
4	5,59E-02

Fuente: Propia

5.5 CASO III: ANALISIS DE SENSIBILIDAD

El análisis de sensibilidad se hizo mediante el programa PLAXIS, variando el factor cohesión, el ángulo de fricción y el nivel freático, hecho importante ya que el agua aporta un diagrama de presión que ayudara a contrarrestar la propia del suelo.

El escenario escogido es un suelo homogéneo para varias los siguientes parámetros:

Cohesión [15 -25] KN/m²

ϕ [15 – 30] °

$\gamma_{cte} = 18 \text{ KN}/m^3$

$\gamma_{sat} = 19 \text{ KN}/m^3$

Los parámetros constantes aparte de los ya dichos son los de la tablestaca que en este caso es una sección AZ-39-700 con una longitud libre de 6 mts y una longitud de empotramiento de 7,5 mts.

Los resultados se encuentran tabulados y se presentan a continuación:

Tabla 7 Resultados Análisis de Sensibilidad

Estado Saturado			Estado Seco			Estado Medio Saturado		
c	ϕ	deformacion	c	ϕ	deformacion	c	ϕ	deformacion
15	15	0,08787	30	15	0,02868	15	15	0,15011
15	20	0,0811	30	20	7,88E-02	15	20	0,0609
15	25	0,07547	30	25	7,75E-02	15	25	0,05624
15	30	0,0703	30	30	7,71E-02	15	30	0,05237
20	15	0,08773	25	15	8,05E-02	20	15	0,06635
20	20	0,08096	25	20	7,95E-02	20	20	0,06081
20	25	0,07492	25	25	7,88E-02	20	25	0,05617
20	30	0,07015	25	30	7,78E-02	20	30	0,0521
25	15	0,08719	20	15	8,15E-02	25	15	0,06628
25	20	0,08021	20	20	8,03E-02	25	20	0,0608
25	25	0,07454	20	25	7,95E-02	25	25	0,05596
25	30	0,07016	20	30	7,91E-02	25	30	0,05223
30	15	0,08648	15	15	8,29E-02	30	15	0,0659
30	20	0,07975	15	20	8,22E-02	30	20	0,06049
30	25	0,0743	15	25	8,11E-02	30	25	0,05615
30	30	0,07001	15	30	8,03E-02	30	30	0,05211

Fuente: Propia

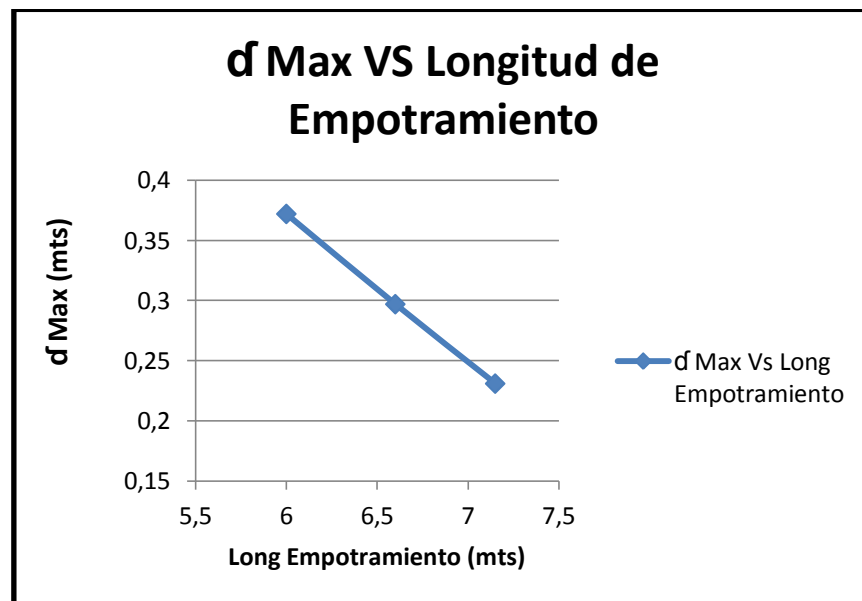
6. ANALISIS E INTERPRETACION DE RESULTADOS

6.1 CASO I

6.1.1 Deformación Máxima VS Longitud de empotramiento

Son varias las versiones de los especialistas de las longitudes de empotramiento que se deben llevar a cabo en la práctica, teniendo en cuenta las bondades de las soluciones convencionales ya que solo ofrece un equilibrio de fuerzas y no se tienen en cuenta la compatibilidad de esfuerzos como PLAXIS, variamos estas distancias y nos encontramos en un rango seguro de 1,1 a 1,3 para el caso 1.

Figura 19. Grafica δ Max VS Longitud de Empotramiento.



Fuente: Propia

La relación descrita en la Figura 19 es totalmente lineal, lo que nos comprueba entonces que estaremos cada vez más dentro de un rango seguro después de 1,1 veces la longitud de empotramiento.

La evaluación de este parámetro en obra será otras variables adicionales como el costo del equipo que se utilice para hincar la tablestaca, los metros lineales que tendremos que comprar de más y la resistencia del terreno a la penetración del perfil.

6.1.2 Deformación VS EI

Después de darle una solución teórica a la situación problema encontramos una cierta diferencia con los perfiles que funcionaron

De acuerdo al estado tensional de las tablestacas el parámetro EI marca la resistencia a la flexión (fuerza principal a la que es sometida la tablestaca después del proceso constructivo), debido al estado activo del empuje de tierras Pa.

Después de darle una solución teórica a la situación problema encontramos una cierta diferencia con los perfiles que volvían estables el terreno es decir no hacían que el suelo colapsara y pudimos deducir una gráfica de deformación de la tablestaca vs el parámetro EI de la misma que presentaremos a continuación

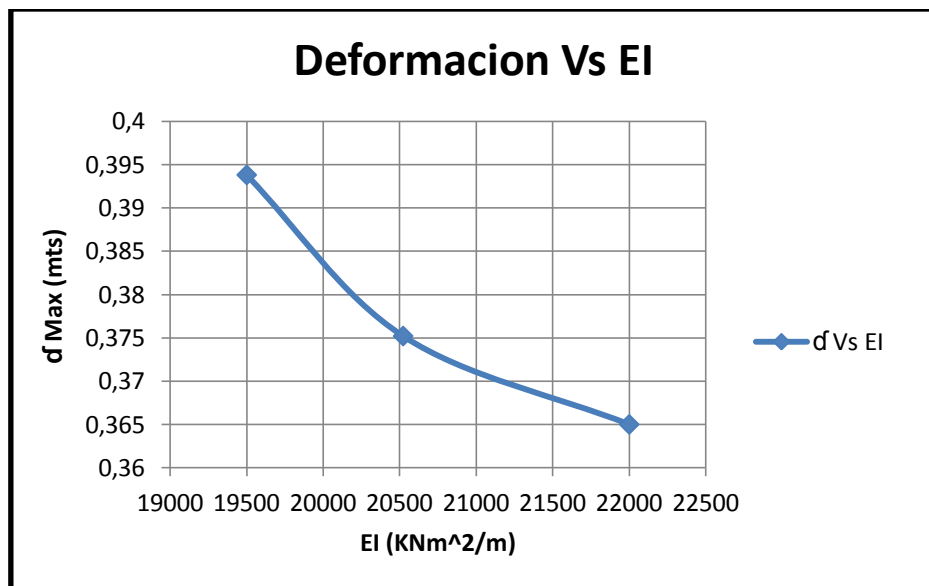
Tabla 8 Parámetros EI VS Deflexión Máxima

Seccion*	I	EI	EA	d Max
AZ 45-700	0,0011	22000	540000	0,365
AZ 41-700	0,0010261	20522	508000	0,3752
AZ 39-700	0,000975	19500	480000	0,3938

*Información de las propiedades físicas de las secciones: obtenidas del catálogo
Arcelormital para Tablestacas

Fuente: Propia

Figura 20. Grafica Deformación Vs EI



Fuente: Propia

Como podemos ver matemáticamente existe una relación inversa más no lineal entre el parámetro EI y la deformación. En si la relación involucra solo la inercia de la tablestaca ya que el parámetro E es constante en el acero.

6.1.3 Deformación Vs E del suelo

El parámetro E (módulo de rigidez del suelo) se puede deducir de acuerdo a una correlación que describe Bowles en su libro *Foundation Analysis and Design*; Éste se obtiene a través de N (número de golpes) que mide la resistencia a la penetración estándar mediante un ensayo SPT de campo.

Para el primer caso se tiene que una arena está clasificada generalmente dentro de un intervalo de golpes: es decir el N varía en un intervalo cerrado $[10 - 30]$ y la correlación es la siguiente

$$E = 500 * (N + 15) \quad \text{Ecuación 6.1}$$

Dentro de las variaciones y análisis que se hizo pudimos deducir que este parámetro no interviene en la deformación de la tablestaca si no en la ruptura del suelo debido a que su aumento o disminución nos significa un comportamiento más dúctil o plástico respectivamente.

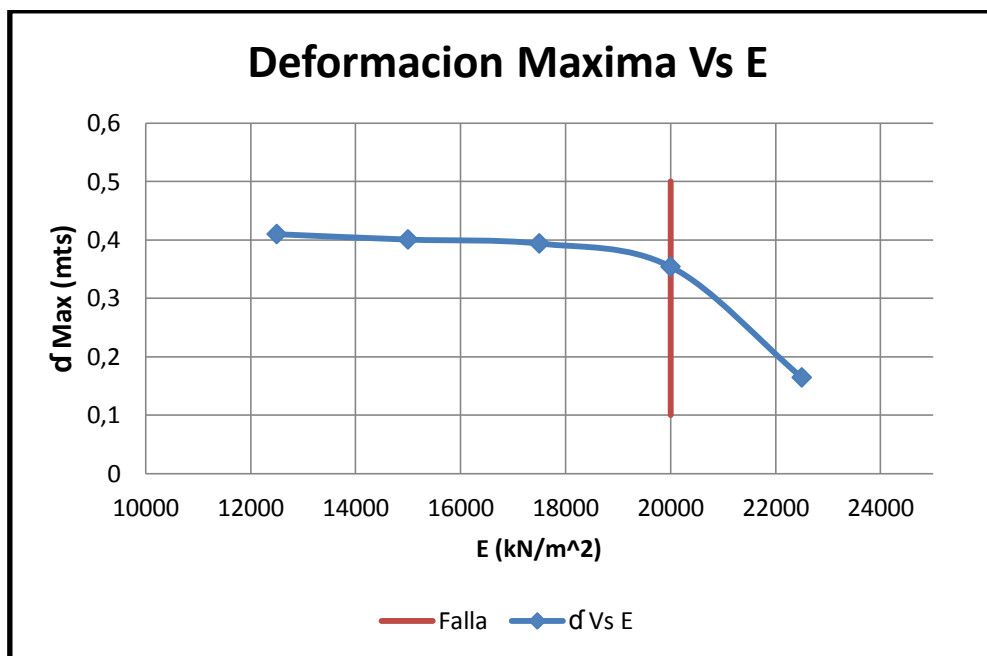
De acuerdo a las simulaciones variando el N y a su vez generando un E teniendo constantes las propiedades de la tablestaca, se generó una gráfica con la tabla 7 que demuestra la afirmación antes planteada

Tabla 9 Rigidez del suelo – Deflexión máxima.

N	E	d Max
10	12500	0,40988
15	15000	0,40066
20	17500	0,39382
25	20000	0,35408
30	22500	0,16431

Fuente: Propia

Figura 21. Gráfica Deformación Máxima Vs E.



Fuente: Propia

Como podemos deducir, la tendencia de la gráfica en los tres primeros puntos se ve una línea casi constante que empieza a declinarse en el punto donde el terreno colapsa; punto que para efectos prácticos no debe tomarse en cuenta, puesto que solo se aceptan los casos donde la tablestaca funciona como sistema de contención y el terreno no colapsa.

Es así como el parámetro E al aumentar nos va a generar una falla dúctil en el terreno ya que va a dejar de ser plástico y no resiste las deformaciones a las que va a ser sometida cuando la presión pasiva deja de actuar en la altura libre de la tablestaca.

6.2 CASO II

6.2.1 Deformación máxima VS Longitud de Empotramiento

Para este caso, la variación de parámetros especiales es decir el estrato donde la tablestaca va a ser empotrada y la presión que ahora ejerce la presencia del nivel freático se han determinado según Braja Das varias relaciones entre los resultados teóricos y los procesos efectivos en cuanto a etapa constructiva del sistema de contención.

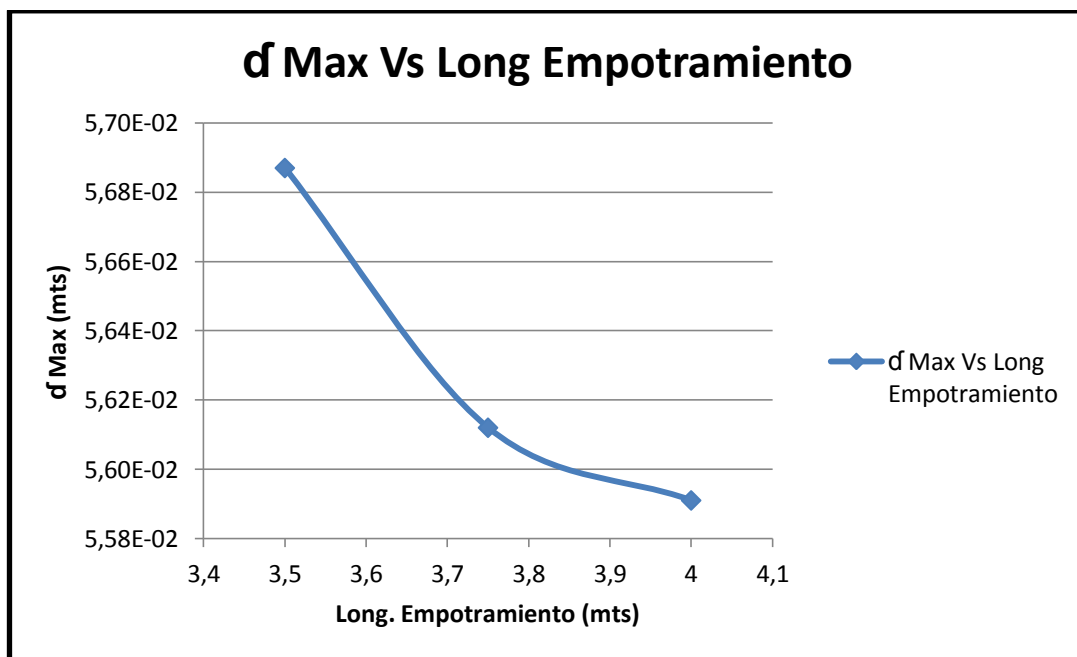
Braja Das en su libro recomienda un factor seguro de 1.5 para tablestacas ancladas en arcillas con presencia del nivel freático, por el método de elementos finitos y en este caso podemos acortar este factor a 1,4 lo que significa un recorte

en la distancia de 25 cm de tablestaca, representativos si se tiene en cuenta la longitud del muro y los costos de la misma.

Esta afirmación la hacemos teniendo en cuenta la variación del parámetro longitud de empotramiento hasta hacerla un proceso seguro que nos arroja una deformación superior en la tablestaca de 5 cm deformación aceptable en campo.

La relación longitud de empotramiento – deformación máxima en la tablestaca se muestra así como lo describimos en el caso anterior una relación casi lineal como se ve en la Figura (22).

Figura 22. Grafica δ Max Vs Long. Empotramiento



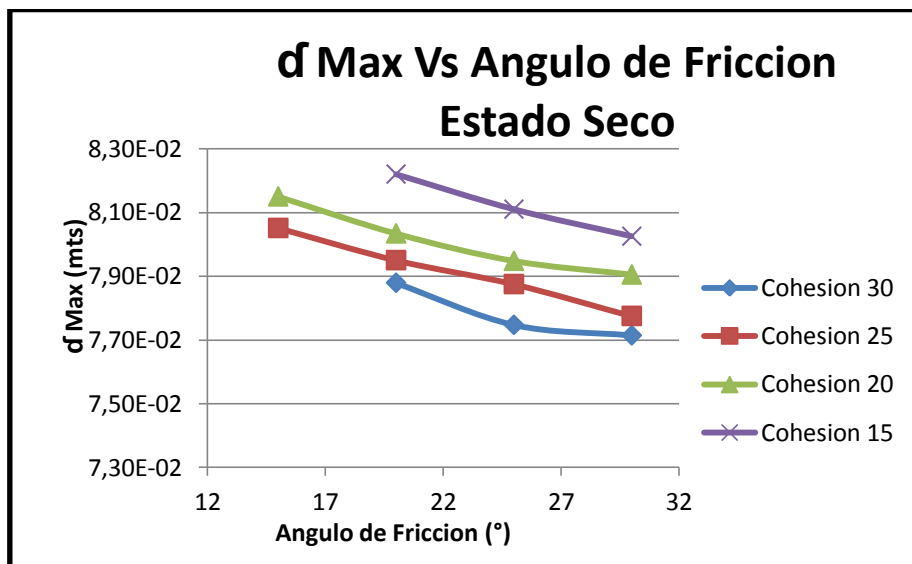
Fuente: Propia

Hay que recordar que el estrato donde esta empotrada la tablestaca es una arcilla de alta compacidad lo que nos da un alto módulo de rigidez que se presenta y esta visto cuando la arcilla está totalmente saturada.

6.3 ANALISIS DE SENSIBILIDAD

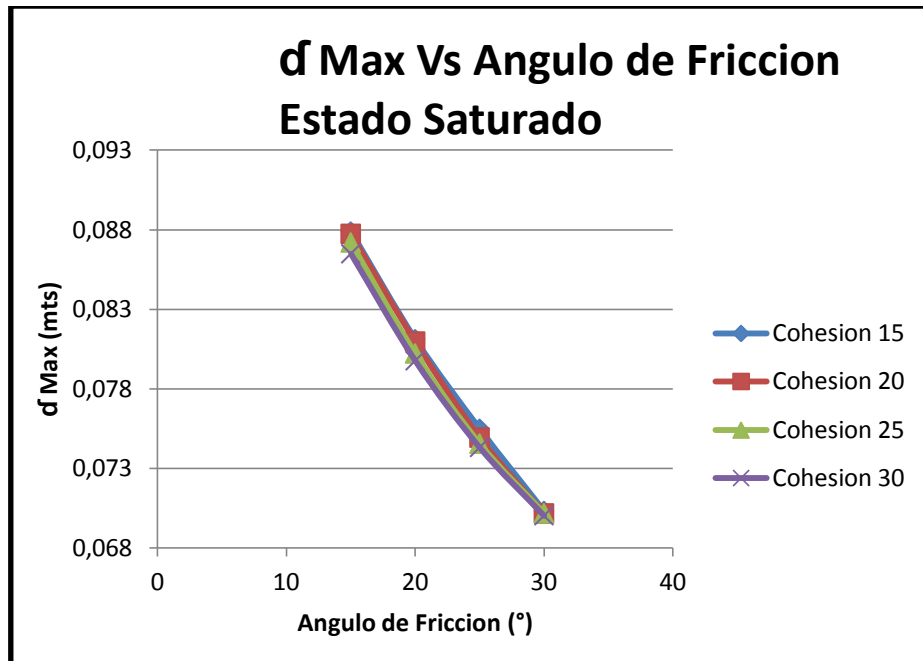
Teniendo los resultados del análisis de sensibilidad se elaboraron las siguientes graficas:

Figura 23. δ Max Vs Angulo de Fricción Estado Seco



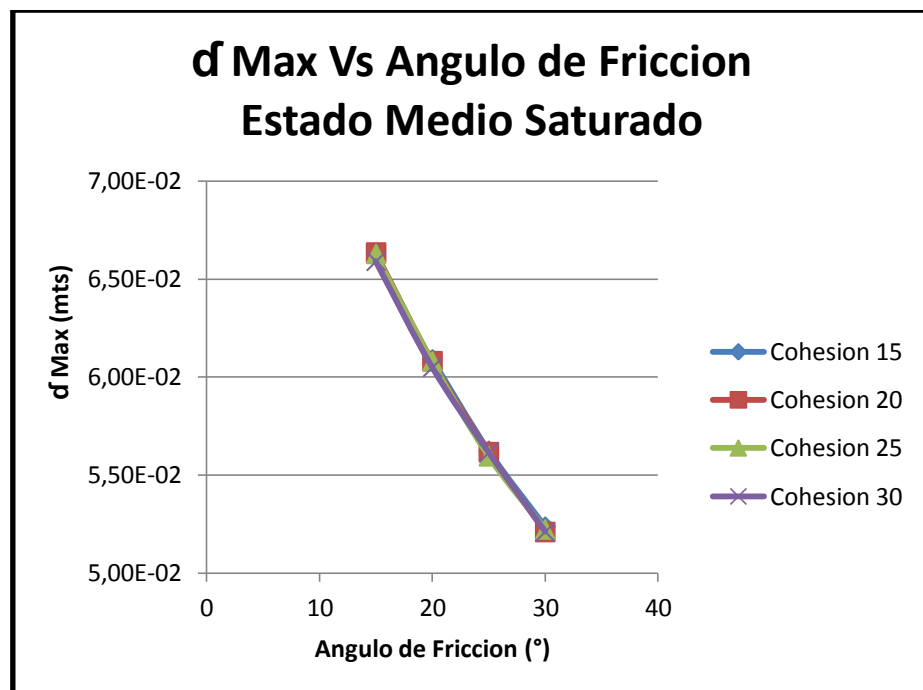
Fuente: Propia

Figura 24. σ Max Vs Angulo de Fricción Estado Saturado



Fuente: Propia

Figura 25. σ Max Vs Angulo de Fricción Estado Medio Saturado



6.3.1 Cohesión

La cohesión es la cualidad por la cual las partículas del terreno se mantienen unidas en virtud de fuerzas internas, que dependen, entre otras cosas del número de puntos de contacto que cada partícula tiene con sus vecinas, es decir entre más finos y entre más plásticos mayor cohesión existente. El estado de plasticidad se alcanza a un mejor detalle cuando los materiales finos se encuentran saturados.

La evaluación del parámetro de cohesión tuvo varias fases dentro de este análisis de sensibilidad que se logró hacer:

a) Relación Cohesión – Angulo de Fricción

Esta relación se evidencio en la tabla 7, de acuerdo a los datos arrojados en cuanto a deflexión (parámetro que escogimos como evaluador), una dependencia lineal del uno con el otro, en pocas palabras a medida de que aumento el ángulo de fricción y mantengo constante la cohesión disminuyo el desplazamiento, lo que me va a generar gráficos con tendencias lineales decrecientes como lo muestra las figuras 23, 24 y 25

b) Cohesión – Nivel Freático

Esta relación aunque marca la diferencia no es muy relevante dentro de los resultados que arroja la deflexión en la tablestaca; En cambio si nos aporta una gran importancia en el estado de falla del suelo, ya que el nivel freático aportara al suelo un estado de plasticidad y no hará que la falla de este sea dúctil.

6.3.2 Angulo de Fricción ϕ

El ángulo de fricción es para hacernos una idea un ángulo que permite que las partículas estén en su posición sin que se deslicen. Este ángulo se volvió un factor muy importante dentro del desplazamiento de la tablestaca y nos asegurara que no se venga abajo el terreno es decir que no falle.

La relación es como se puede observar en las gráficas un tanto lineal, el ángulo de rotura se puede evidenciar clásicamente cuando la pendiente del último tramo aumenta es decir se encuentra alrededor de 15 y 20° y su determinación con exactitud podría ser tema de un trabajo de investigación teniendo en cuenta otras teorías ya que un solo caso da mayores probabilidades de error.

Las relaciones de ángulo de fricción – cohesión en viceversa al anterior numeral es decir si dejamos constante el ángulo y variamos la cohesión nos da para saber que la cohesión no juega un importante papel en los desplazamientos por eso la cercanía de las curvas en los estados saturado y medio saturado si no que por el contrario el ángulo de fricción lo es casi todo.

7. CONCLUSIONES

- El uso de programas de elementos finitos nos exige conocer una serie de patrones del suelo que van a trabajar claramente según los resultados: unos en la estabilidad y otros en la deformación de la tablestaca. La ampliación del conocimiento de los parámetros en comparación con las metodologías clásicas lo hace un proceso más complejo sin poner en duda la fiabilidad que el primero ofrece con el segundo respectivamente, ya que el uso de este nos podrá describir procesos de relación estructura- suelo y una compatibilidad de deformaciones teniendo en cuenta las propiedades físicas de cada uno
- La deformación máxima de una tablestaca, es un parámetro controlable en campo bajo la supervisión continua en deflectómetros; se escogió como parámetro evaluador de toda modelación ya que nos brinda una idea real de lo que va a suceder con la tablestaca y así mismo podremos darle un control de calidad al muro de contención, Su comportamiento con cada parámetro evaluado es una curva decreciente por lo tanto para disminuir la deflexión podríamos aumentar los parámetros: en práctica solo podremos aumentar la longitud de empotramiento o el módulo de sección teniendo en cuenta el balance económico del uno respecto al otro.

- Las metodologías clásicas se convierten en un paso rápido y casi efectivo para dar solución al diseño de sistemas de contención; En esta caso tablestacas en voladizo, habrá que tener en cuenta unos factores que amplifiquen la distancia de empotramiento en escenarios muy típicos dentro de la geología local: para tablestacas ancladas en arenas dentro de un suelo homogéneo podemos definir un factor de 1,1 a 1,3 y para tablestacas ancladas en arcillas con un material arenoso encima y un nivel freático medio se puede decir que el factor varía entre 1,3 y 1,5 dependiendo de las exigencias del lugar y de otras variables que en un proyecto son importantes como los costos.
- La rigidez del suelo es un parámetro que dentro del cálculo de elementos finitos trabajara en si en el estado de tensión- deformación del suelo lo que traducido a resultados tangibles se nos convierte en la garantía del que suelo no colapse puesto que este parámetro manda el modo de falla: si aumenta, el suelo será más dúctil, si disminuye el comportamiento del suelo será más plástico. Es así que para deformaciones en la tablestaca este parámetro no interviene pero su valor será decisivo en la longitud efectiva de empotramiento
- La cohesión es un parámetro resistente que generalmente no se tiene en cuenta dentro de cálculos geotécnicos, ya que esta como se describió en los capítulos anteriores, depende de la cantidad de partículas en contacto, lo que hace difícil asegurar su valor en el tiempo porque para definirla habrá que tener en cuenta otros aspectos del suelo como su estado de saturación. Sin embargo este parámetro nos da una seguridad adicional, afirmación que comprobamos al mirar los casos I y II donde las deflexiones en la tablestaca son menores la una a la otra; no considerarla nos daría un poco más de fiabilidad es decir un factor de seguridad, pero hacerlo erróneamente podría tener graves consecuencias.

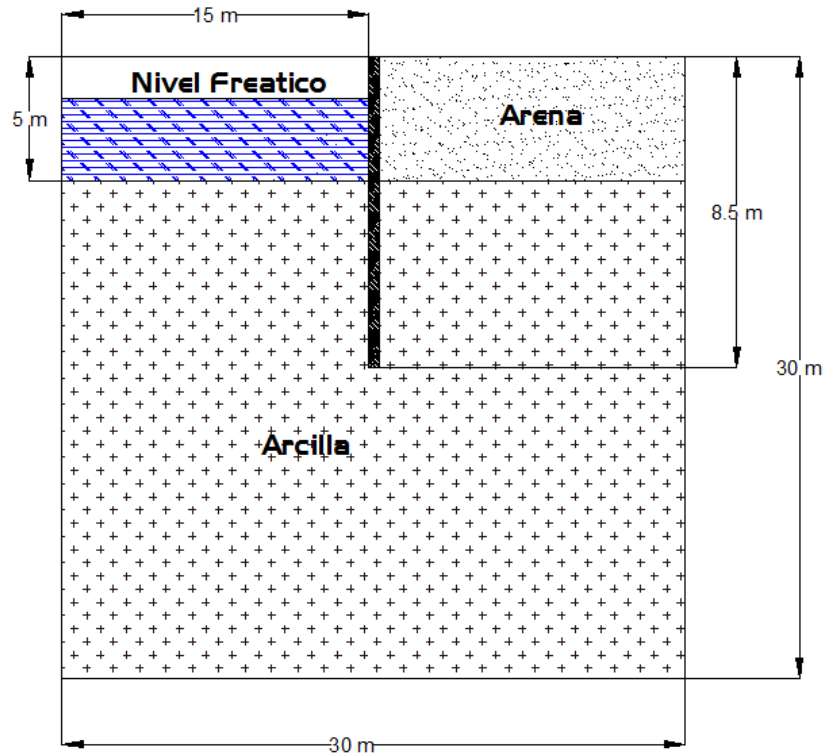
- En un suelo homogéneo donde se presente el nivel freático y se aplique el sistema de contención de tablestacas podrá ignorarse la cohesión ya que las gráficas 23, 24 y 25 demostraron que su efecto no es contundente en las deflexiones de la tablestaca lo que nos da para afirmar entonces que este parámetro actúa dentro del equilibrio de fuerzas del suelo.
- La inercia brinda un parámetro importante a la tablestaca y da su resistencia a la flexión, utilizar mayor área en el eje de flexión significara entonces una mayor inercia en estas secciones lo que también nos garantizara seguridad a la hora la construcción del sistema de contención. Es este tal vez un parámetro de mayor atención para que el suelo no colapse y para que la contención funcione de acuerdo a los requerimientos.
- El ángulo de fricción juega en el suelo el factor más importante: ruptura y deflexiones harán caso a su valor numérico, es por eso que conocer su valor exacto hará el diseño eficiente y seguro. Este parámetro mantiene relaciones lineales con la cohesión y la deflexión en la tablestaca, de la primera se podría despreciar un ángulo menor de 15 para cohesiones altas y en la segunda se puede decir que disminuyen significativamente como lo demostraron los resultados.
- Un Angulo de rotura menos de 20° nos hará plantear este sistema de contención o la ayuda de otros sistemas constructivos como las tablestacas con anclajes; como se dijo con anterioridad este parámetro es el más influyente ya que permite que la estructura no deslice con respecto al suelo y nos garantiza distancias de empotramiento cortas y deflexiones mínimas. Es por eso que el tablestacado se recomienda en suelos arenosos donde el ángulo de fricción está por encima de los 25°
- Por último y aunque no fue objeto de estudio, se siguió la construcción de un tablestacado en la avenida Quebrada seca con Cra 27 y allí en la etapa constructiva le colocaron unos rigidizadores horizontales cada 2,5 metros al tablestacado, estos según el concepto del diseño darán más rigidez a la flexión y aportaran al tablestacado la seguridad de funcionar como un elemento continuo transfiriendo los esfuerzos al suelo

8. BIBLIOGRAFIA

- Agustín Cuadrado Cabello. (2010) Universitat Politècnica de Catalunya *“Análisis tenso-deformacional en rotura y Condiciones de seguridad de pantallas en Voladizo y ancladas. Comparación con Métodos clásico*
- ARCELORMITTAL. Piling handbook. Luxemburgo: 8th Edition, 2008.
- BOWLES, J. E. *Foundation Analysis and Design*. New York: McGraw-Hill, 5th Edition, 2002.
- DAS, BRAJA .Principio de ingeniería de cimentaciones. Thompson Learning.
- Diego Fernando Ayala. (2000) Uniandes. *“Proyecto de grado Diseño de tablaestacas según el Eurocode 7, las Normas Din 4085 – 100 y las antiguas Normas EAB”*
- PLAXIS. General Information
- PLAXIS. Reference Manual
- PLAXIS. Tutorial Manual

9. ANEXOS

Anexo A Ejemplo de Calculo de Una tablestaca empotrada en un estrato de arcilla y con un estrato de arena encima



ESTRATO ARENA

$$\gamma = 16 \frac{KN}{m^3} \quad \phi' = 30^\circ \quad C = 0 \quad \gamma' = 19 \frac{KN}{m^3}$$

ESTRATO ARCILLA

$$C = 45 \quad \phi' = 0^\circ$$

De acuerdo al procedimiento paso a paso descrito en el capítulo 3.

Paso 1

$$K_a = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi'}{2} \right) = \tan^2 \left(45 - \frac{30}{2} \right) = 0.333$$

Paso 2

$$\sigma'_1 = \gamma l_1 K_a = 16 * 2 * 0.333 = 10.656 \frac{KN}{m^3}$$

$$\sigma'_2 = (\gamma l_1 + \gamma' l_2) K_a$$

$$\sigma'_2 = [16 * 2 + (19 - 9.81)] * 3 = 19.83 \frac{KN}{m^3}$$

Paso 3

$$P_1 = \frac{1}{2} \sigma'_1 l_1 + \frac{1}{2} \sigma'_1 l_2 + \frac{1}{2} (\sigma'_2 - \sigma'_1) l_2$$

$$P_1 = \frac{1}{2} (10.656 * 2) + \frac{1}{2} (10.656 * 3) + \frac{1}{2} (19.83 - 10.656) * 3$$

$$P_1 = 56.387 \frac{KN}{m}$$

$$\bar{z}_1 = \frac{1}{56.387} \left[10.656 * \left(3 + \frac{2}{3} \right) + 31.97 \left(\frac{3}{2} \right) + 13.761 \left(\frac{3}{3} \right) \right]$$

$$\bar{z}_1 = 1.1787 \text{ m}$$

Paso 4

$$D^2[4c - (\gamma l_1 + \gamma' l_2)] - 2DP_1 - \frac{P_1 (P_1 + 12c \bar{z}_1)}{(\gamma l_1 + \gamma' l_2) + 2c} = 0$$

Reemplazando

$$D^2[4 * 45 - (2 * 16 + (19 - 9.81) * 3)] - 2D * 56.387 - \frac{56.387 (56.387 + 12 * 45 * 1.787)}{[(16 * 2) + (19 - 9.81) * 3] + (2 * 45)} = 0$$

$$120.43 D^2 - 112.774 D - 385.044 = 0$$

$$D = 2.473 \text{ m}$$

PASO 5

$$l_4 = \frac{D[4c - (\gamma l_1 + \gamma' l_2)] - P_1}{4c}$$

$$4c - (\gamma l_1 + \gamma' l_2) = 4 * 45 - [(16 * 2) + (19 - 9.81) * 3]$$

$$4c - (\gamma l_1 + \gamma' l_2) = 180 - 59.57 = 120.43 \frac{KN}{m^2}$$

$$l_4 = \frac{(2.473 * 120.43) - 56.387}{(4 * 45)} = 1.34 \text{ m}$$

Paso 6

$$\sigma_6 = 4c - (\gamma l_1 + \gamma' l_2) = 120.43 \frac{KN}{m^2}$$

$$\sigma_7 = 4c + (\gamma l_1 + \gamma' l_2) = 239.57 \frac{KN}{m^2}$$

Paso 7

Calculo del momento máximo

$$z' = \frac{P_1}{\sigma_6} = \frac{56.387}{120.43} \cong 0.46 \text{ m}$$

$$M_{max} = P_1(z' + \bar{z}_1) - \frac{\sigma_6 * z'^2}{2}$$

$$M_{max} = 56.387 (0.46 + 1.787) - \frac{120.43 * (0.46)^2}{2}$$

$$M_{max} = 113.96 \frac{KN - m}{m}$$

El módulo de sección mínimo requerido

$$S = \frac{M_{max}}{\sigma_{adm}} = \frac{113.96}{172.5 \times 10^3} = 0.6 \times 10^{-3}$$