



UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL
FACULTAD DE INGENIERÍA
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

TRABAJO DE GRADO

PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE:

INGENIERO CIVIL

TEMA:

Análisis comparativo de tablestacados con distintas condiciones de borde, parámetros de suelos, solicitaciones de carga y propiedades mecánicas, con la finalidad de determinar la longitud de diseño del tablestacado.

REALIZADO POR:

RAFAEL SAN MARTIN VELEZ

DIRECTOR:

ING. JAIME ARGUDO RODRIGUEZ

GUAYAQUIL - ECUADOR

2011

TRABAJO DE GRADO

TEMA:

Análisis comparativo de tablestacados con distintas condiciones de borde, parámetros de suelos, solicitaciones de carga y propiedades mecánicas, con la finalidad de determinar la longitud de diseño del tablestacado.

Presentado a la Facultad de Ingeniería, Carrera de Ingeniería Civil de la Universidad Católica de Santiago de Guayaquil

REALIZADO POR:

RAFAEL SAN MARTIN VELEZ

Para dar cumplimiento con uno de los requisitos para optar por el título de:

INGENIERO CIVIL

Tribunal de sustentación:

ING. JAIME ARGUDO RODRIGUEZ
DIRECTOR DEL TRABAJO

ING. OSWALDO RIPALDA NUQUEZ
PROFESOR INVITADO

ING. WALTER MERA
DECANO DE LA FACULTAD

ING. LILIA VALAREZO
DIRECTORA DE LA CARRERA

Dedicatoria

A mis padres, Héctor y Berenice quienes me inculcaron desde pequeño a fijarme y conseguir mis metas para en un futuro lograr mis objetivos deseados. Mi triunfo es de ustedes.

Papi, Mami, muchas gracias porque nunca dudaron que lograría llegar a este triunfo, siempre me motivaron y mi promesa se ha cumplido.

A mi Dios, a quien siempre me inculcaste madre, tenerlo presente todos los días de mi vida, a través de su hijo Jesucristo.

Agradecimiento

Hay muchas personas a las que tengo imperecedero agradecimiento por el apoyo, el cariño, amistad, compañía con que me distinguieron siempre en el lapso de mis estudios.

A mi papá, que nunca dudo que lo conseguiría; siempre recibí de usted, todo el apoyo sin ninguna objeción. Hoy comparto con usted este triunfo. Gracias por ser mi papa, por creer siempre en mí y quiero que sepa que siempre ocupará un lugar muy especial en mi corazón.

A mi Mama, gracias por ser mi madre, por estar a mi lado, te quiero mucho; nunca olvidaré tus preocupaciones, tus bendiciones, tu esfuerzo, tus llamadas diarias pendientes de mí.

A mi tía Ana, quien siempre me brindó su apoyo y cariño, su estímulo y paciencia; su compañía y atención.

A mi Director de trabajo de grado, el Ing. Jaime Argudo quien supo guiarme en todo momento y brindarme todo su apoyo y de alguna manera forma parte de lo que ahora soy.

INDICE

ANTECEDENTES.....	4
OBJETIVOS	9
ALCANCE.....	9
METODOLOGÍA	10
Capítulo 1	11
PRESION LATERAL DE TIERRA	12
1.1 Introducción.	12
1.2 Presión lateral de tierra en reposo	13
1.3 Presión activa de tierra de Rankine	14
1.3.1 Presión Activa de tierra de Coulomb	16
1.4 Presión pasiva de tierra de Rankine	17
Capítulo 2.....	19
2 TABLETADOS	20
2.1 Tablestacas en voladizo.....	20
2.2 Tablestacas en voladizo en suelos arenosos.	22
2.2.1 Momento flector máximo sobre la tablestaca.....	25
2.3 Tablestacas en voladizo en suelos arcillosos.....	27
2.3.1 Momento flector máximo sobre la tablestaca.....	30
2.4 Cálculo de las deformaciones en la cresta de tablestaca.	31
Capítulo 3.....	33
3 TABLETCAS CON ANCLAJES	34
3.1 Generalidades.....	34
3.2 Método de apoyo libre para tablestacas en suelo arenoso.....	35
3.3 Método de apoyo libre para tablestacas en suelo arcilloso.....	39
3.4 Método de apoyo perfectamente empotrado con anclaje.	41
3.5 Método de apoyo semiempotrado.	43
3.6 Método de apoyo semiempotrado en suelos arenosos.....	44
3.7 Método de apoyo semiempotrado en suelos arcillosos.	48
Capítulo 4.....	52
4 RESULTADOS OBTENIDOS	53
4.1 Generalidades.....	53
4.2 Ábacos para tablestacados en voladizo en suelos arenosos.....	53

4.2.1 Ábacos de longitudes de empotramiento.....	53
4.2.2 Ábacos de deformaciones en la cresta de la tablestaca	55
4.3 Ábacos para tablestacados con anclajes (Perfectamente empotrados) en suelos arenosos.	58
4.3.1 Ábacos de longitudes de empotramiento perfecto.....	58
4.3.2 Ábacos de deformaciones en un punto intermedio de la tablestaca.	59
4.4 Ábacos para tablestacados con anclajes (Semiempotrados) en suelos arenosos.	62
4.4.1 Longitudes de empotramiento	62
4.4.2 Ábacos de deformaciones en un punto intermedio de la tablestaca.	64
4.5 Ábacos para tablestacados con anclajes (Articulados) en suelos arenosos.	67
4.5.1 Ábacos de longitudes de empotramiento.....	67
4.5.2 Ábacos de deformaciones en un punto intermedio de la tablestaca.	69
4.6 Ábacos para tablestacados en voladizo en suelo arcilloso	72
4.6.1 Ábacos de longitudes de empotramiento.....	72
4.6.2 Ábacos de deformaciones en la cresta de la tablestaca.	74
4.7 Ábacos para tablestacados con anclajes (Perfectamente empotrados) en suelos arcillosos.....	76
4.7.1 Longitudes de empotramiento	76
4.7.2 Ábacos de deformaciones en un punto intermedio de la tablestaca.	77
4.8 Ábacos para tablestacados con anclajes (Semiempotrados) en suelos arcillosos.....	79
4.8.1 Longitudes de empotramiento	79
4.8.2 Ábacos de deformaciones en un punto intermedio de la tablestaca.	81
.....	83
4.9 Ábacos para tablestacados con anclajes (Articulados) en suelos arcillosos.....	83
4.9.1 Longitudes de empotramiento	83
.....	84
4.9.2 Ábacos de deformaciones en un punto intermedio de la tablestaca.	85
.....	87
4.10 Ábacos de diseños de deformaciones máximas en un punto intermedio de la tablestaca, para varios tipos de tablestacados con anclajes (Articulados, semiempotrados y perfectamente empotrados) en suelos arenosos para factores de seguridad (1.0-1.5-2.0) ..	87
4.11 Ábacos de diseños de deformaciones máximas en un punto intermedio de la tablestaca, para varios tipos de tablestacados con anclajes (Articulados, semiempotrados y perfectamente empotrados) en suelos arcillosos para factores de seguridad (1.0-1.5-2.0)..	89
Capítulo 5	92
Conclusiones.....	93

Capítulo 6	94
Recomendaciones	95

TRABAJO DE GRADO

PROPUESTA

ALUMNO: RAFAEL SAN MARTIN VELEZ

DIRECTOR DE TRABAJO DE GRADO: DR. JAIME ARGUDO

PROFESORES INVITADOS: Ing. Oswaldo Ripalda

NOMBRE DE TRABAJO DE GRADO:

Análisis comparativo de tablestacados con distintas condiciones de borde, parámetros de suelos, solicitaciones de carga y propiedades mecánicas, con la finalidad de determinar la longitud de diseño del tablestacado.

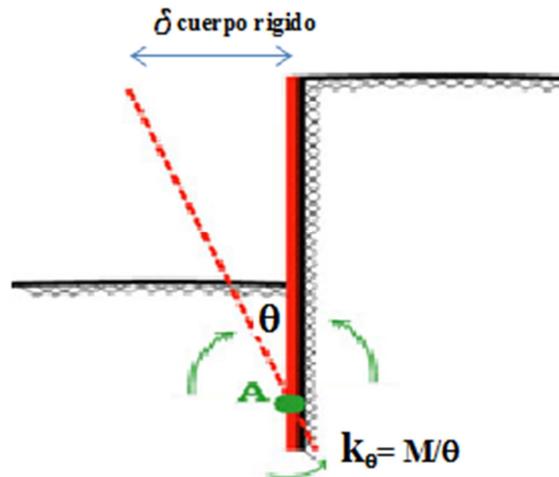
ANTECEDENTES

Los tablestacados anclados o con tensores, son un tipo particular de estructura de retención de suelos generalmente en fronteras con agua y presentan particularidades que ameritan un análisis especial. La profundidad de empotramiento de la pantalla y la rigidez relativa entre el terreno y la pantalla tienen influencia sobre la magnitud y la distribución de los empujes de tierras, por lo que es fundamental contar con una formulación aproximada que permita evaluar los esfuerzos característicos de la estructura y los esfuerzos del sistema de anclajes para una determinada profundidad de empotramiento de diseño.

Existen dos opciones preferenciales para tablestacados: pantalla "libre", donde el único sostén de la misma estará dado por el empotramiento que ésta tenga dentro del suelo, o "anclada" mediante la colocación de tensores de anclaje (cuyo dimensionamiento y distribución dependerá de los parámetros de cada proyecto).

CASO A - Pantalla Libre o en Voladizo

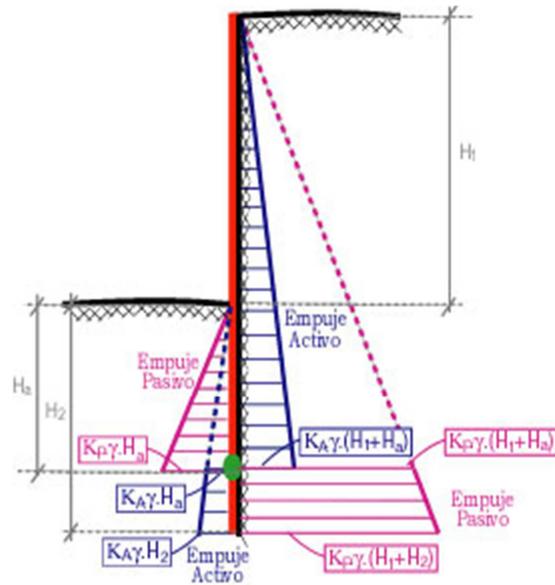
En este caso, el único sostén de la pantalla lo conforma su empotramiento en el suelo. Aquí se hace especialmente importante la longitud de dicho empotramiento.

**DEFORMACIÓN DE CUERPO RÍGIDO**

Para fines del cálculo, en este caso se supone que la deformación de la pantalla consiste de la suma de las deformaciones de cuerpo rígido y las de flexión de la tablestaca en cantiléver. La deformación de cuerpo rígido se produce con el giro de la tablestaca alrededor del punto de semi-empotramiento "A", donde se idealiza que actúa un resorte de rigidez rotacional K_0 , cuya ubicación y rigidez depende de las características del suelo y otros parámetros como los niveles de agua a ambos lados de la estructura.

Las deformaciones de cuerpo rígido no introducen fuerzas internas en la estructura, pero pueden incrementar significativamente la deformación total de la pantalla hasta crear problemas de estabilidad si el empotramiento es flexible. En el caso de que $k_0 \rightarrow \infty$, las deformaciones de cuerpo rígido son nulas y la deformación de la pantalla es función solo de las cargas aplicadas.

$$\delta_{total} = \delta (cargas, fuerzas internas) + \delta (cuerpo rígido, función de k_0)$$



SOLICITACIONES

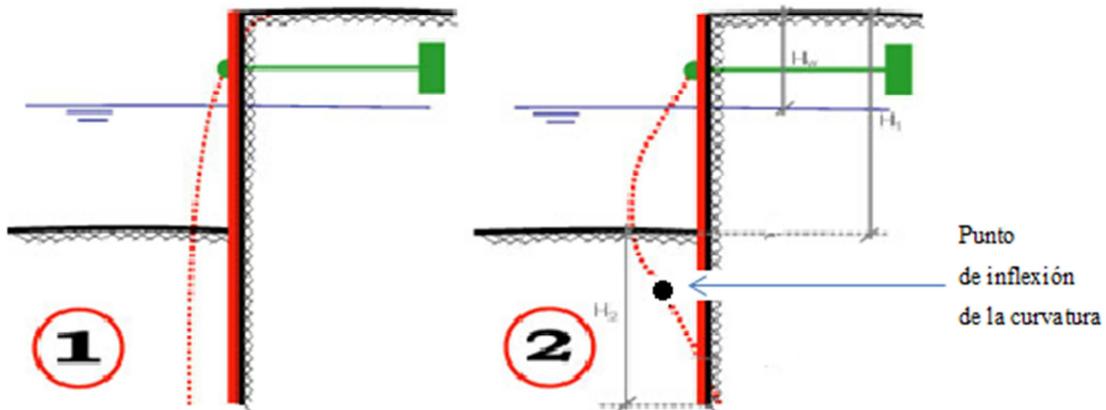
Dado el movimiento producido por la pantalla, se generarán zonas de empujes activos y pasivos. Se verificará mediante el cálculo que la profundidad de empotramiento sea suficiente como para permitir el equilibrio de fuerzas y momentos respecto del punto "A" (asegurando así la estabilidad de la estructura). La condición más rígida y segura de este tipo de tablestacado se logra cuando la profundidad de empotramiento es tal que la rigidez K_0 por ser muy grande puede ser idealizada como infinita y las deformaciones de cuerpo rígido son despreciables.

$$\delta_{total} = \delta (cargas\ externas)$$

Esta es una condición indispensable para lograr equilibrio en una pantalla en cantiléver pero no lo es para una pantalla anclada.

CASO B - Pantalla Anclada

Aquí la pantalla, además de que esta sostenida por su enterramiento en el suelo, también está sujeta por un tensor cerca de su cresta o extremo superior.



DEFORMACIONES

Cuando la longitud del empotramiento no es suficiente como para producir una rigidez de empotramiento K_θ significativa o si ésta es nula (condición articulada de la base de la tablestaca), se obtiene la profundidad de empotramiento mínimo para mantener equilibrio a expensas de una gran deformabilidad de la tablestaca ($K_\theta=0$).

Otros estados de esfuerzos donde la tablestaca actúa semiempotrada en el suelo con $K_\theta > 0$ o perfectamente empotrada $k_\theta = \infty$ requieren de profundidades de empotramiento mayor pero las convierte en tablestacas menos deformables y de mejor desempeño sísmico son:

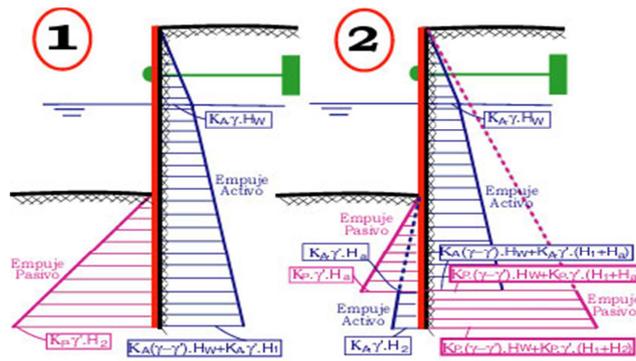
Caso 1 (Tablestaca Articulada en la base $K=0$)

Cuando la rigidez del suelo es baja o la longitud de enterramiento es pequeña, se produce una deformación que aumenta gradualmente con la profundidad, encontrando su punto máximo en el final de la pantalla.

En este caso, todo el desplazamiento de la tablestaca tendrá lugar con curvatura única hacia el interior, generándose empujes activos detrás de la pantalla y pasivos por delante (en la zona de excavación), tal como puede verse en la figura correspondiente.

Caso 2 (Tablestaca Articulada en la base $K > 0$)

Cuando la longitud de enterramiento es suficiente o la rigidez del suelo es buena, como para brindar un punto de inflexión en la deformada del tablestacado en la zona de empotre (momento flector es nulo), en este caso, la deformación máxima estará en algún punto entre el anclaje y el extremo semi-empotrado, dando lugar a la formación de una deformada con doble curvatura.



SOLICITACIONES

Aquí, el desplazamiento tiene lugar hacia la zona de adelante de la tablestaca, salvo en una pequeña faja del semiempotramiento, donde la curvatura se invierte. La configuración de empujes será, entonces igual al caso de una tablestaca articulada por encima del punto de inflexión de la tablestaca y se habrá revertido por debajo del punto de inflexión, tal como puede verse en la figura.

Cuando la rigidez del empotramiento K_0 puede idealizarse como infinita, este caso produce un giro despreciable en el extremo inferior del tablestacado.

Los tablestacados anclados son un tipo particular de estructura de retención de suelos generalmente en fronteras con agua y presentan particularidades que ameritan un análisis especial. La profundidad de empotramiento de la pantalla y la rigidez relativa entre el terreno y la pantalla tienen influencia sobre la magnitud y la distribución de los empujes de tierras en la hipótesis de equilibrio límite, por lo que es fundamental contar con una formulación matemática que permita calcular los esfuerzos característicos de la estructura y los esfuerzos del sistema de anclaje para una determinada profundidad de empotramiento de diseño a ser determinada.

Las tablestacas articuladas producen empotramiento mínimo, lo que se traduce en economía en la pantalla pero requiere de fuerzas máximas en los tensores y son muchas más deformables lo que las hace más apropiadas para estructuras de retención de uso temporal (tablestacas para excavaciones de sótano etc.).

Las tablestacas con tensor semiempotradas o perfectamente empotradas , ofrecen mejor desempeño sísmico y son ideales para estructuras de retención permanentes como tablestacados portuarios.

Un planteo basado en el equilibrio límite entre las acciones activas y las reacciones pasivas del terreno, estableciendo la distribución de las mismas para tablestacados flexibles y rígidos y calculando sobre la base de éstas, esfuerzos característicos y deformaciones del tablestacado.

OBJETIVOS

- Hacer análisis técnicos y económicos comparativos sobre las opciones de uso de tablestacas con pantalla libre vs tablestacas con pantalla anclada y entre tablestacas ancladas articuladas, semi-empotradas y perfectamente empotradas.
- Producir ábacos de diseño para determinar la longitud de diseño de las tablestacas libres y ancladas, momentos máximos en la tablestaca y deformaciones a la cresta de la tablestaca.

ALCANCE

- Determinar ventajas técnicas del tipo de tablestacado como una función de los parámetros del suelo, condiciones de carga, condiciones de borde, propiedades mecánicas del tablestacado, rigidez del tablestacado y deformaciones del tablestacado

- Determinar la relación entre la rigidez del empotramiento y la deformación total en la parte superior del tablestacado.
- Determinar la longitud más conveniente para un tablestacado como función de las rigideces rotacionales del suelo, la rigidez de un tensor y el desplazamiento máximo permisible a la cresta de la tablestaca.

METODOLOGÍA

Se estudiara como analizar y diseñar tablestacados por métodos convencionales, definiendo caracterizaciones y parámetros de suelos, condiciones de borde, etc.

Se elaboraran hojas electrónicas en Excel para fines de sistematizar los análisis y ábacos para diseño. Se elaboraran hojas electrónicas para tablestacas hincadas en suelos arenosos y arcillosos. Se incluirán diagramas de cuerpo libre de tablestacados para el análisis de presiones, así como cálculos de momentos máximos y módulos de secciones necesarios para el diseño de las mismas.

Capítulo 1

Presión lateral de tierra

PRESION LATERAL DE TIERRA

1.1 Introducción.

Los taludes verticales o casi verticales de suelo son soportados por muros de retención, tablestacas en voladizo vertical, ataguías de tablestacas, cortes apuntalados y otras estructuras similares. El adecuado diseño de estas estructuras requiere la estimación de la presión lateral de tierra, que es una función de varios factores, tales como: (a) el tipo y magnitud de movimientos de los muros, (b) los parámetros de resistencia al cortante del suelo, (c) el peso específico del suelo y (d) las condiciones de drenaje en el relleno.

La figura 1.1 muestra un muro de retención de altura H . Para tipos similares de relleno:

a.- El muro está restringido contra movimiento (1.1a). La presión lateral de tierra sobre el muro a cualquier profundidad se llama *presión de tierra en reposo*.

b.- El muro se inclina respecto al suelo retenido (1.1b). Con suficiente inclinación del muro, fallara una cuña triangular de suelo detrás del muro. La presión lateral para esta condición se llama *presión activa de tierra*.

c.- El muro es empujado hacia el suelo retenido (1.1c). con suficiente movimiento del muro, fallara una cuña del suelo. La presión lateral para esta condición se llama *presión pasiva de tierra*

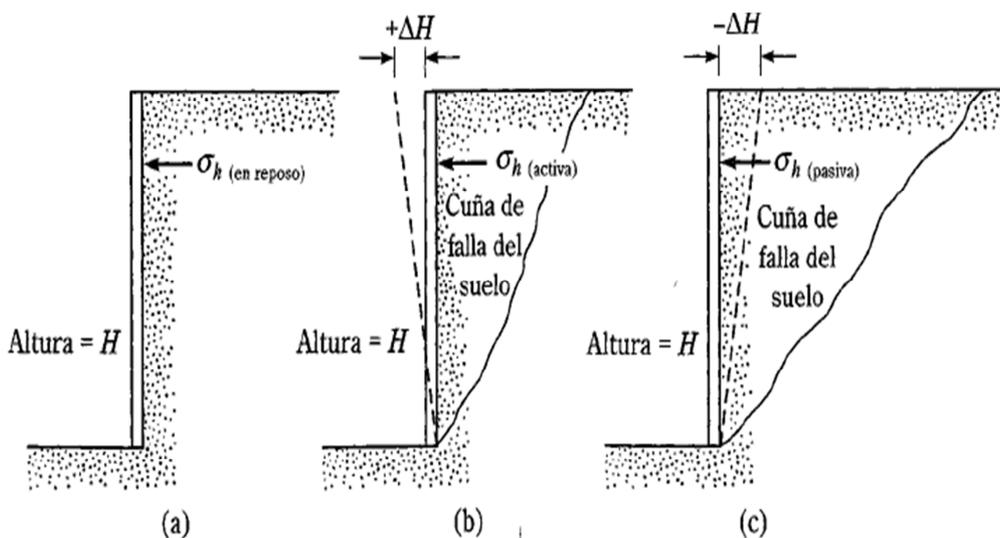


Figura 1.1 Naturaleza de la presión lateral de tierra sobre un muro de retención

(Brajá M. Das)

La figura 1.2 muestra la variación de la presión lateral (σ_h) a cierta profundidad con la magnitud del movimiento de este.

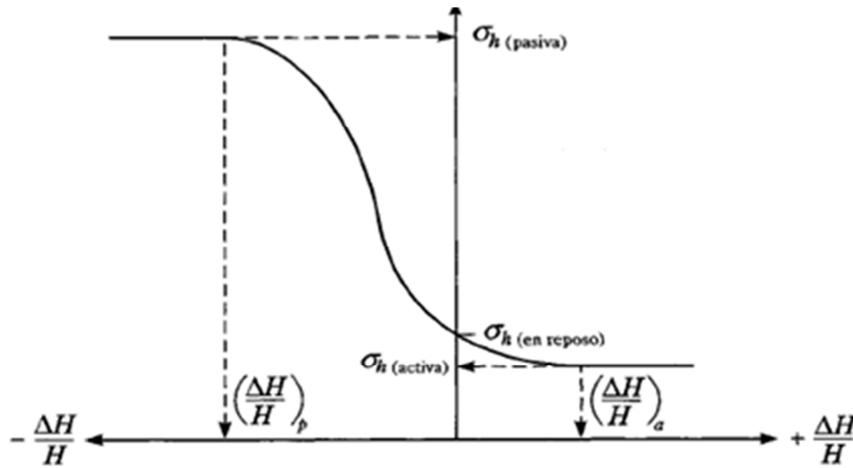


FIGURA 1.2 Naturaleza de la presión lateral de tierra a una cierta profundidad.

(Braja M. Das)

Más adelante se analizarán varias relaciones para determinar las presiones en reposo, activas y pasivas sobre un muro de retención.

1.2 Presión lateral de tierra en reposo.

La presión en reposo es la presión horizontal de la tierra actuando en una estructura rígida. En teoría una estructura rígida es aquella que no experimenta ningún movimiento de flexión significativo. Una estructura infinitamente rígida es aquella que no se desplaza ni rota. Una estructura flexible puede desplazarse y rotar lo suficiente para movilizar grandes empujes pasivos de resistencia, lo que la hace muy interesante desde el punto de vista económico, pero muy deformable y más susceptible a volteo por fallamiento del suelo. Supongamos que una estructura se construye de modo que no se producen deformaciones laterales en el terreno; por lo tanto, los esfuerzos laterales en el suelo son los mismos que en su estado natural o estado no perturbado. Es usual asumir en este caso, situaciones donde es necesario reducir al mínimo las deformaciones verticales y horizontales de los suelos cubiertos (por ejemplo, cuando hay una estructura de soporte lateral en la excavación de un pozo de profundidades por debajo de la base, donde sobre suelos adyacentes hayan estructuras sensibles a deformaciones del terreno no uniformes, etc.) o cuando la estructura tiene condiciones de borde o una

configuración extremadamente rígida que no permite la deformación en la dirección de la carga necesaria para movilizar la presión activa de la tierra. Esto sucede en muros de los sistemas de las edificaciones que funcionan en forma de caja rígida.

Si el muro está en reposo y no se permite que se mueva respecto a la masa de suelo (es decir deformación horizontal nula) la presión lateral a una profundidad z es:

$$\sigma_h = K_0 \sigma_v' + u$$

donde u = presión de poro del agua

K_0 = coeficiente de presión de tierra en reposo

Para un suelo normalmente consolidado, la relación empírica aproximada para K_0 (Jaky, 1944) es:

$$K_0 \approx 1 - \text{sen } \phi$$

Para arcillas normalmente consolidadas, el coeficiente de presión de tierra en reposo (Brooker y Ireland 1965) es:

$$K_0 \approx 0.95 - \text{sen } \phi$$

Duncan (1990), para suelos granulares (1990) recomendó usar $K_0 = 0.45$ si el suelo contenido es compactado y $k_0 = 0.55$ si no lo es.

Si el suelo es homogéneo K_0 se mantiene constante y el esfuerzo efectivo (σ_v') varía linealmente con la profundidad

1.3 Presión activa de tierra de Rankine

La condición de la presión lateral de tierra descrita en la sección 1.2 corresponde a muros que no se deforman. Sin embargo, si un muro tiende a moverse alejándose del suelo una distancia Δx , como muestra la figura 1.3a, la presión del suelo sobre el muro a cualquier profundidad decrecerá. Para un muro sin deformación, el esfuerzo horizontal

(σ_h), a una profundidad z será igual a $\sigma_h = k_0 \gamma z$. Sin embargo, con $\Delta x > 0$, σ_h será menor que $k_0 \sigma_v$.

Los círculos de Mohr correspondientes a los desplazamientos del muro $\Delta x = 0$ y $\Delta x > 0$, se muestran por los círculos a y b respectivamente en la figura 1.3b. Si el desplazamiento del muro Δx , continua creciendo, el correspondiente círculo de Mohr alcanzará eventualmente la envolvente de falla de Mohr-Colomb, definida por la ecuación:

$$s = c + \sigma \tan \phi$$

El círculo marcado con c en la figura 1.3b, representa la condición de falla en la masa de suelo; el esfuerzo horizontal es igual a σ_a y se denomina falla activa de Rankine. Las líneas de deslizamiento (planos de falla) en el suelo forman entonces ángulos de $\pm(45 + \phi/2)$ con la horizontal como muestra la figura 1.3a.

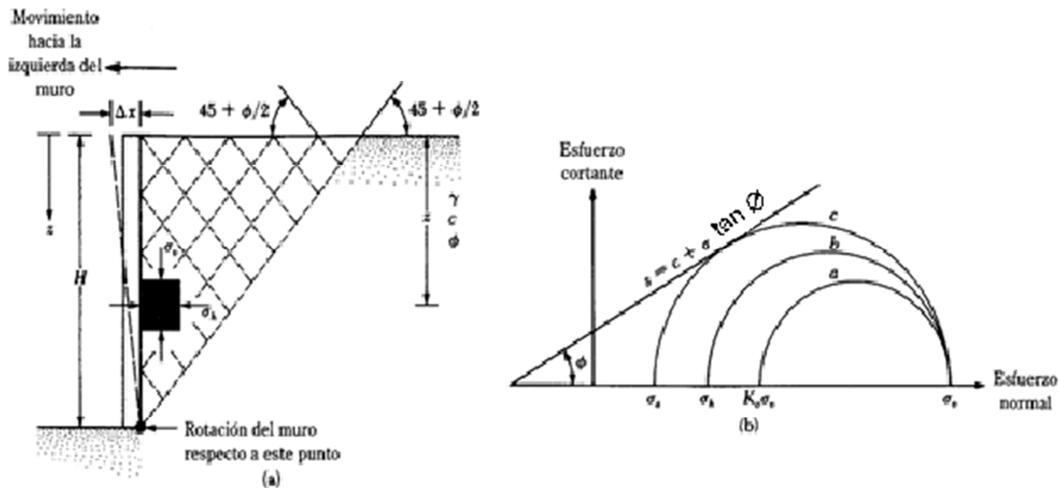


Figura 1.3 Presión activa de Rankine (Ingeniería de cimentaciones Braja M. Das)

Para el círculo de Mohr en la figura 1.3b:

El esfuerzo principal mayor $\sigma_1 = \sigma_v$ y el esfuerzo principal menor $\sigma_3 = \sigma_a$ donde:

Siendo $\sigma_a = \sigma_v k_a - 2c \sqrt{k_a}$

$$K_a = \tan^2 (45 - \phi/2)$$

La cantidad de movimiento necesaria para alcanzar la condición activa depende del tipo de suelo y la altura del muro o estructura, como se muestra en la Tabla 1.1. Por ejemplo, en arenas sueltas, la condición activa se logra si la pared se mueve hacia fuera del relleno una distancia de sólo $0,004 H$ (alrededor de 12 mm para un alto muro de 3 m).

TABLA 1,1 MOVIMIENTO NECESARIO PARA ALCANZAR LA PRESION ACTIVA

Suelo	Desplazamiento horizontal necesario para alcanzar la presión activa
arena densa	$0,001H$
arena suelta	$0,004H$
arcilla dura	$0,010H$
arcilla suave	$0,020H$

Donald P. Coduto

1.3.1 Presión Activa de tierra de Coulomb

La teoría de Coulomb difiere de la de Rankine en que la resultante entre las fuerzas normales y cortantes actuando sobre el muro está actuando en un ángulo ϕ_w de la perpendicular del muro como se muestra en la figura 1.3.1 donde $\tan\phi_w$ es la tangente del ángulo de fricción en la interface entre muro y suelo. Este es un modelo más real y por ende produce valores de presión activa más precisos.

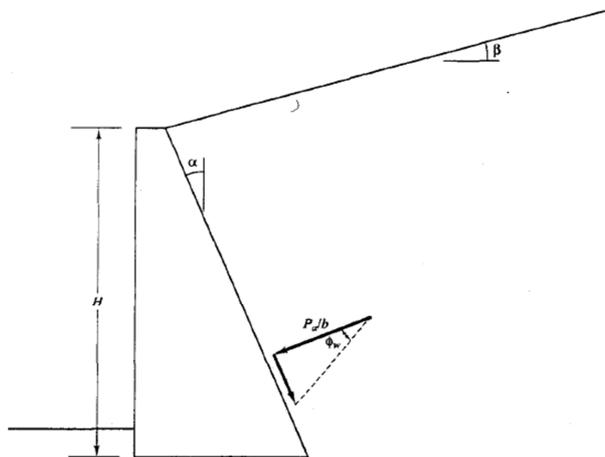


Figura 1.4 Parámetros para la presión activa de Coulomb

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi - \alpha)}{\cos^2\alpha \cos(\phi_w + \alpha) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \phi_w) \sin(\phi - \beta)}{\cos(\phi_w + \alpha) \cos(\alpha - \beta)}} \right]^2}$$

Donde ϕ = ángulo de fricción interno del suelo contenido

α = ángulo de inclinación del muro con respecto a la vertical

β = ángulo de inclinación del relleno sobre el suelo contenido

ϕ_w = ángulo de fricción suelo-muro

Para muro con pantallas de acero ϕ_w está en el orden de 0.33ϕ

1.4 Presión pasiva de tierra de Rankine

La figura 1.5a muestra un muro vertical sin relleno horizontal. A la profundidad z , la presión vertical sobre un elemento de suelo es $\sigma_v = \gamma z$. Inicialmente, si el muro no se mueve en absoluto, el esfuerzo lateral a esa profundidad será $\sigma_h = k_0 \sigma_v$. El estado de esfuerzo es ilustrado por el círculo de Mohr a en la figura 1.5b. Ahora si el muro es empujado hacia el suelo una cantidad Δx , como muestra la figura 1.5a, el esfuerzo vertical a una profundidad Z permanecerá igual, sin embargo el esfuerzo horizontal se incrementará. Así entonces σ_h será mayor que $k_0 \sigma_v$. el estado de esfuerzo ahora se presenta en el círculo de Mohr b en la figura 1.5b. Si el muro se mueve más hacia adentro (es decir, Δx crece aún más), el esfuerzo a la profundidad z alcanzará finalmente el estado representado por el círculo de Mohr c en la figura 1.5b. Nótese que el círculo de Mohr toca la envolvente de falla de Mohr Coulomb, lo que implica que el suelo detrás del muro fallará siendo empujado hacia arriba. El esfuerzo horizontal, σ_h , se llama en este modo, presión pasiva de Rankine.

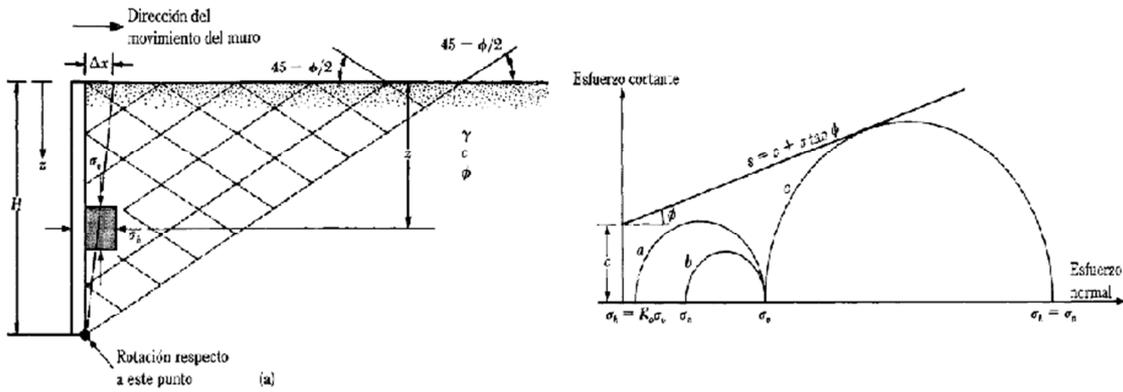


Figura 1.5 Presión pasiva de Rankine (Ingeniería de cimentaciones Braja M. Das)

Para el círculo de Mohr en la figura 1.5b, el esfuerzo principal mayor es σ_p y el esfuerzo principal menor es σ_v , ahora sustituyendo:

$$\sigma_p = \sigma_v k_p + 2c\sqrt{ka}$$

Coulomb no desarrolló una fórmula para el empuje pasivo, aunque otros han utilizado su teoría para hacerlo. Sin embargo, adicionar la fricción de la pared puede aumentar considerablemente la presión pasiva, posiblemente a valores que son demasiado altos. Por lo tanto, es recomendable asumir $\phi_w=0$ y usar el método de Rankine para el cálculo de la presión pasiva.

Capítulo 2

TABLESTACADOS

2 TABLESTACADOS

La excavación posterior a la ejecución de muros pantalla o hincas de tablestacas constituye una solución empleada cada vez más, así como la necesidad de rellenar sobre un talud con un tablestacado de retención hincado al pie del talud. La construcción de tablestacas es una técnica que se utiliza desde hace ya varias décadas en el campo de las obras marítimas y es aplicable también a la construcción de entibados para excavación de sótanos con edificaciones y otras estructuras. Los avances tecnológicos han permitido que se empleen cada vez más en nuevos campos de aplicación como, por ejemplo, muros de contención de tierra, estribos de puentes de carretera, túneles, vías subterráneas, etc. Esto se debe, entre otras cosas, al desarrollo de métodos de cálculo de esfuerzos y desplazamientos que permiten predecir el comportamiento estructural teniendo en cuenta el proceso constructivo y las interacciones entre los distintos elementos.

Las tablestacas se clasifican en 2 tipos básicos: (a) en voladizo y (b) ancladas.

En la construcción de muros de tablestacas, las tablestacas se hunden en el terreno y luego se coloca el relleno en el lado de tierra o primero se hincan las tablestacas y luego se draga el terreno al frente de la tablestaca. En todo caso, el suelo de relleno detrás de la tablestaca es generalmente un suelo granular y otras veces un suelo arcilloso. La línea del fondo de la excavación frente a la tablestaca se llama línea de dragado o línea de lodo.

Para la realización de este trabajo, se estudiarán primero las tablestacas en voladizo y luego las tablestacas ancladas usando ambos casos, suelo granular y suelo arcilloso

2.1 Tablestacas en voladizo

Las tablestacas en voladizo son usualmente recomendadas para muros de altura moderada, es decir aproximadamente (5m) o menos, medidas desde la línea de dragado. En tales muros las tablestacas actúan como anchas vigas en voladizo por arriba de la línea de dragado. Los principios básicos para estimar la distribución de la presión neta lateral sobre la tablestaca se muestran en la figura 2.1. Ahí se ilustra la naturaleza de los empujes y deformaciones lateral de un muro en voladizo hincado en un estrato de arena tanto en la línea de dragado como en el de suelo contenido. El muro gira alrededor del

punto O . En la zona A, la presión lateral es solo la presión activa del lado de suelo contenido. En la zona B, debido a la naturaleza de las deformaciones del muro, habrá presión activa en el lado de contención y presión pasiva bajo la línea de dragado. La situación se invierte en la zona C, es decir, debajo del punto de rotación O . La distribución neta real de presión sobre el muro, es como muestra la figura 2.1b. sin embargo para fines de diseño la figura 2.1c muestra una versión simplificada.

En las secciones siguientes se muestran las formulaciones matemáticas del análisis de tablestacas en voladizo.

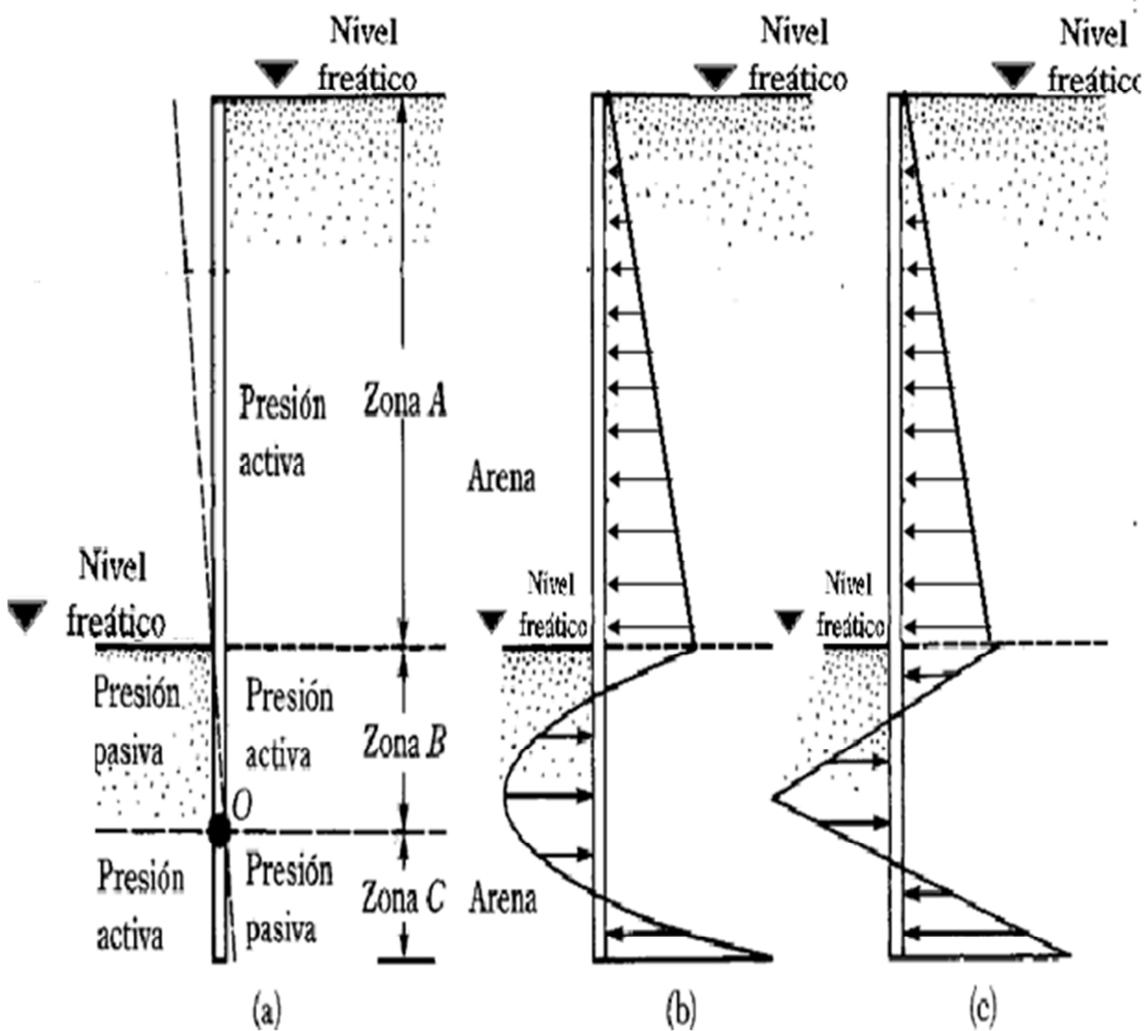


Figura 2.1 Diagramas de distribución de presiones en arenas y en arcillas
(Principio de Ingeniería de Cimentaciones Braja M. Das)

En este estudio, por simplicidad, se mantienen constantes los niveles de agua en ambos lados de la tablestaca; en las posiciones mostradas en la figura 2.1.a.

La presión hidrostática produce un empuje que afecta el diseño de un tablestacado. En esta investigación se aborda la influencia de otros parámetros, y por tal motivo no se incorporan a los efectos de análisis, las oscilaciones de los niveles freáticos como una variable.

2.2 Tablestacas en voladizo en suelos arenosos.

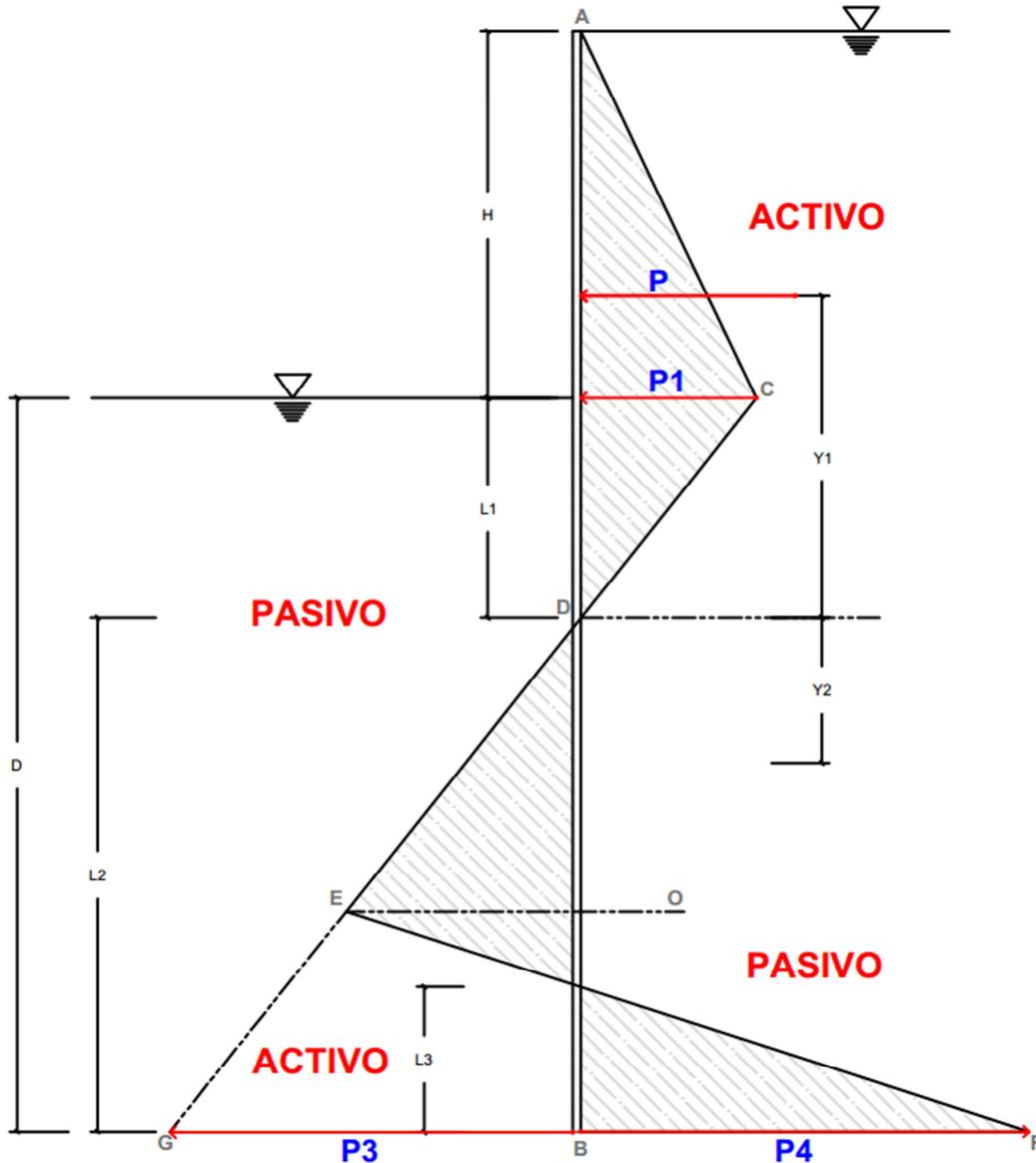


FIGURA 2.1 Tablestaca en voladizo Hincada en arena

Para deducir las ecuaciones para encontrar la profundidad de empotramiento de tablestacas hincadas en suelo granular, se usará la figura 2.2a. El suelo contenido por la tablestaca arriba del fondo de la excavación también es arena. El nivel freático se

encuentra en la parte superior del suelo contenido. Siendo ϕ el ángulo de fricción de la arena, la intensidad de la presión efectiva a una profundidad $Z = H$ (es decir, al nivel de la línea de dragado) será:

$$P_1 = Y'HK_a + Y_wH$$

Donde K_a = coeficiente de presión activa

$$Y' = \text{peso específico efectivo del suelo } (Y_{\text{sat}} - Y_w)$$

Nótese que por debajo del nivel de la línea de dragado, las presiones hidrostáticas en ambos lados del tablestacado tienen la misma magnitud, por lo que la presión hidrostática neta Y_wH se mantiene constante por debajo de la línea de dragado.

Para determinar la presión lateral neta debajo de la línea del dragado hasta el punto de rotación O , mostrado en la figura 2.1a, se debe de considerar la presencia de la presión pasiva que actúa desde el lado izquierdo hacia el lado derecho y también la presión activa que actúa desde el lado derecho al lado izquierdo del muro. La presión activa a la profundidad z es:

$$P_a = Y'ZK_a + Y_wZ$$

De igual manera la presión pasiva a una profundidad z es

$$P_p = Y'(Z - H)K_p + Y_w(Z - H)$$

Donde K_p = coeficiente de presión pasiva

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

$$P = P_a - P_p = Y'ZK_a + Y_wZ - Y'(Z - H)K_p - Y_w(Z - H)$$

$$P = P_a - P_p = Y_wH + Y'HK_p - Y'Z(K_p - K_a)$$

La presión neta P es 0 a una profundidad L_1 debajo de la línea de dragado, de donde:

$$0 = \gamma_w H + \gamma' H K_p - \gamma' Z (K_p - K_a)$$

$$Z = L_1 + H = \frac{\gamma_w H + \gamma' H K_p}{\gamma' (K_p - K_a)}$$

$$L_1 = \frac{\gamma_w H + \gamma' H K_p}{\gamma' (K_p - K_a)} - H$$

La ecuación indica que la pendiente de la línea CDE de la distribución neta de presión es de 1 vertical, para $\gamma' (K_p - K_a)$ horizontal, por lo que la presión P_3 , calculada en el fondo de la tablestaca es:

$$P_3 = \gamma' (K_p - K_a) L_2$$

Por debajo del punto de inflexión de la tablestaca, la presión pasiva P_p , actúa de derecha a izquierda y la presión activa P_a actúa de izquierda a derecha (lado de la excavación) de la tablestaca, por lo que en $Z = H + D$

$$P_p = \gamma' Z K_p + \gamma_w H$$

a la misma profundidad

$$P_a = \gamma' Z K_a - \gamma' H K_a$$

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

$$P_p - P_a = P_4 = \gamma' Z (K_p - K_a) + \gamma_w H + \gamma' H K_a$$

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

Σ fuerzas horizontales por unidad de longitud de muro = 0

Para la suma de las fuerzas horizontales, el área del diagrama de presiones

$$ACD - DBG + EFG = 0$$

O

$$P - \frac{1}{2} (P_3 L_2) + \frac{1}{2} (P_3 + P_4) L_3 = 0$$

Donde $P = \text{Área ACD}$

Sumando los momentos de todas las fuerzas con respecto al punto B se obtiene:

$$P(L_2 + Y_1) - \left(\frac{1}{6}\right)P_3L_2^2 + \frac{1}{2}(P_3 + P_4)L_3\left(\frac{L_3}{3}\right) = 0$$

Donde

$Y_1 =$ distancia al centro de gravedad de la figura ACD, medido desde el punto D.

Para este sistema se tendrán dos incógnitas (L_2 y L_3) y 2 ecuaciones ($\Sigma F_H=0$, $\Sigma M_B=0$), lo que hace al sistema estáticamente determinado.

La longitud de empotramiento final será igual a:

$$D = L_1 + L_2$$

2.2.1 Momento flector máximo sobre la tablestaca

En la figura 2.1, el momento máximo ocurrirá entre los puntos D y E. Para obtener el momento (M_{max}) por unidad de longitud de muro se requiere la determinación del punto con fuerza nula. Para un nuevo eje Y_2 (con origen en el punto D, se tiene para fuerza cortante nula,

$$P - \left(\frac{1}{2}\right)Y_2^2 (K_p - K_a)Y' = 0$$

O

$$Y_2 = \sqrt{\frac{2P}{Y'(K_p - K_a)}}$$

Una vez determinado el punto con fuerza cortante nula, la magnitud del momento máximo se obtiene como:

$$M_{max} = P(Y_1 + Y_2) - \left(\frac{1}{2}\right)Y_2^2 (K_p - K_a)Y' \left(\frac{1}{3}\right)Y_2$$

El perfil necesario de la tablestaca se dimensiona entonces de acuerdo con el módulo S de la sección requerida, que es función del momento máximo y del esfuerzo admisible de flexión del material de la tablestaca

$$S = \frac{M_{max}}{\sigma_{admissible}}$$

S es el módulo de sección de la tablestaca requerida por unidad de longitud de tablestaca.

$\sigma_{admissible}$ = Esfuerzo admisible de flexión de la tablestaca

2.3 Tablestacas en voladizo en suelos arcillosos.

Cuando la tablestaca debe hincarse en estrato de arcilla que tiene una cohesión c' drenada (concepto $\phi > 0$). El diagrama neto de presiones será diferente al mostrado en la figura 2.1. La figura 2.3 muestra una tablestaca en voladizo hincada en arcilla con un suelo contenido arcilloso arriba de la línea de dragado.

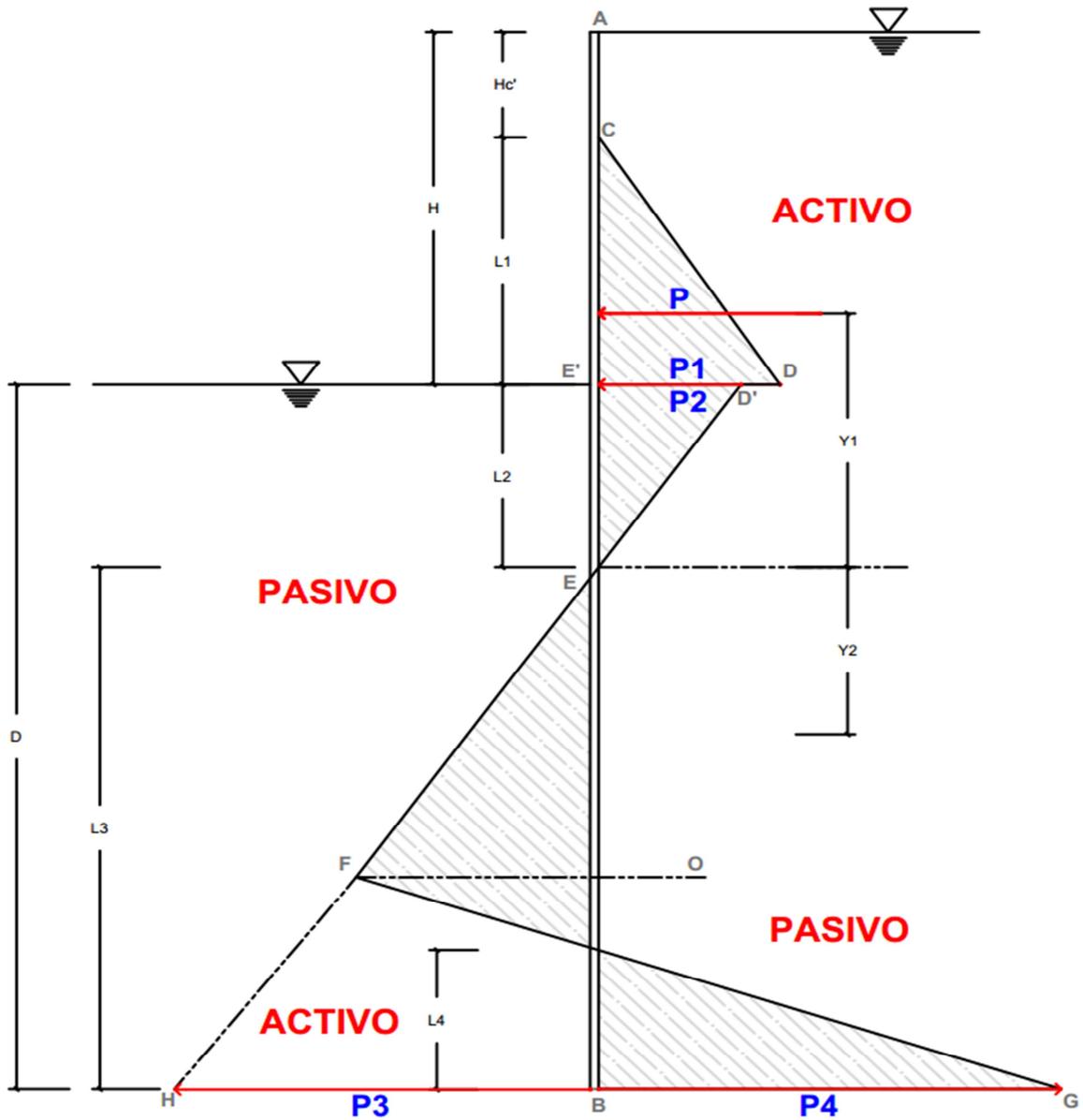


Figura 2.3 Tablestacas hincadas en suelos arcillosos

La variación de la presión activa con la profundidad para el tablestacado se muestra en la figura 2.3. La distribución de presión muestra que en $z=0$, la presión es igual a $2c'\sqrt{K_a}$, que indica un esfuerzo de tensión, el cual decrece con la profundidad y es igual a cero a la profundidad $Z = H_{c'}$.

$$\gamma' H_{c'} K_a - 2c'\sqrt{K_a} = 0$$

Y

$$H_{c'} = \frac{2c'}{\gamma'\sqrt{K_a}}$$

La profundidad $H_{c'}$ se llama la profundidad de la grieta de tensión, porque la cohesión en la arcilla introduce un esfuerzo de tensión en el suelo, que causara eventualmente una grieta a lo largo del contacto entre suelo y el tablestacado hasta la profundidad $H_{c'}$.

Después de que ocurra la grieta de tensión, la fuerza sobre el muro será causada solo por la distribución de presión entre la profundidades $Z = H_{c'}$ y $Z = L_1$. Esta se expresa como:

$$P_1 = \gamma' H K_a + \gamma_w H - 2c'\sqrt{K_a}$$

Entonces arriba del punto de rotación O, la presión activa P_a de derecha a izquierda será:

$$P_a = \gamma' Z K_a + \gamma_w Z - 2c'\sqrt{K_a}$$

Similarmente la presión pasiva de izquierda a derecha se expresa como

$$P_p = \gamma'(Z - H)K_p + \gamma_w(Z - H) + 2c'\sqrt{K_a}$$

La presión neta es entonces

$$P_2 = P_a - P_p = \gamma_w H + \gamma' H K_p - \gamma' Z (K_p - K_a) - 4c'\sqrt{K_a}$$

La presión neta $P = 0$ a una profundidad L_2 debajo de la línea de dragado, por lo tanto es:

$$0 = \gamma_w H + \gamma' H K_p - \gamma' Z (K_p - K_a) - 4c' \sqrt{K_a}$$

$$Z = L_2 + H = \frac{\gamma_w H + \gamma' H K_p - 4c' \sqrt{K_a}}{\gamma' (K_p - K_a)}$$

$$L_2 = \frac{\gamma_w H + \gamma' H K_p - 4c' \sqrt{K_a}}{\gamma' (K_p - K_a)} - H$$

La ecuación indica que la pendiente de la línea DEF de la distribución neta de presión es de 1 vertical, para $\gamma' (K_p - K_a)$ horizontal por lo que la presión P_3 , calculada en el fondo de la tablestaca es:

$$P_3 = \gamma' (K_p - K_a) L_3$$

Por debajo del punto de inflexión de la tablestaca, la presión pasiva P_p , actúa de derecha a izquierda y la presión activa P_a actúa de izquierda a derecha de la tablestaca, por lo que en $Z = H + D$

$$P_p = \gamma' Z K_p + \gamma_w H + 2c' \sqrt{K_a}$$

a la misma profundidad

$$P_a = \gamma' Z K_a - \gamma' H K_a - 2c' \sqrt{K_a}$$

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

$$P_p - P_a = P_4 = \gamma' Z (K_p - K_a) + \gamma_w H + \gamma' H K_a + 4c' \sqrt{K_a}$$

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

\sum fuerzas horizontales por unidad de longitud de muro = 0

Para la suma de las fuerzas horizontales,

Área del diagrama de presiones CDE' + D'EE' - EHB + FGH = 0

O

$$P - \frac{1}{2}(P_3 L_3) + \frac{1}{2}(P_3 + P_4)L_4 = 0$$

Donde $P = \text{Área } CDE' + D'EE'$

Sumando los momentos de todas las fuerzas con respecto al punto B se obtiene:

$$P(L_3 + Y_1) - \left(\frac{1}{6}\right)P_3 L_3^2 + \frac{1}{2}(P_3 + P_4)L_4 \left(\frac{L_4}{3}\right) = 0$$

Donde

$Y_1 =$ distancia al centro de gravedad de la figura CDE' y $D'EE'$, medido desde el punto E.

Para este sistema se tendrán dos incógnitas (L_3 y L_4) y 2 ecuaciones ($\Sigma FH=0$, $\Sigma M_B=0$), lo que hace al sistema estáticamente determinado.

La longitud de empotramiento final será igual a:

$$D = L_2 + L_3$$

2.3.1 Momento flector máximo sobre la tablestaca

De acuerdo a la figura 2.1, el momento máximo ocurrirá entre los puntos E y F. Para obtener el momento (M_{max}) por unidad de longitud de muro se requiere la determinación del punto con fuerza nula. Para un nuevo eje Y_2 (con origen en el punto D, se tiene para fuerza cortante nula,

$$P - \left(\frac{1}{2}\right)Y_2^2 (K_p - K_a)Y' = 0$$

O

$$Y_2 = \sqrt{\frac{2P}{Y'(K_p - K_a)}}$$

Una vez determinado el punto con fuerza cortante nula, la magnitud del momento máximo se obtiene como:

$$M_{max} = P(Y_1 + Y_2) - \left(\frac{1}{2}\right)Y_2^2 (K_p - K_a)Y' \left(\frac{1}{3}\right)Y_2$$

El perfil necesario de la tablestaca se dimensiona entonces de acuerdo con el módulo S de la sección requerida, que es función del esfuerzo admisible de flexión del material la tablestaca, o

$$S = \frac{M_{max}}{\sigma_{admissible}}$$

S es el módulo de sección de la tablestaca requerida por unidad de longitud de tablestaca.

$\sigma_{admissible}$ = Esfuerzo admisible de flexión de la tablestaca

2.4 Cálculo de las deformaciones en la cresta de tablestaca.

Para la obtención de las deformaciones en la cresta de la tablestaca, se modelará una viga empotrada. El empotramiento se da en el punto de inflexión ubicado donde ocurre el momento máximo en la tablestaca.

Las fuerzas actuantes sobre la tablestaca van desde el nivel superior hasta la base de la tablestaca.

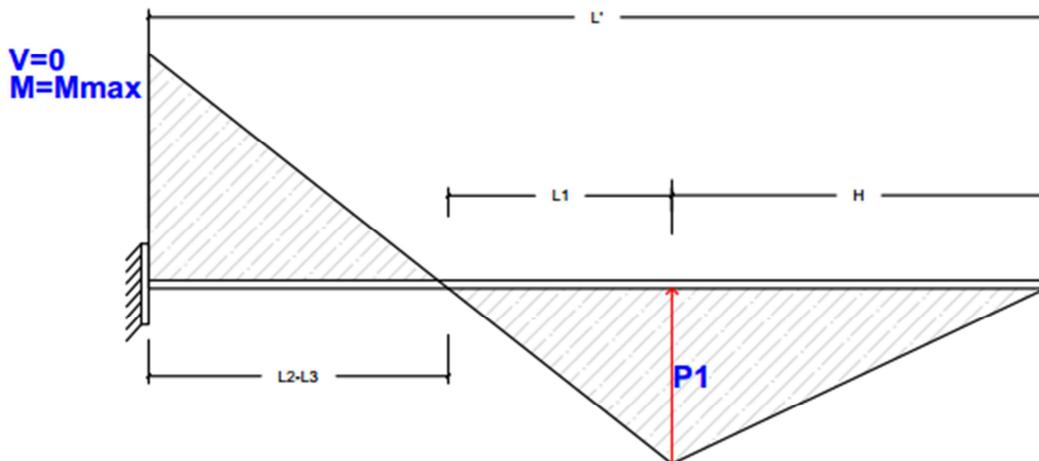


Figura 2. 4 Modelo de viga en cantiléver para obtener el valor de la deformación en la cresta.

En el empotramiento se da donde la sumatoria de las fuerzas horizontales sobre las tablestacas sea igual a cero y el momento sobre la tablestaca es máximo.

La fuerza en el empotramiento se calculan multiplicando la distancia ($L_2 - L_3$) por la pendiente que actúa a lo largo de la tablestaca [$g' (kp-ka)$]. Las distancia L_1 y la fuerza p_1 son calculadas como se explicó anteriormente. Con ayuda un programa de análisis estructural se calcula la deformación en la cresta de la tablestaca

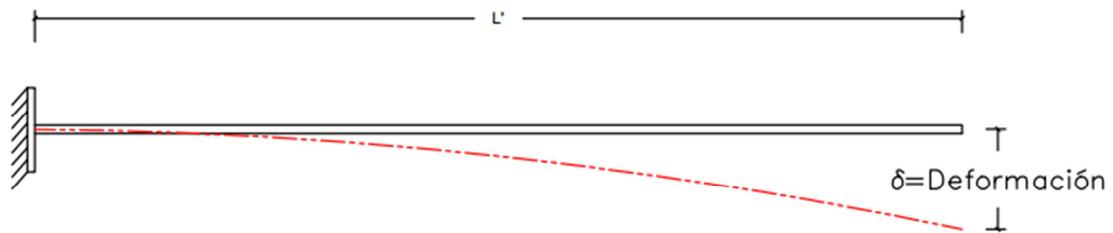


Figura 2.5 Deformación en la cresta de la tablestaca en voladizo

Capítulo 3

TABLESTACADOS CON ANCLAJES

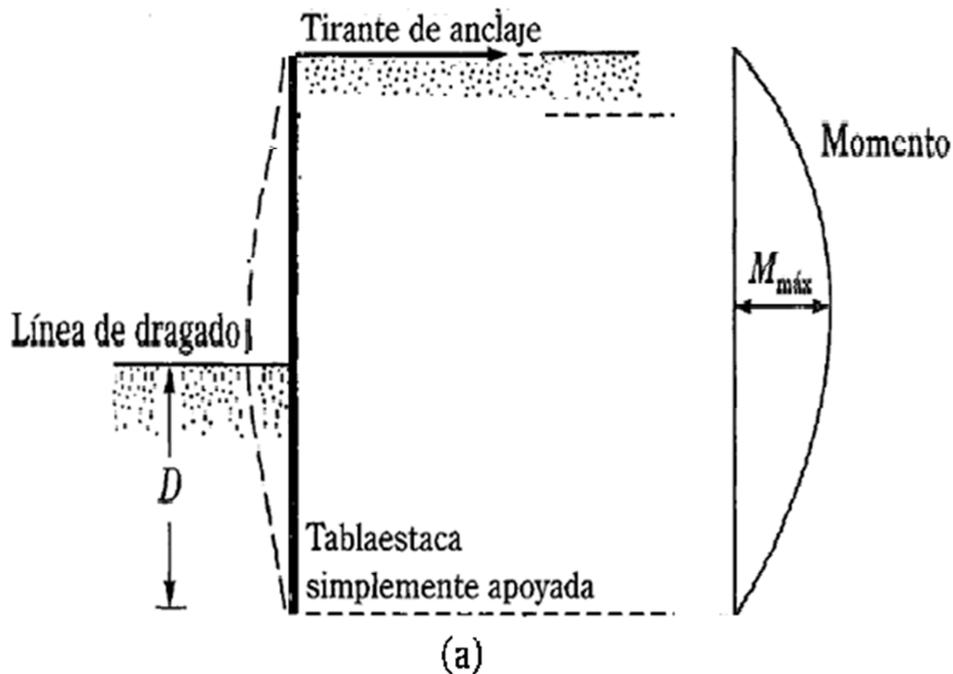
3 TABLESTACAS CON ANCLAJES

3.1 Generalidades.

Cuando la altura del material de relleno detrás de un muro de tablestaca en voladizo excede aproximadamente 5m, resulta más económico conectar la parte superior de la tablestaca a placas de anclaje, muros de anclajes o pilotes de anclaje, denominándose tablestaca anclada.

Las anclas minimizan la profundidad de penetración requerida para la tablestaca y también reducen el momento de diseño y son más seguras que las tablestacas en voladizo por ser estructuras hiperestáticas. Además reducen el área de sección transversal y pesos de las tablestacas necesarias, resultando en diseños más económicos del tablestacado.

Los métodos básicos de diseño de tablestacas ancladas son (a) de soporte libre o articulado y (b) de soporte perfectamente empotrado. La figura 3.1 muestra la deflexión de la tablestaca asumida para el método de soporte libre.



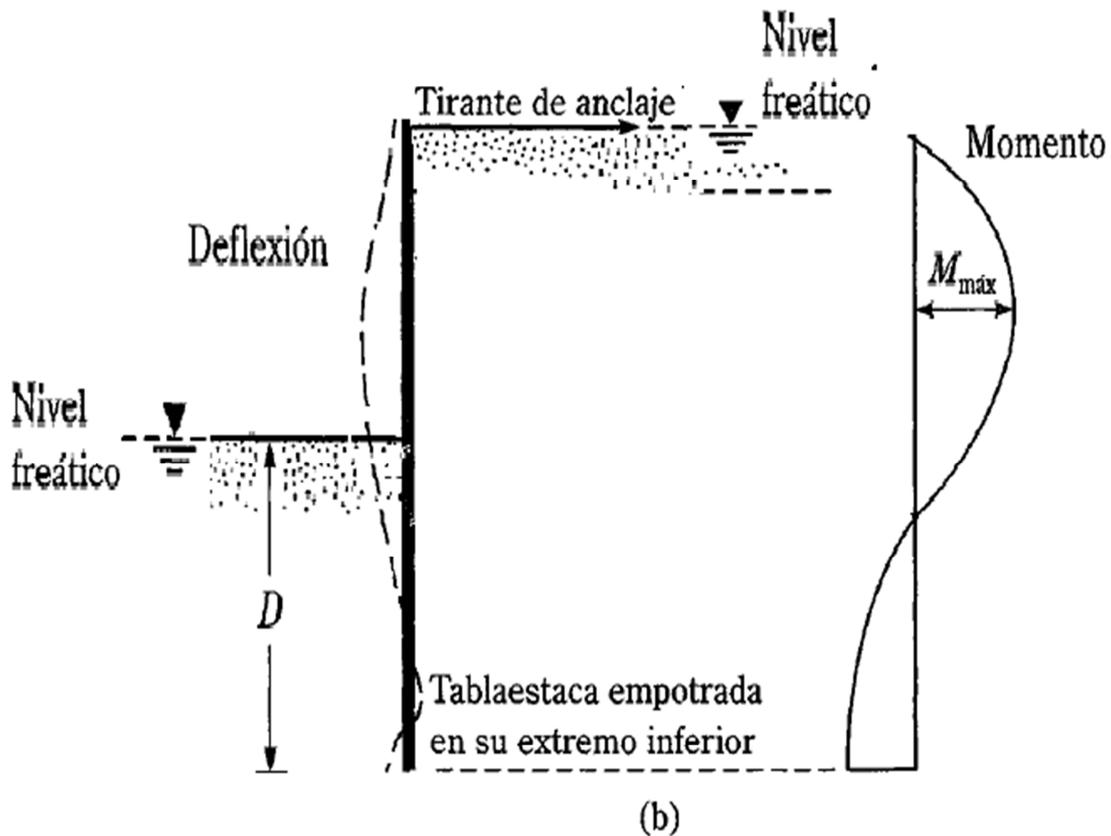


Figura 3.1(a) Variación de la deflexión y del momento en tablestacas ancladas por el método de apoyo libre.

Entre las diversas condiciones de soporte o apoyo posible, el método de soporte libre lleva a una profundidad de penetración mínima para la tablestaca. La variación del momento flector con la profundidad se muestra en la figura 3.1(a)

3.2 Método de apoyo libre para tablestacas en suelo arenoso

La figura 3.2 muestra un muro con tablestaca anclada con relleno de suelo granular sobre la línea de dragado e hincada también en suelo granular bajo la línea de dragado. El tirante de anclaje que conecta la tablestaca con el ancla, se localiza en el extremo superior del suelo contenido.

El diagrama de presión neta arriba de la línea de dragado es similar al mostrado en la figura 2.1 para la zona superior de una tablestaca en cantiléver, solo que ahora se agrega la fuerza T de un tensor o tirante de anclaje

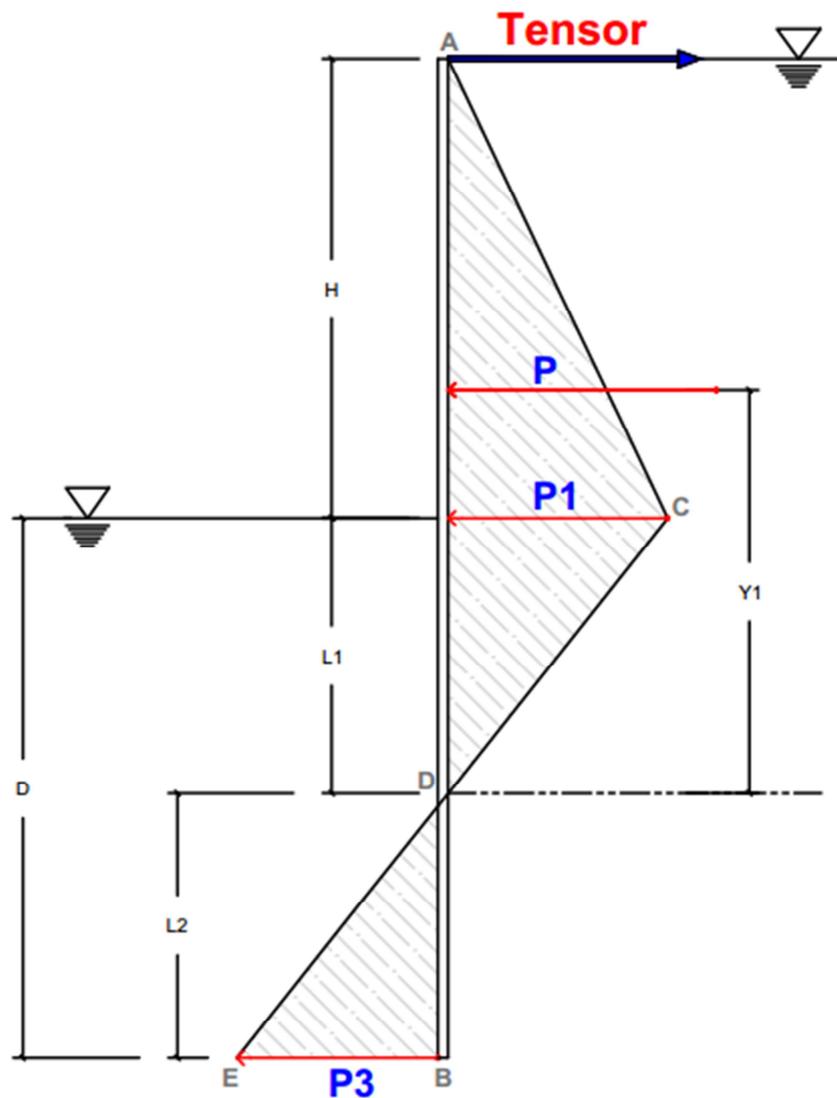


Figura 3.2 Distribución de presiones en una tablestaca anclada hincada en arena.

A la profundidad $Z = H$,

$$P_1 = \gamma' H K_a + \gamma_w H$$

Debajo de la línea de dragado, la presión neta será cero en $Z = H + L_1$. La relación para L_1 se da por la ecuación:

$$L_1 = \frac{\gamma_w H + \gamma' H K_p}{\gamma' (K_p - K_a)} - H$$

En $Z = H + L_1 + L_2$, la presión neta está dada por:

$$P_3 = Y'(K_p - K_a)L_2$$

Donde la pendiente de la línea CDE es 1 vertical, para $Y'(K_p - K_a)$ horizontal.

Para el equilibrio de la tablestaca, Σ de fuerzas horizontales = 0 y Σ de momentos respecto al punto A=0. (El punto A está localizado a la altura del tirante de anclaje).

Sumando las fuerzas en la dirección horizontal, resulta

$$\text{Área del diagrama de presiones ACD} - \text{DEB} - \mathbf{T} = 0$$

Donde T= tensión en el tirante / unidad de longitud de la tablestaca es:

$$P - \frac{1}{2}(P_3L_2) = T$$

O

$$T = P - \frac{1}{2}Y'(K_p - K_a)L_2^2$$

Donde P= área del diagrama de presiones ACD

El método de apoyo libre es aproximado porque presupone que el cortante V es igual a cero en el punto B donde M =0, para de esa forma reducir el grado de indeterminación del sistema y hacer que la tablestaca se resuelva como si fuera estáticamente determinada.

En realidad se tiene que $V \neq 0$ donde M=0, pero V es lo suficientemente pequeño para que esta simplificación funcione y la estructura resulte en equilibrio si se incrementa la profundidad mínima obtenida mediante la aplicación de un factor de seguridad para amplificar la profundidad mínima calculada.

Ahora tomando momentos con respecto al punto A se obtiene:

$$P(H + L_1 - Y_1) - \frac{1}{2}Y'(K_p - K_a)L_2^2 \left(H + L_1 + \frac{2}{3}L_2 \right) = 0$$

Para este sistema se tendrán dos incógnitas (L_2 y T) y 2 ecuaciones ($\Sigma F_H=0$, $\Sigma M_A=0$),

Cuando se hace al sistema estáticamente determinado al imponer la condición $M=0$, $V=0$ en el punto **B**.

La longitud de empotramiento final será igual a:

$$D = L_1 + L_2$$

Para estabilidad se requiere un factor de seguridad que se aplica a K_p es decir

($K_p \text{ Diseño} = \frac{K_p}{F_S}$), o alternativamente que se mayor D mediante un factor de seguridad

$D_{\text{diseño}} = F_S \times D$. En este estudio, se usa el concepto de diseño basada en $F_S \geq 1.0$.

En condiciones estáticas se pueden usar $F_S = 1.33$ a 1.5 , pero para condiciones sísmicas el valor de F_S debe crecer proporcionalmente con la intensidad del sismo; por lo que se plantean soluciones para $1.5 \leq F_S \leq 2.0$.

3.3 Método de apoyo libre para tablestacas en suelo arcilloso

La figura 3.3 muestra un muro con tablestaca anclada con relleno de suelo arcilloso hincada también en suelos arcillosos. El tirante de anclaje que conecta la tablestaca con el ancla se localiza en el extremo superior del suelo contenido.

El diagrama de presión neta arriba de la línea de dragado es similar al mostrado en la figura 2.3, solo que ahora se tiene una fuerza tensora T en la zona de la cresta de la tablestaca.

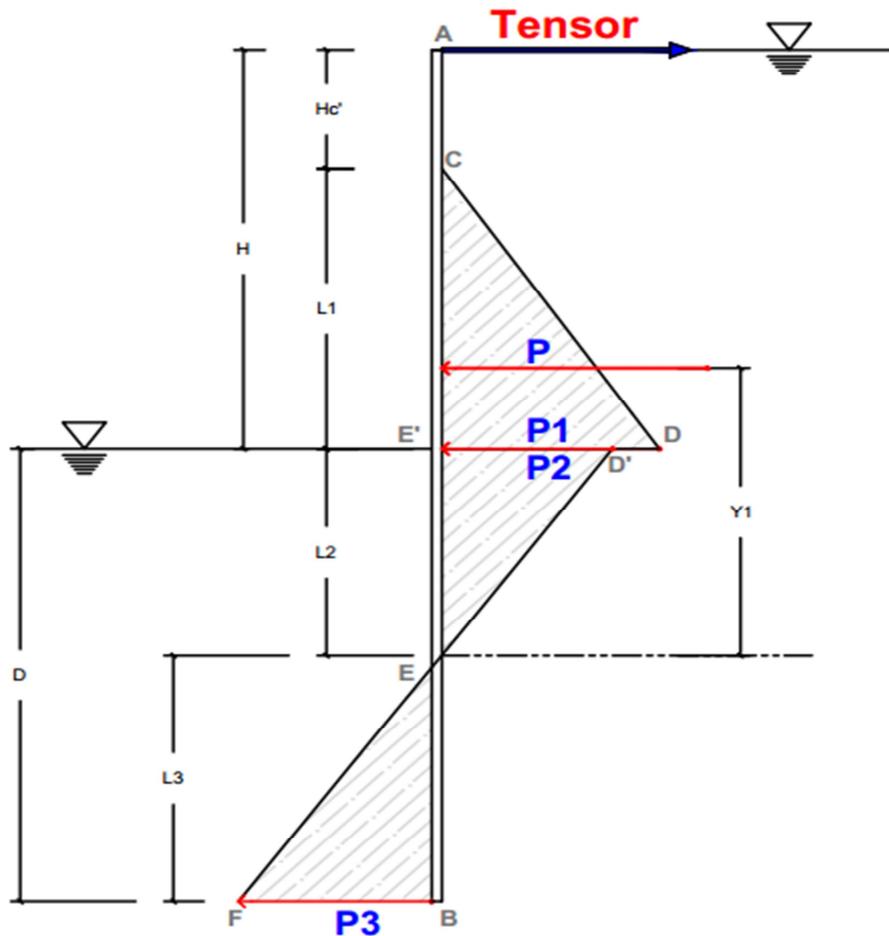


Figura 3.3 Distribución de presiones en una tablestaca anclada hincada en arcilla.

A la profundidad $Z = H$,

$$P_1 = \gamma' H K_a + \gamma_w H - 2c' \sqrt{K_a}$$

Debajo de la línea de dragado, la presión neta será cero en $Z = H + L_2$. La relación para L_2 se da por la ecuación:

$$L_2 = \frac{Y_w H + Y' H K_p - 4c' \sqrt{K_a}}{Y'(K_p - K_a)} - H$$

En $Z = H + L_2 + L_3$, la presión neta está dada por:

$$P_3 = Y'(K_p - K_a)L_3$$

Nótese que la pendiente de la línea D'EF es 1 vertical, para $Y'(K_p - K_a)$ horizontal.

Para el equilibrio de la tablestaca, Σ de fuerzas horizontales = 0 y Σ de momentos respecto al punto A=0. (El punto A está localizado a la altura del tirante de anclaje).

Sumando las fuerzas en la dirección horizontal, se tiene que:

$$\text{Área del diagrama de presiones CC'D} + \text{C'DE} - \text{EBF} - \mathbf{T} = 0$$

Donde T= tensión en el tirante / unidad de longitud de la tablestaca es igual a:

$$P - \frac{1}{2}(P_3 L_3) = T$$

O

$$T = P - \frac{1}{2}Y'(K_p - K_a)L_3^2$$

Donde P = área del diagrama de presiones CDE' + E'D'E

Ahora tomando momentos con respecto al punto A se obtiene:

$$P(H + L_2 - Y_1) - \frac{1}{2}Y'(K_p - K_a)L_3^2 \left(H + L_2 + \frac{2}{3}L_3 \right) = 0$$

Para este sistema se tendrán dos incógnitas (L_3 y T) y 2 ecuaciones ($\Sigma F_H=0$, $\Sigma M_A=0$), cuando se hace al sistema estáticamente determinado, imponiendo la condición $M=0$, $V=0$ en el punto **B**

La longitud de empotramiento final será igual a:

$$D = L_2 + L_3$$

El procedimiento adoptado, luego requiere aplicar un factor de seguridad se aplica a K_p haciendo ($K_p \text{ Diseño} = \frac{K_p}{F_S}$).

3.4 Método de apoyo perfectamente empotrado con anclaje.

Para el método de apoyo perfectamente empotrado con anclaje, se tiene la superposición de un sistema de tablestaca en voladizo con un sistema que tiene, a la fuerza del tensor diseñada para producir una deformación en la cresta del tablestacado, igual a la deformación del sistema en voladizo resuelta en el capítulo 2 (tablestacados en voladizo en suelos arenosos y arcillosos con empotramiento perfecto), para obtener la profundidad de empotramiento necesaria y la deformación final en la cresta de la tablestaca en voladizo.

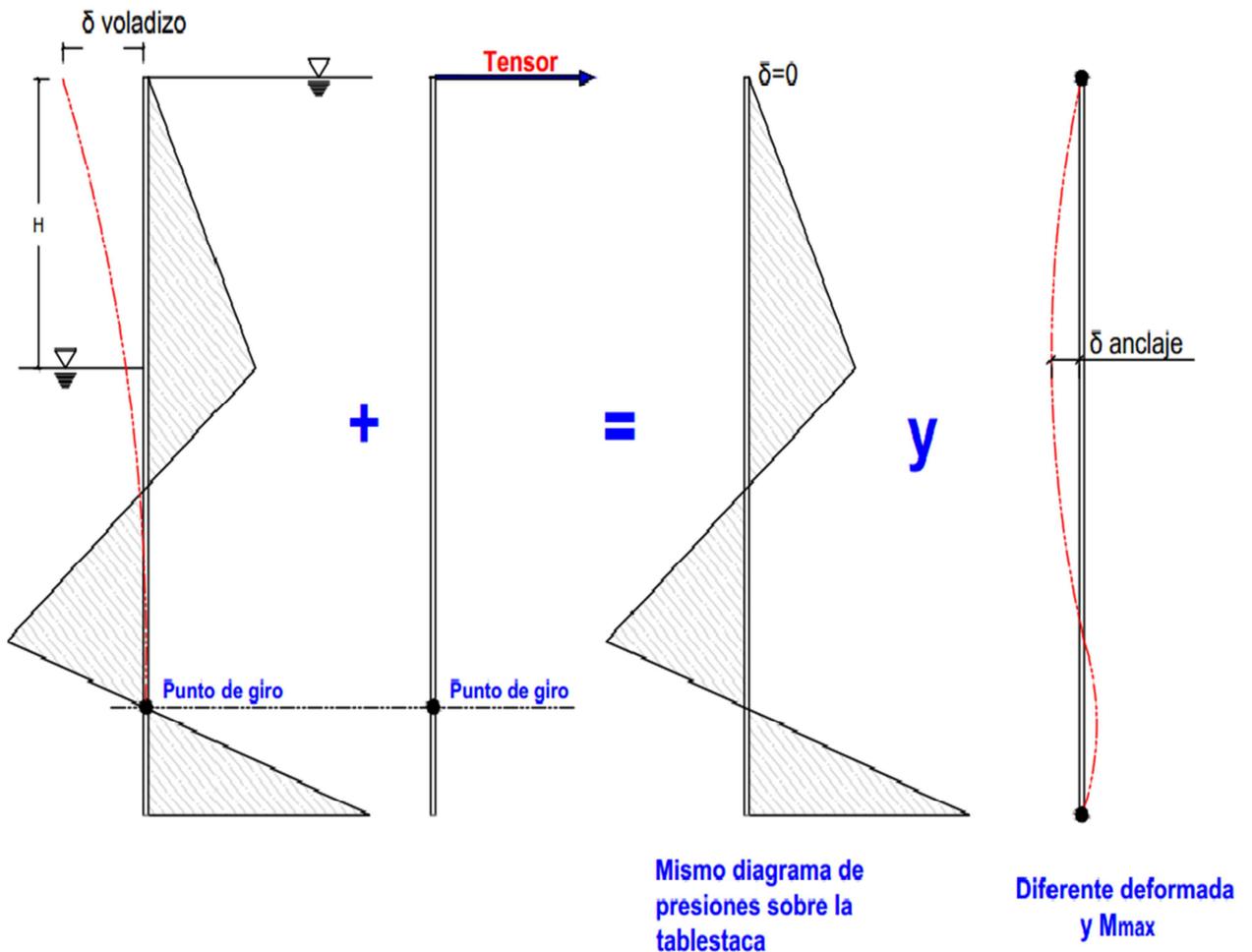


Figura 3.4. Solución para el método de tablestacados con anclaje perfectamente empotrados.

La deformación de la cresta del sistema en voladizo es encontrada con ayuda de programas de análisis estructural. Esta tablestaca se modela como una viga en voladizo, empotrada en el punto de giro como se muestra en la figura 3.4.

Encontrada la deformación en la cresta para un tablestacado en voladizo en el segundo sistema, se procede a encontrar la fuerza del tensor necesaria que iguale dicha deformación en sentido opuesto, mediante la ecuación:

$$T = \frac{3EI\delta}{L^3}$$

La deformación δ anclaje máxima de la deformada del sistema final anclado, producto de haber usado un tensor en la cresta de la tablestaca, disminuye notablemente en comparación con la deformación que se produce en la cresta cuando se usa una tablestaca sin tensor. Este sistema resulta en tablestacados menos robustos y por ende menos costosos.

No solamente disminuye la deformación sino también el momento máximo al empotramiento de la tablestaca, mismo que corresponde a una viga con un extremo empotrado y el otro articulado.

Tanto la deformación δ anclaje como el momento máximo, se calculan usando un programa de análisis estructural.

3.5 Método de apoyo semiempotrado.

La condición de tablestaca semiempotrada se formula a partir de imponer como condición arbitraria, que la fuerza en el tensor, sea el promedio entre la fuerza de tensor máxima obtenida para el caso de la tablestaca articulada y la fuerza de tensor mínima obtenida para el caso de la tablestaca perfectamente empotrada con un tensor.

Luego se calcula la profundidad de semiempotramiento a partir de un valor conocido de la fuerza en el tensor promedio, lo que ayuda a que el sistema sea estáticamente determinado y se obtenga un valor intermedio entre el empotramiento correspondiente a la tablestaca articulada y la tablestaca empotrada perfectamente con anclaje. En la siguiente figura se muestra una descripción gráfica de los 3 métodos mencionados:

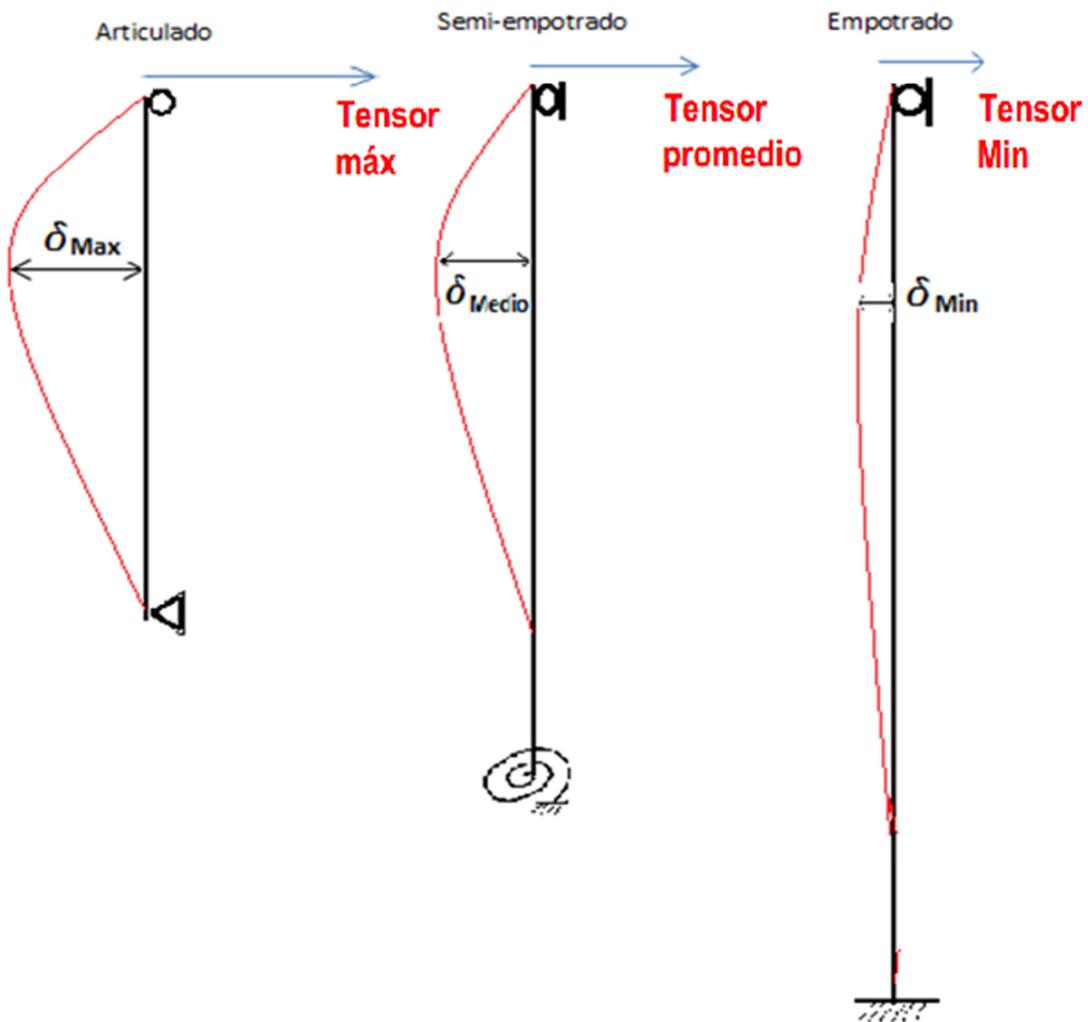


Figura 3.5 Detalle de la variación de la deformación y la fuerza del tensor

3.6 Método de apoyo semiempotrado en suelos arenosos.

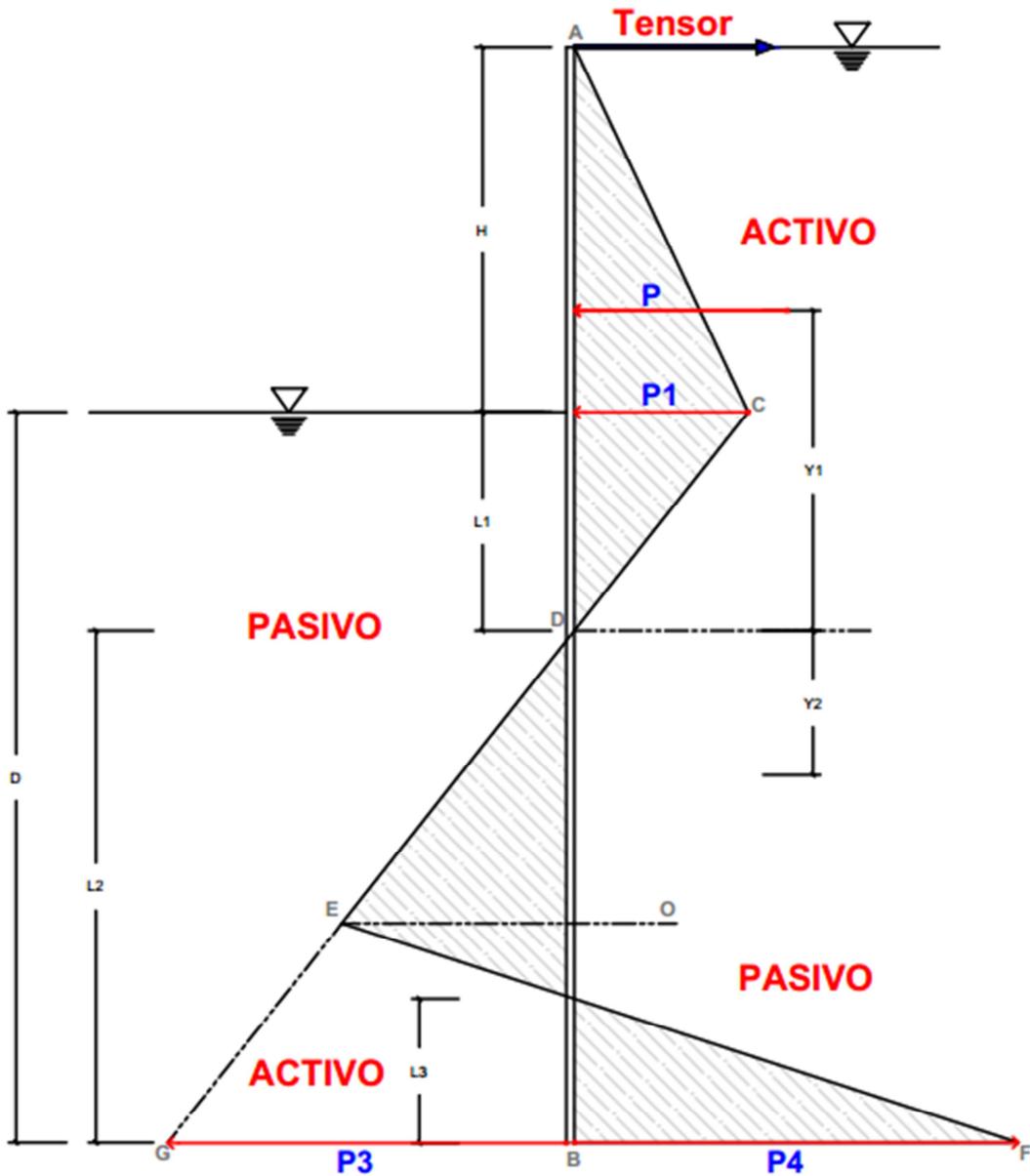


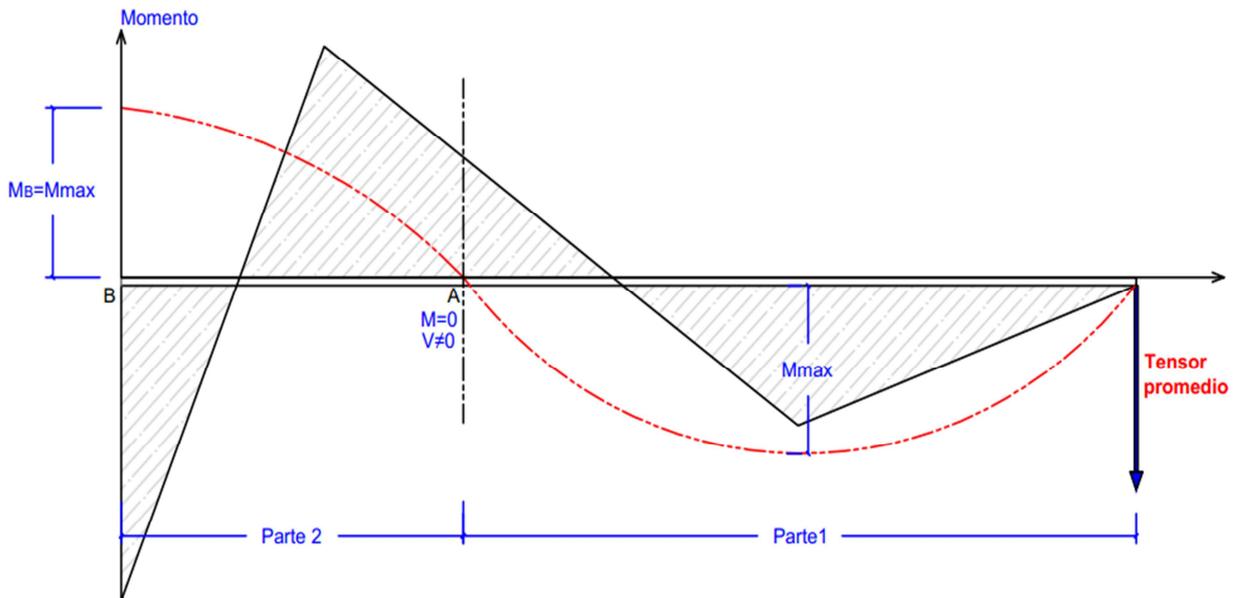
Figura 3.6 Distribución de presiones en una tablestaca anclada en suelo arenoso (caso semiempotrado)

Para la solución de este caso, se separa el diagrama de la figura 3.6 en 2 partes tal como se muestra en la figura 3.6.1

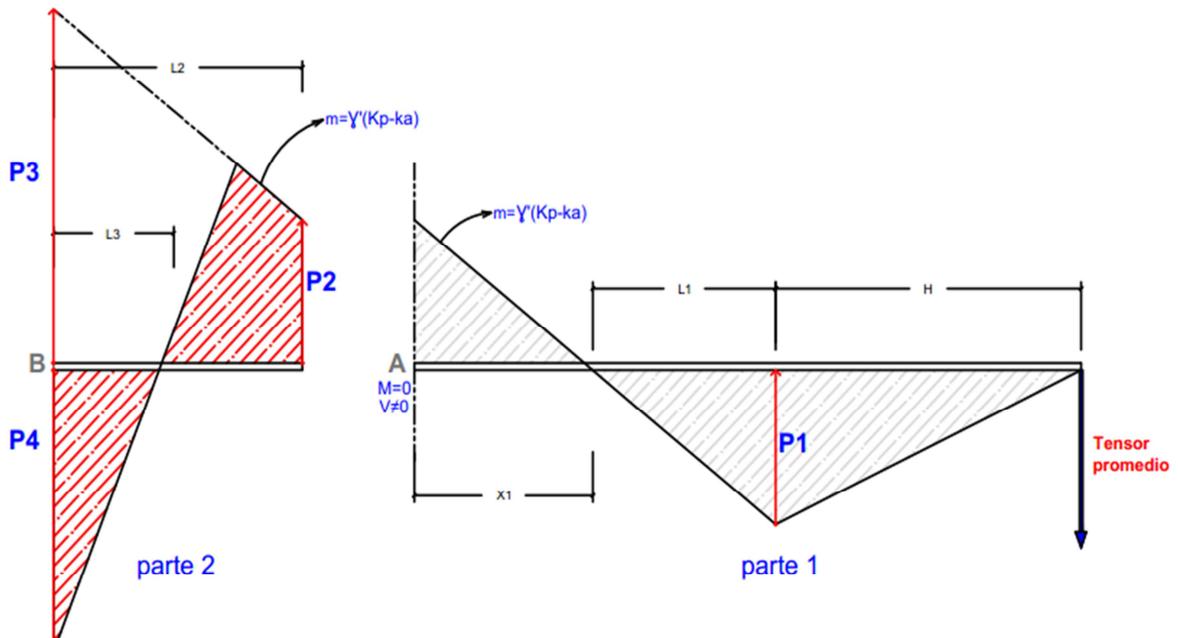
Parte 1

En esta parte, la tablestaca tiene una sola incógnita geométrica por determinar que es X_1 (se conoce $T_{promedio}$), las demás variables son las mismas que se discutieron en los capítulos anteriores, siendo X_1 la distancia necesaria para mantener el equilibrio en la primera parte del diagrama, en el punto donde $M=0, V \neq 0$.

V_A es la segunda incógnita por determinar a partir de las ecuaciones de equilibrio.



(a)



(b)

Figura 3.6.1 (a) Diagrama de momento de una tablestaca semiempotrada en suelo arenoso, (b) Solución del método de una tablestaca semiempotrada en suelo arenoso

Haciendo $\Sigma F=0$ en la parte 1 se tiene:

$$T_{medio} + Y'(K_p - K_a) \frac{X_1^2}{2} - \left(\frac{P_1 L_1}{2}\right) - \left(\frac{P_1 H}{2}\right) = 0$$

De esta manera:

$$X_1 = \sqrt{\frac{2 \left(\left(\frac{P_1 L_1}{2}\right) + \left(\frac{P_1 H}{2}\right) - T_{promedio} \right)}{Y'(K_p - K_a)}}$$

Parte 2

Se tienen 2 incógnitas L_2 y L_3 y 2 ecuaciones para resolver el sistema: $\Sigma F=0$ y $\Sigma M_B=M_B$

Al haber encontrado en la parte 1 X_1 :

$$P_2 = Y'(K_p - K_a) X_1$$

Y sabiendo que:

$$m = Y'(K_p - K_a)$$

Se postula que $\Sigma F=0$:

$$(1) \quad m X_1 (L_2) + \frac{m L_2^2}{2} - [m(H + L_1 + 2 X_1 + 2 L_2) + (Y_w H + Y' H K_a)] \frac{L_3}{2} = 0$$

Por simplicidad, y para hacer el sistema estáticamente determinado, se asume que ΣM_B es igual al Momento máximo generado en la primera parte. Esta consideración es adecuada desde el punto de vista kinemático, puesto que la deformada de la tablestaca sigue un diagrama de doble curvatura con un punto de inflexión en "A" consistente con momentos máximos de similar intensidad en ambas partes del tablestacado.

$$(2) \quad \frac{m X_1 L_2^2}{2} + \frac{m L_2^3}{6} - [m(H + L_1 + 2 X_1 + 2 L_2) + (Y_w H + Y' H K_a)] \frac{L_3^2}{6} = M_B$$

Despejamos L_3 de (1):

$$L_3 = \frac{2m X_1 L_2 + m L_2^2}{m(H + L_1 + 2 X_1 + 2 L_2) + (Y_w H + Y' H K_a)}$$

Remplazamos L_3 en (2):

$$\frac{m X_1 L_2^2}{2} + \frac{m L_2^3}{6}$$

$$- \left(\frac{m(H + L_1 + 2 X_1 + 2 L_2) + (\gamma_w H + \gamma' H K a)}{6} \right) \left(\frac{2m X_1 L_2 + m L_2^2}{m(H + L_1 + 2 X_1 + 2 L_2) + (\gamma_w H + \gamma' H K a)} \right)^2$$

$$= M_B$$

La longitud de empotramiento final será igual a:

$$D = L_1 + L_2 + X_1$$

3.7 Método de apoyo semiempotrado en suelos arcillosos.

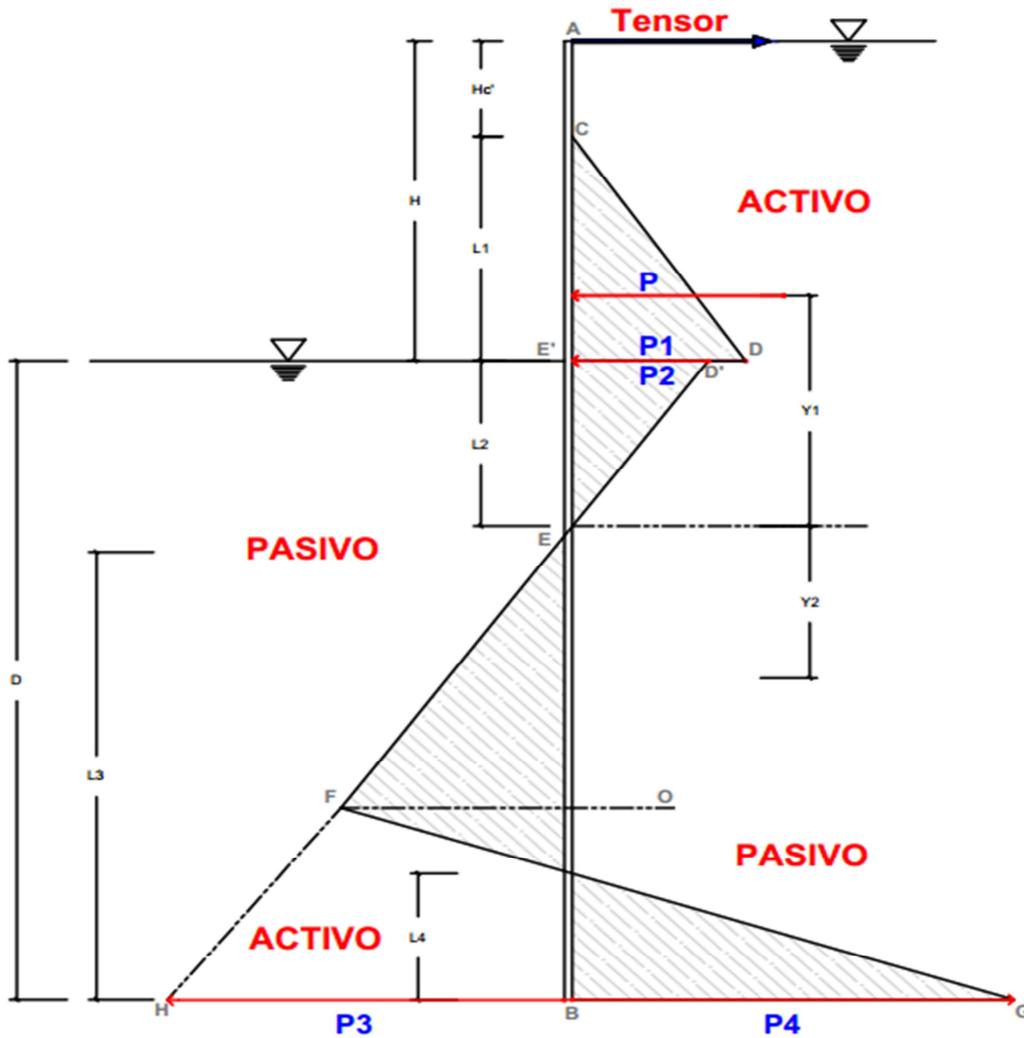


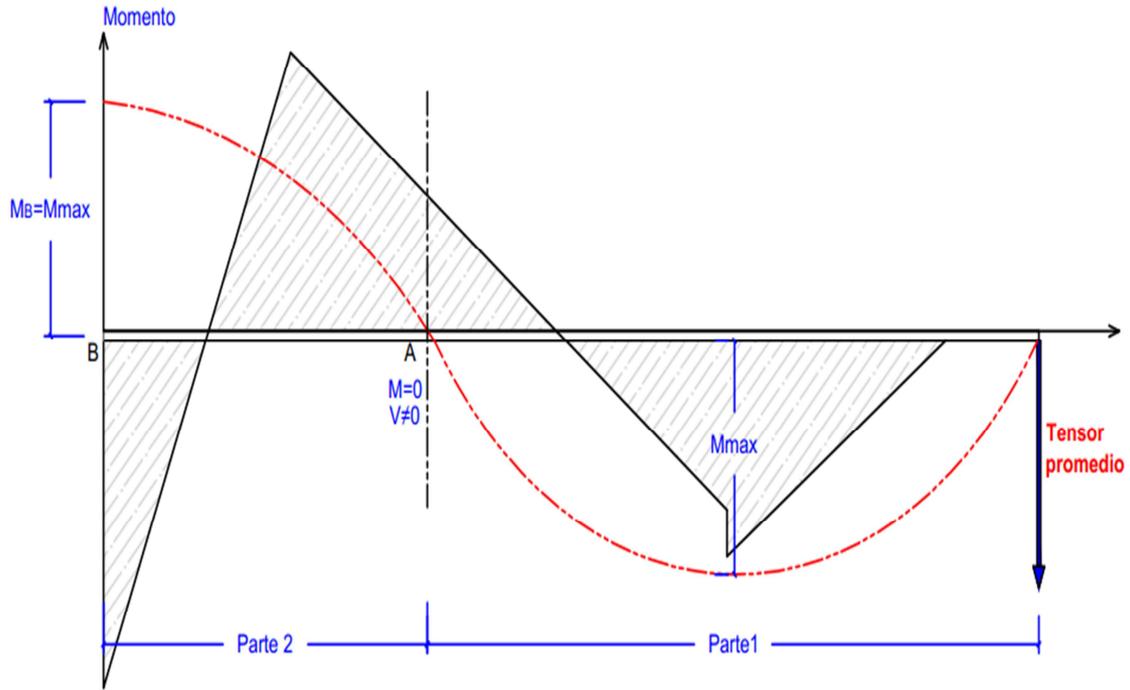
Figura 3.7 Distribución de presiones en una tablestaca anclada en suelo arenoso (caso semiempotrado)

Para la solución de este caso, se separa el diagrama mostrado en la figura 3.7 en 2 partes tal como se muestra en la figura 3.7.1

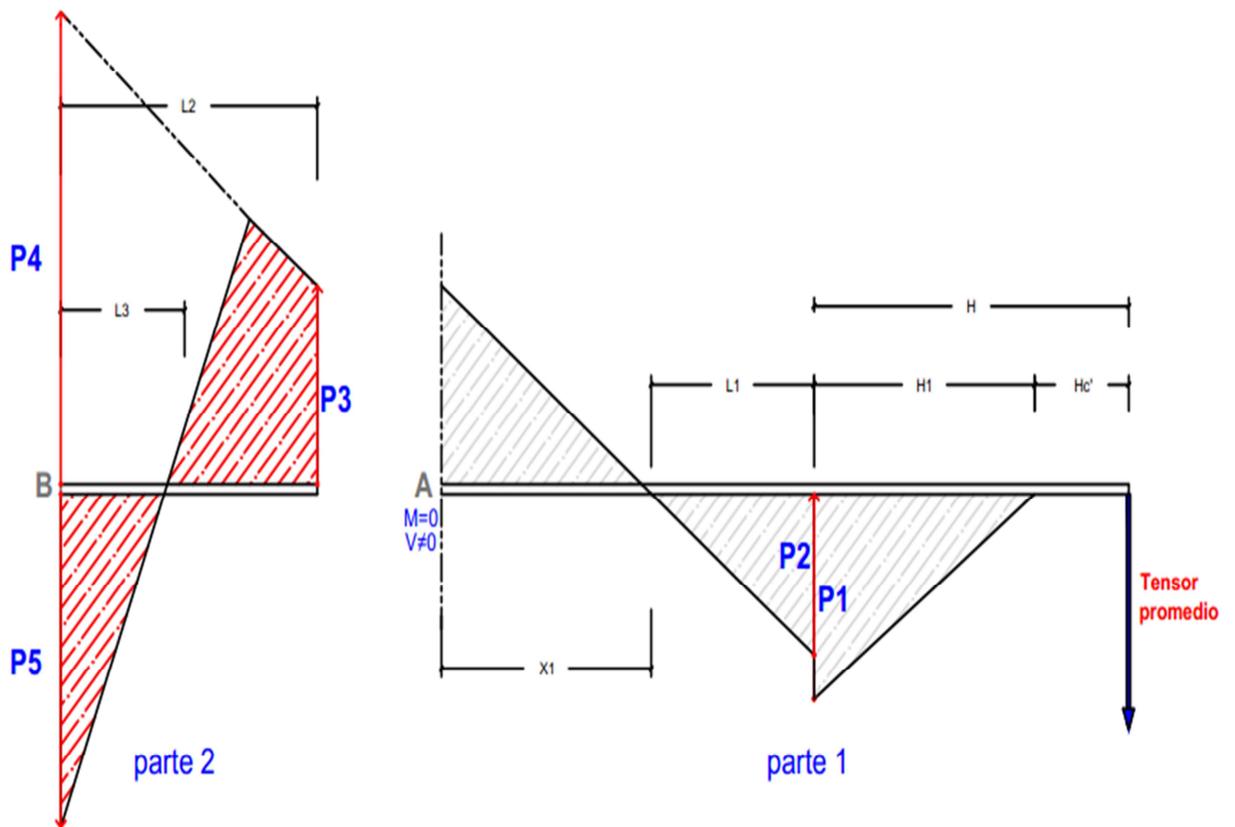
Parte 1

En esta parte, la tablestaca tiene una sola incógnita que es X_1 , las demás variables son las mismas que se discutieron en los capítulos anteriores, siendo X_1 la distancia necesaria para mantener el equilibrio en la primera parte del diagrama, en el punto donde $M=0$, $V \neq 0$.

V_A es la segunda incógnita por determinar a partir de las ecuaciones de equilibrio.



(a)



(b)

Figura 3.7.1 (a) Diagrama de momento de una tablestaca semiempotrada en suelo arcilloso, (b) Solución del método de una tablestaca semiempotrada en suelo arcilloso.

Haciendo $\Sigma F=0$ en la parte 1 se tiene:

$$T_{medio} + Y'(K_p - K_a) \frac{X_1^2}{2} - \left(\frac{P_2 L_1}{2}\right) - \left(\frac{P_1 H_1}{2}\right) = 0$$

De esta manera:

$$X_1 = \sqrt{\frac{2 \left(\left(\frac{P_2 L_1}{2}\right) + \left(\frac{P_1 H_1}{2}\right) - T_{promedio} \right)}{Y'(K_p - K_a)}}$$

Parte 2

Se tienen 2 incógnitas L_2 y L_3 y 2 ecuaciones para resolver el sistema: $\Sigma F=0$ y $\Sigma M=0$.

Al haber encontrado en la parte 1 X_1 :

$$P_3 = Y'(K_p - K_a) X_1$$

Y sabiendo que:

$$m = Y'(K_p - K_a)$$

Se postula que $\Sigma F=0$:

$$(1) \quad m X_1 (L_2) + \frac{m L_2^2}{2} - [m(H + L_1 + 2 X_1 + 2 L_2) + (Y_w H + Y' H K_a + 4c' \sqrt{K_a})] \frac{L_3}{2} = 0$$

Por simplicidad se asume que ΣM_B es igual al Momento máximo generado en la primera parte. Esta consideración es adecuada desde el punto de vista kinemático, puesto que la deformada de la tablestaca sigue un diagrama de doble curvatura con un punto de inflexión en "A" consistente con momentos máximos de similar intensidad en ambas partes del tablestacado.

$$(2) \quad \frac{m X_1 L_2^2}{2} + \frac{m L_2^3}{6} - [m(H + L_1 + 2 X_1 + 2 L_2) + (Y_w H + Y' H K_a + 4c' \sqrt{K_a})] \frac{L_3^2}{6} = M_B$$

Despejamos L_3 de (1):

$$L_3 = \frac{2m X_1 L_2 + m L_2^2}{m(H + L_1 + 2 X_1 + 2 L_2) + (\gamma_w H + \gamma' H K_a + 4c' \sqrt{K_a})}$$

Remplazamos L_3 en (2):

$$\begin{aligned} & \frac{m X_1 L_2^2}{2} + \frac{m L_2^3}{6} \\ & - \left(\frac{m(H + L_1 + 2 X_1 + 2 L_2) + (\gamma_w H + \gamma' H K_a + 4c' \sqrt{K_a})}{6} \right) \left(\frac{2m X_1 L_2 + m L_2^2}{m(H + L_1 + 2 X_1 + 2 L_2) + (\gamma_w H + \gamma' H K_a + 4c' \sqrt{K_a})} \right)^2 \\ & = M_B \end{aligned}$$

La longitud de empotramiento final será igual a:

$$D = L_1 + L_2 + X_1$$

Capítulo 4

Ábacos de diseño

4 RESULTADOS OBTENIDOS

4.1 Generalidades

En este capítulo se presentan ábacos de diseño basados en la variación de los parámetros de mayor sensibilidad, que intervienen en la resolución de un tablestacado.

En todos los ábacos se ha elegido como parámetro principal, el factor de seguridad que se le da al esfuerzo pasivo

Para el caso de los tablestacados en voladizo y con anclajes, se realizaron ábacos que ayudan a obtener de manera sencilla, la longitud de empotramiento de la tablestaca para diferentes profundidades de excavación que van desde los 3m hasta los 6m. También se muestran ábacos que corresponden a las deformaciones, ya que en este tipo de tablestacas es muy importante controlar la deformación de la tablestaca por razones de serviciabilidad.

4.2 Ábacos para tablestacados en voladizo en suelos arenosos.

4.2.1 Ábacos de longitudes de empotramiento

En esta sección se realizaron 3 curvas en cada grafica para diferentes factores de seguridad (1.0 - 1.5 – 2.0) que muestran las profundidades necesarias que resuelven el sistema.

Las variables de cada curva son:

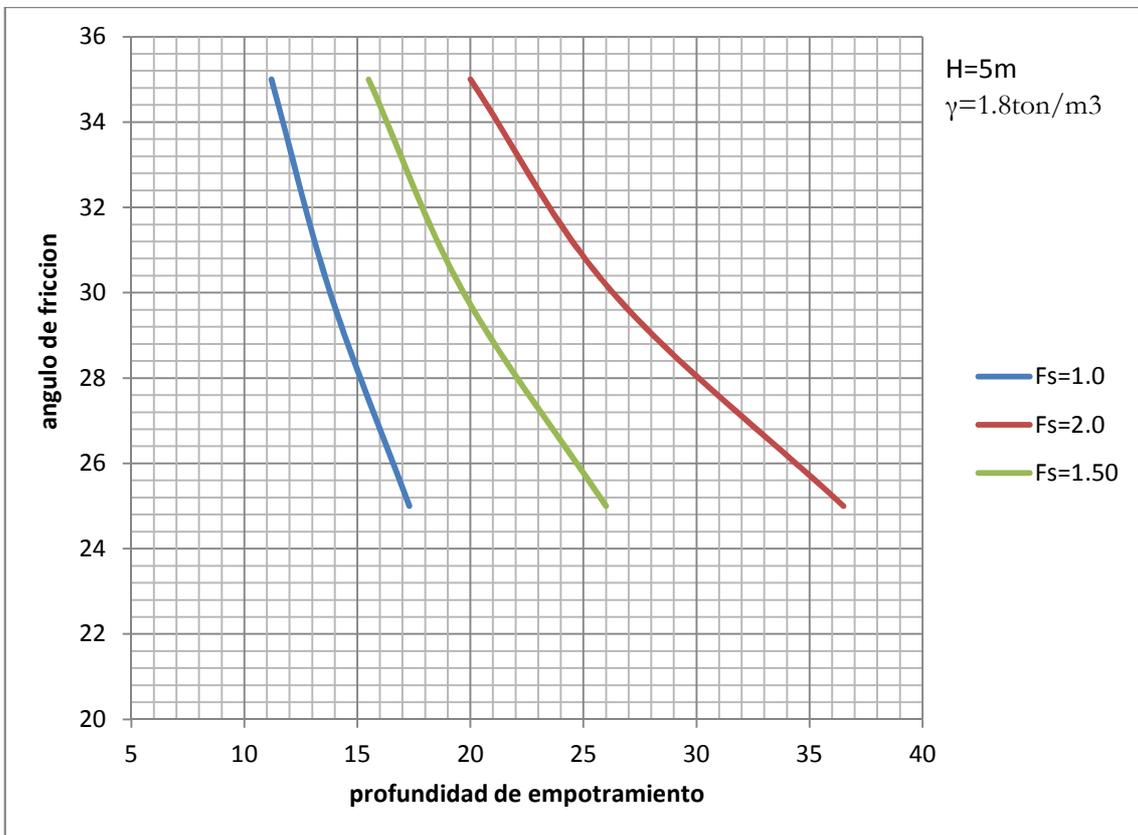
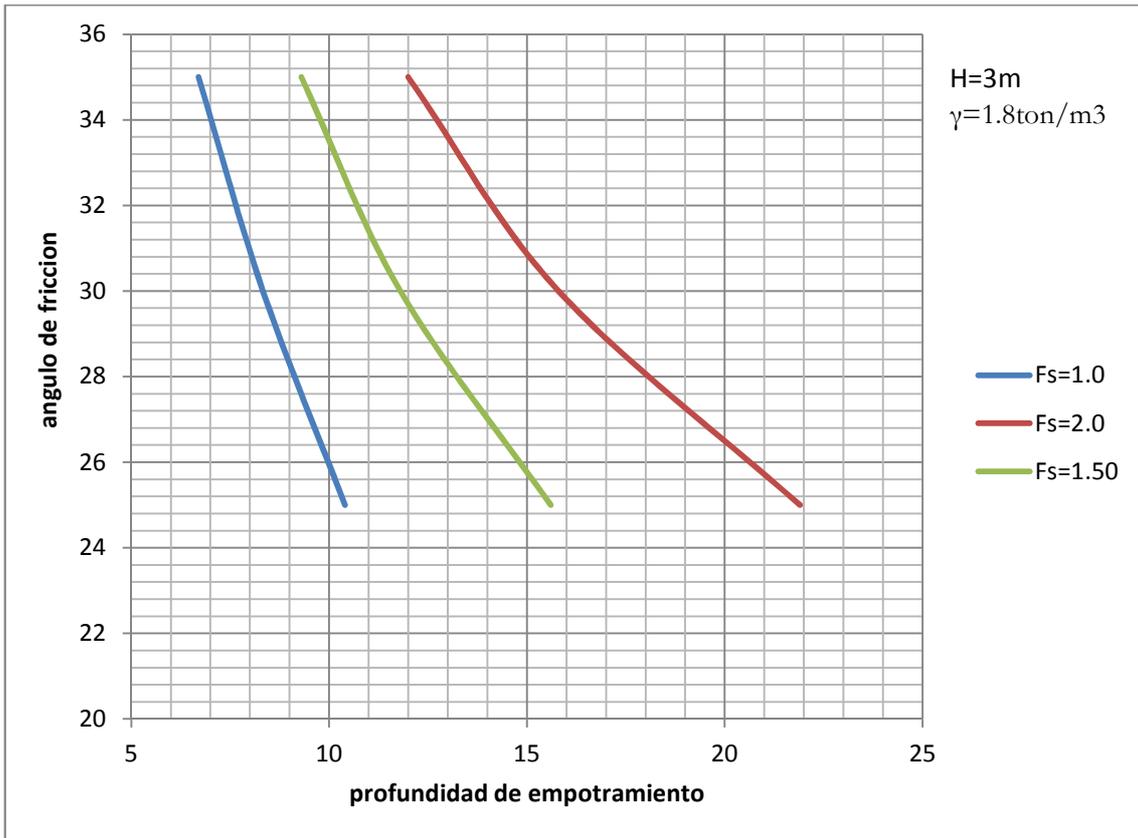
Dependientes: Longitud de empotramiento.

Independientes: ϕ = Angulo de fricción

Parámetros secundarios definidos como constantes en cada gráfica:

H= Profundidad de la excavación.

γ = Peso específico saturado del suelo.



4.2.2 Ábacos de deformaciones en la cresta de la tablestaca

En esta sección se realizaron 3 curvas en cada grafica para diferentes factores de seguridad (1.0 - 1.5 - 2.0) que muestran las deformaciones que se dan en la cresta de la tablestaca producto de las presiones del suelo. Como se puede apreciar para evitar deformaciones muy grandes ($\delta/h \leq 0.02$), se necesitan espesores de pantallas muy gruesos lo que hace a estos sistemas muy ineficientes a partir de los 3m.

Las variables de cada curva son:

Dependientes: δ/H = distorsión angular entre la deformación máxima en un punto intermedio de la tablestaca y la profundidad de la excavación

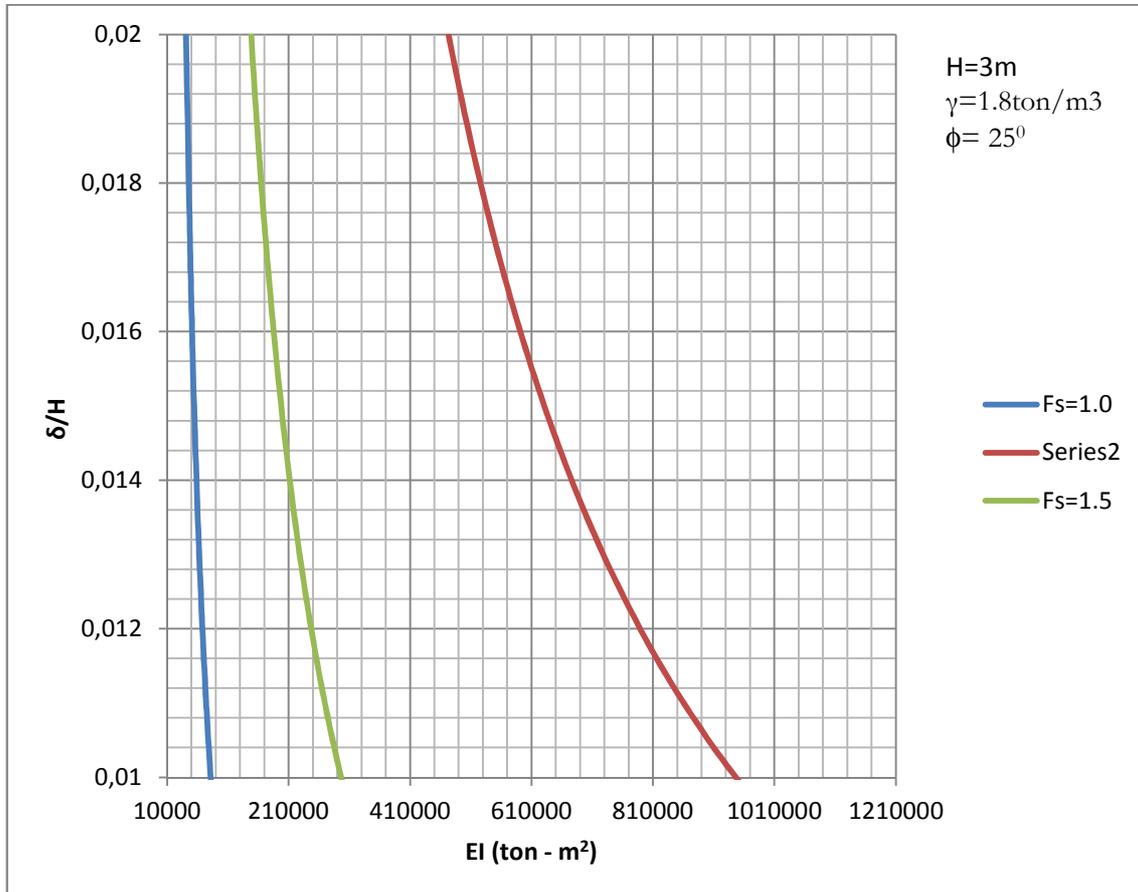
Independientes: EI (ton - m²)

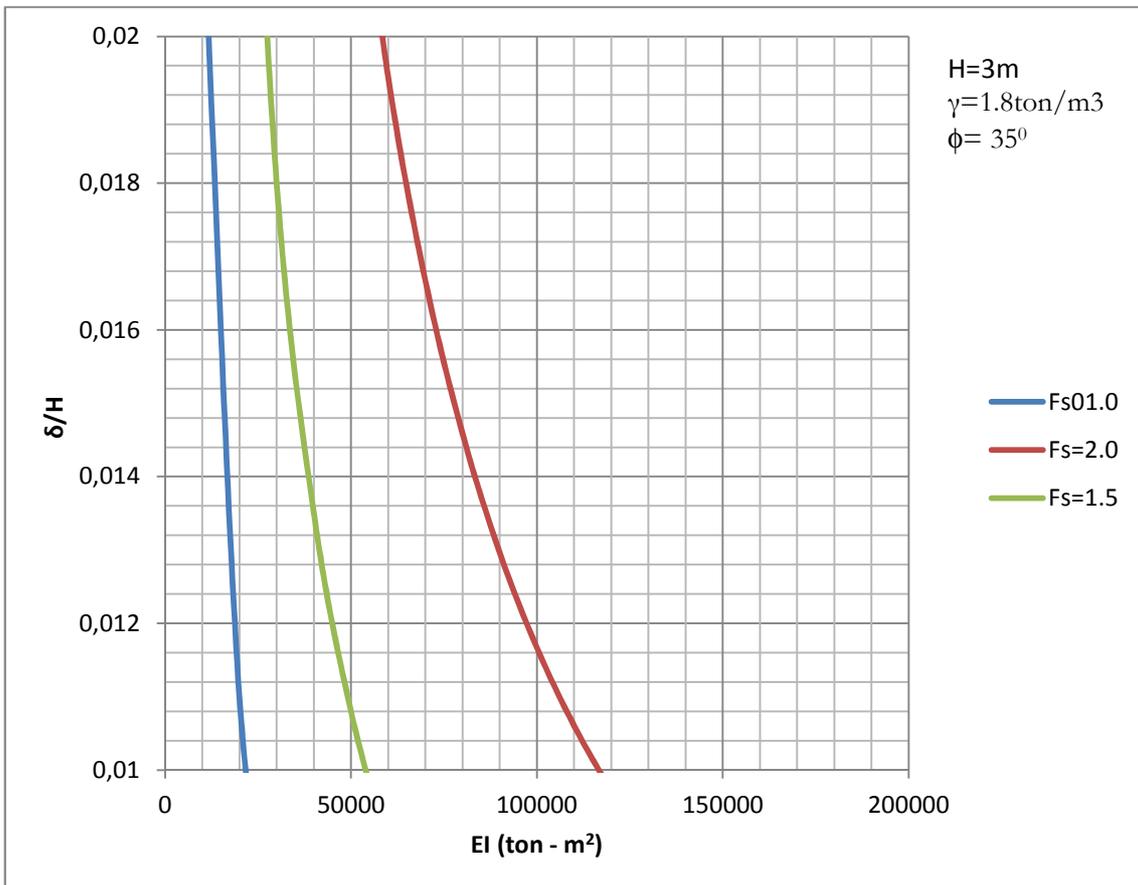
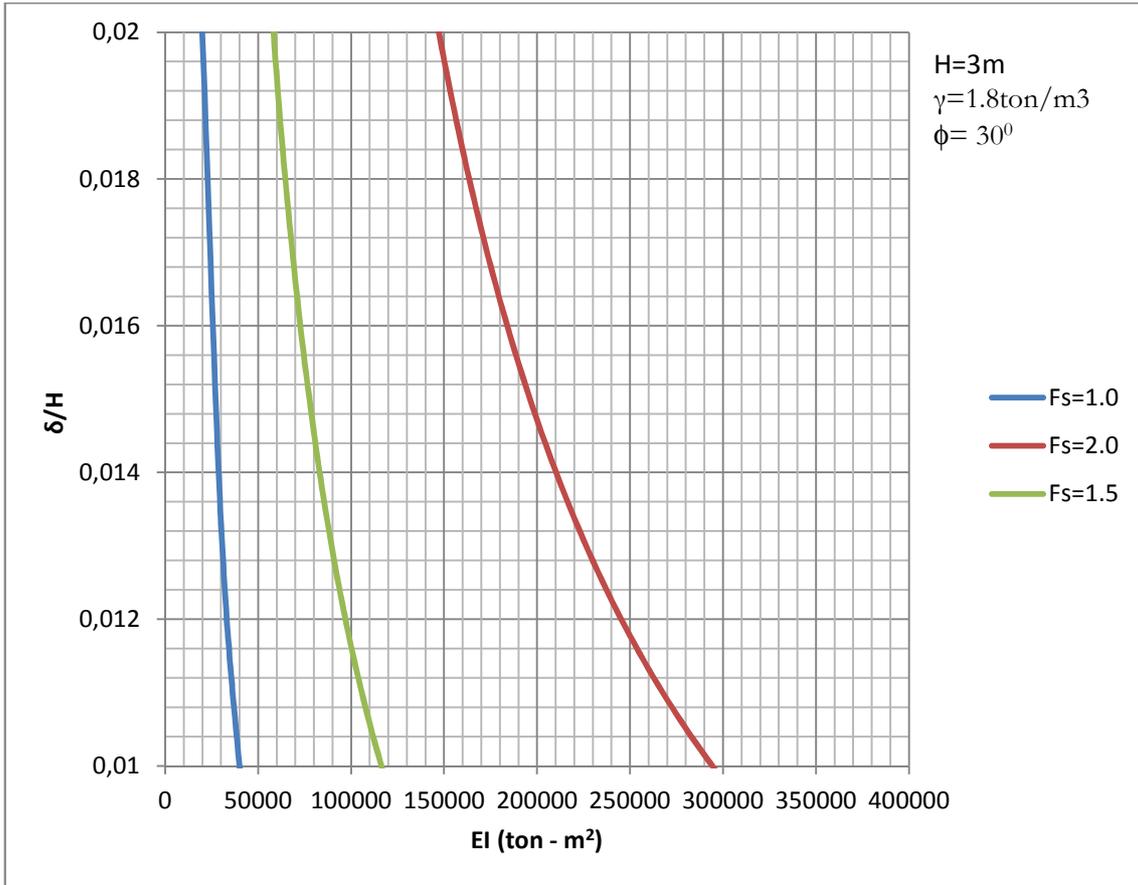
Parámetros secundarios definidos como constantes en cada gráfica:

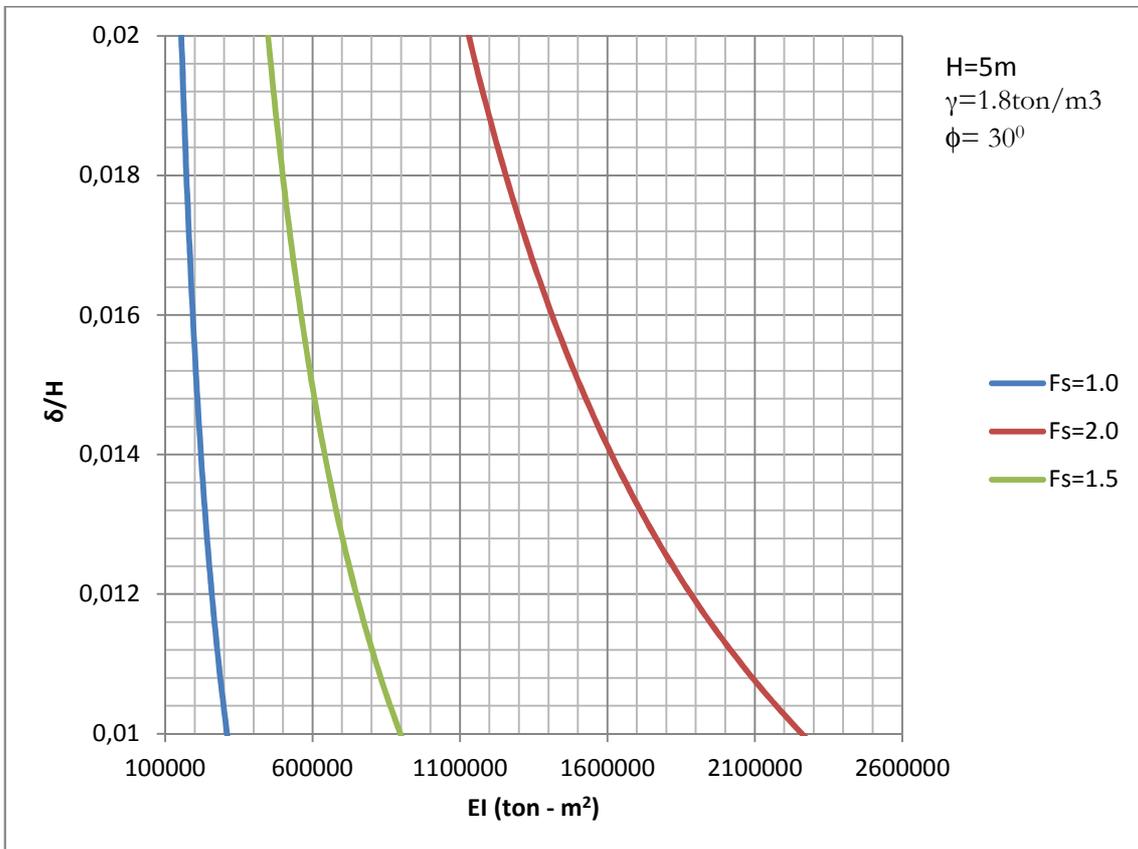
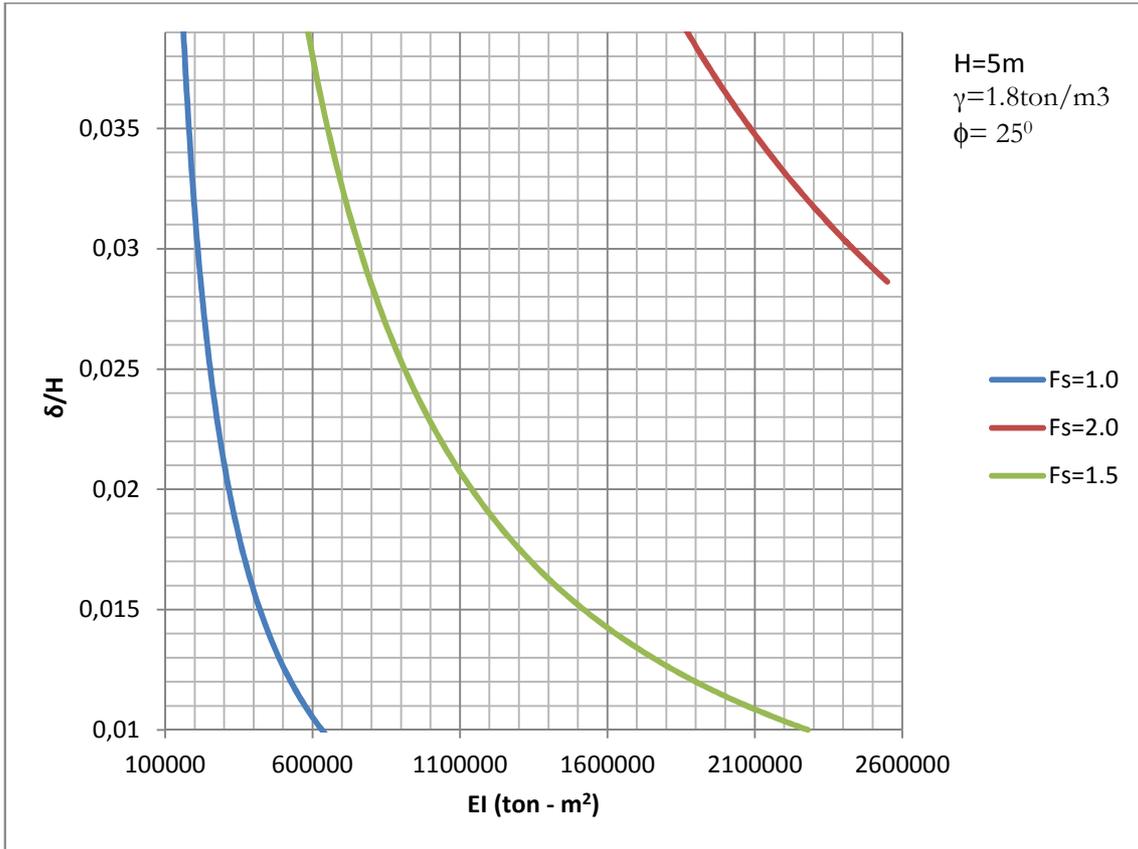
H= Profundidad de excavación

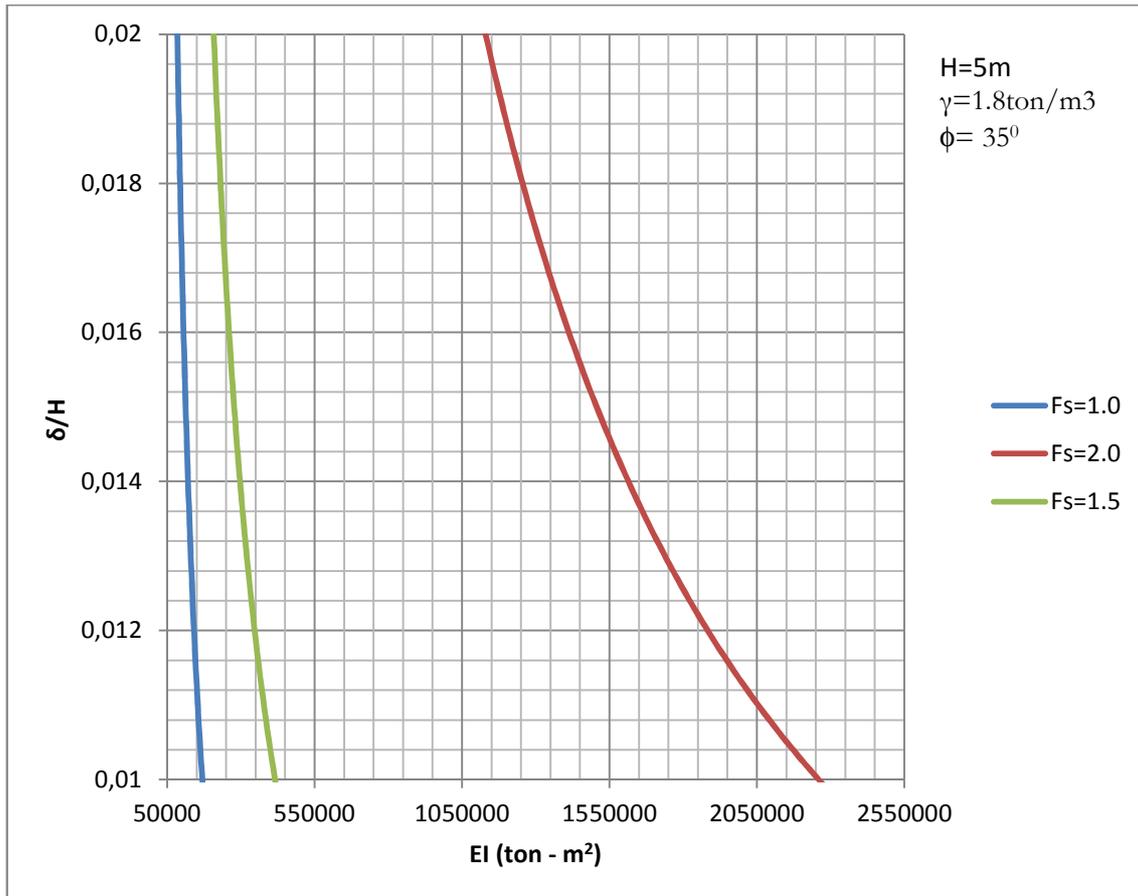
γ = Peso específico saturado del suelo

ϕ = Angulo de fricción









4.3 Ábacos para tablestacados con anclajes (Perfectamente empotrados) en suelos arenosos.

4.3.1 Ábacos de longitudes de empotramiento perfecto

Las longitudes para empotramiento perfecto en tablestacados con anclajes corresponden a las mismas longitudes mostradas en la sección 4.2.1 para tablestacados en voladizo, ya que, este método necesita la misma longitud de empotramiento, difiriendo de las tablestacas en voladizo por el uso de anclajes para disminuir las deformaciones.

4.3.2 Ábacos de deformaciones en un punto intermedio de la tablestaca.

En esta sección se realizaron 3 curvas en cada grafica para diferentes factores de seguridad (1.0 - 1.5 - 2.0) que muestran las deformaciones que se dan en un punto intermedio de la tablestaca, producto de las presiones del suelo. Como se puede apreciar, para evitar deformaciones muy grandes ($\delta/h \leq 0.02$), se necesitan espesores mucho menos robustos que en el caso de tablestacados en voladizo.

Las variables de cada curva son:

Dependientes: δ/H = distorsión angular entre la deformación máxima en un punto intermedio de la tablestaca y la profundidad de la excavación

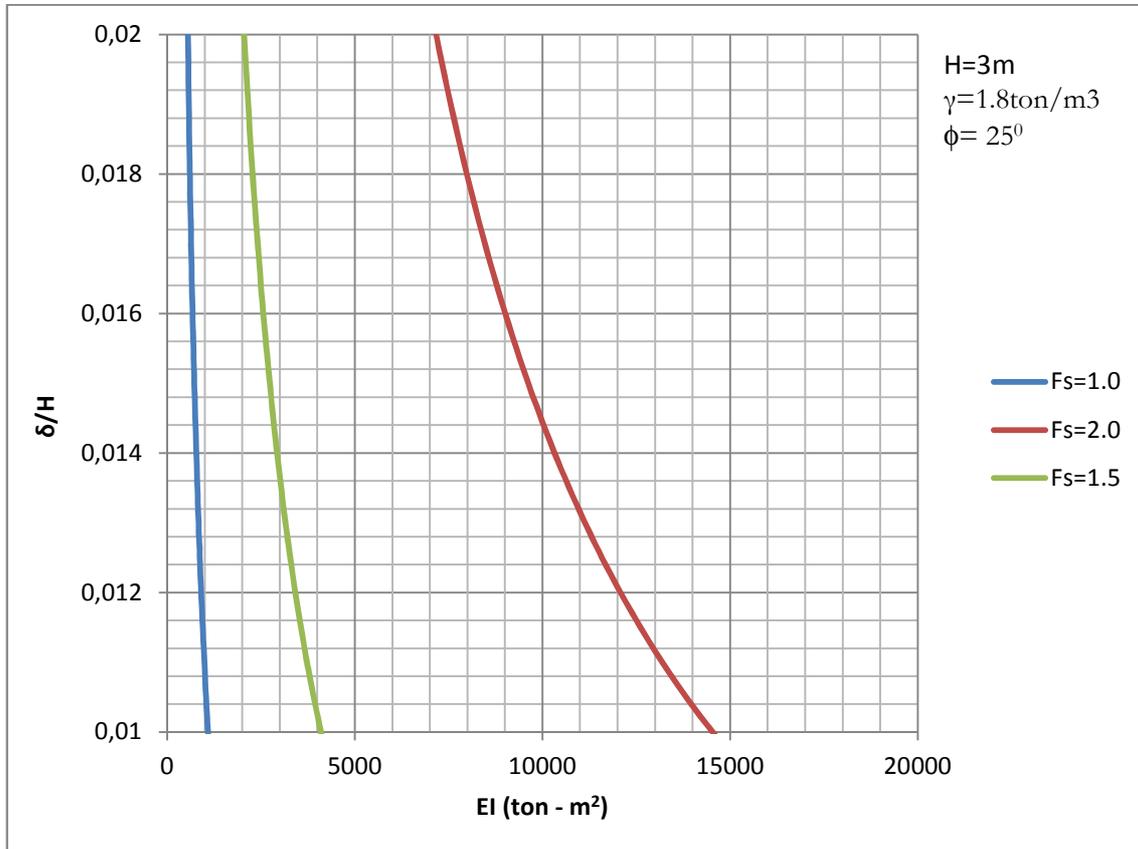
Independientes: EI (ton - m²)

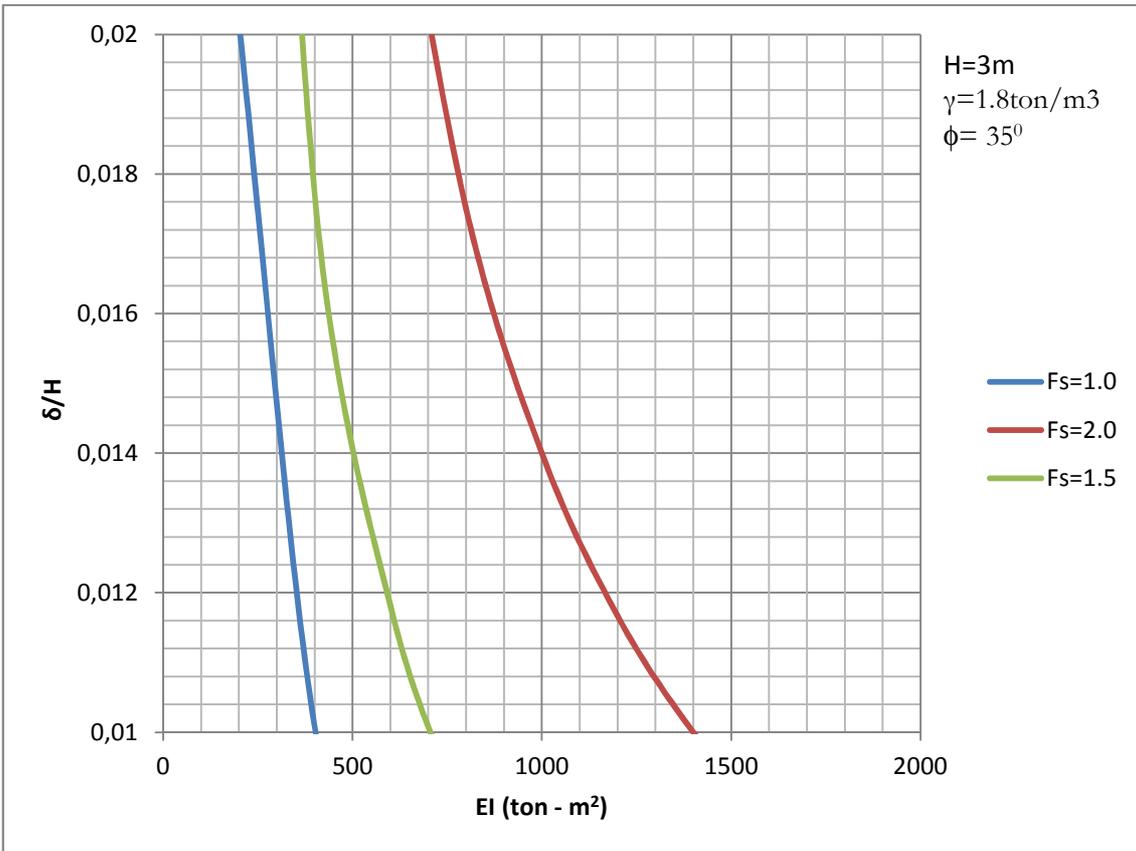
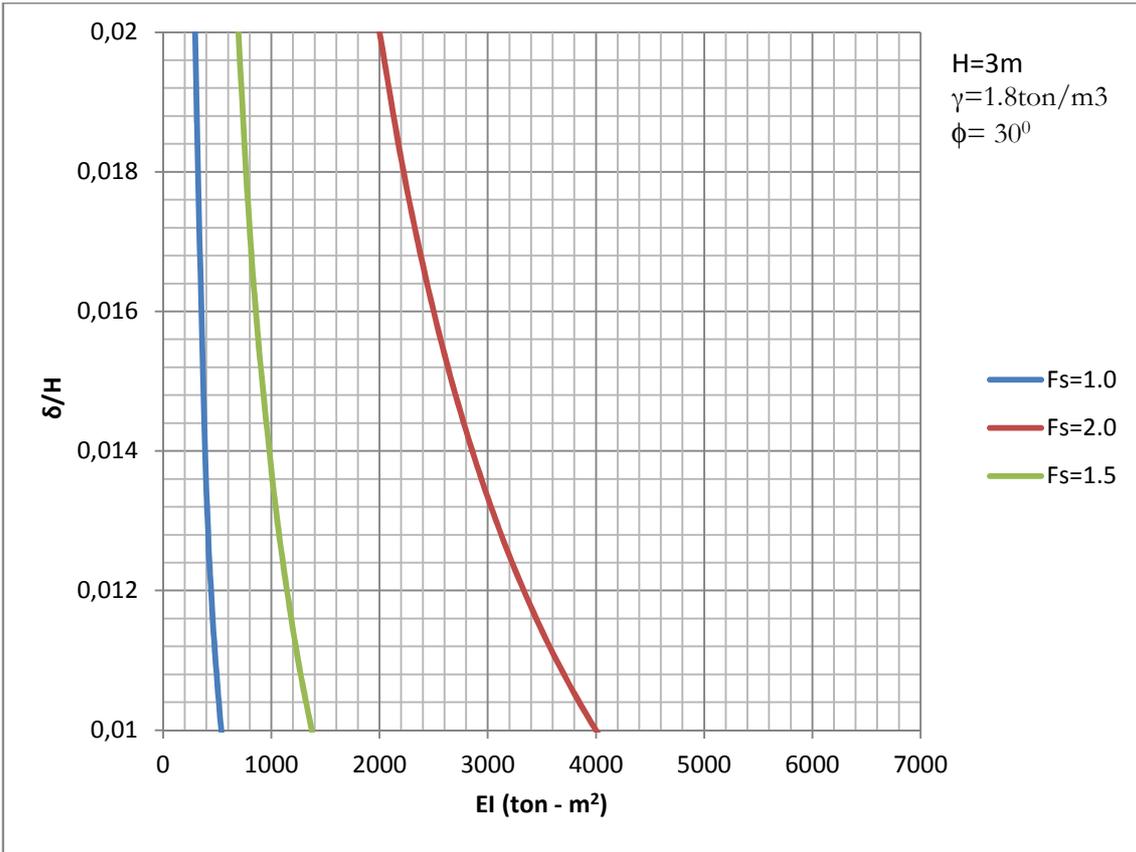
Parámetros secundarios definidos como constantes en cada gráfica:

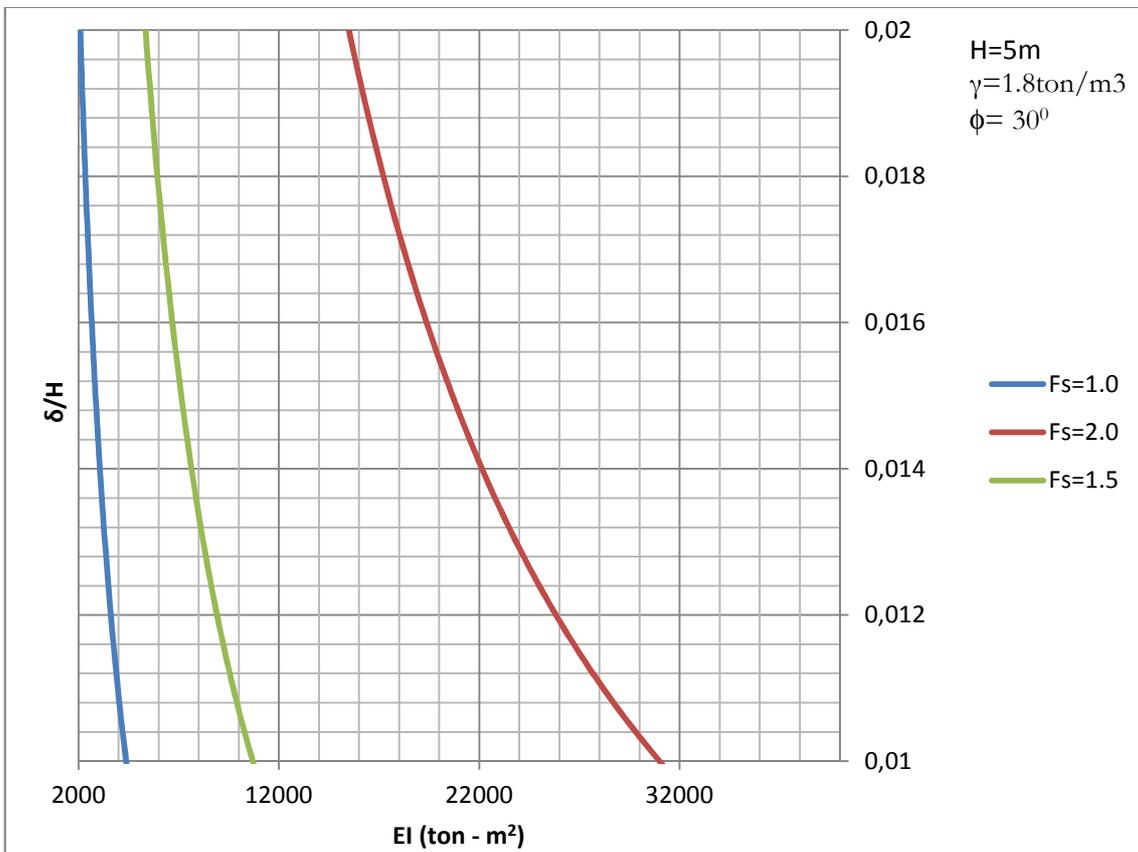
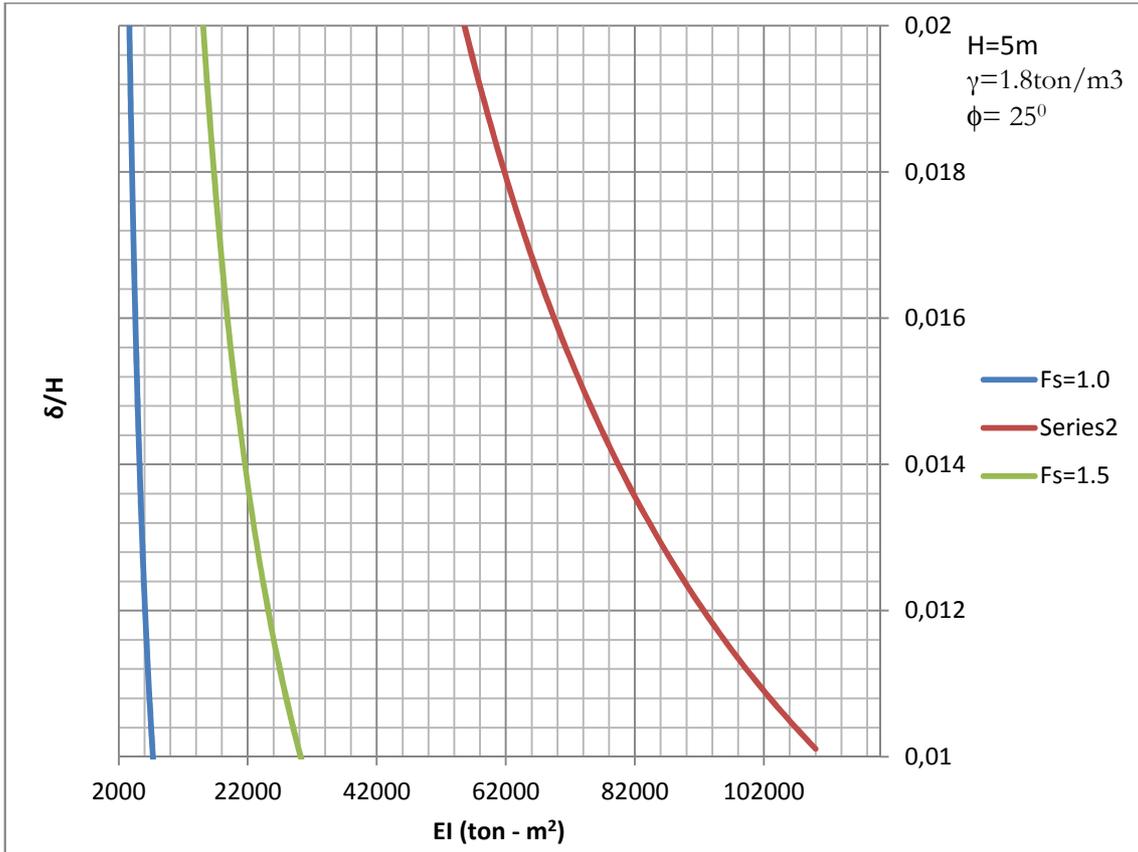
H= Profundidad de excavación

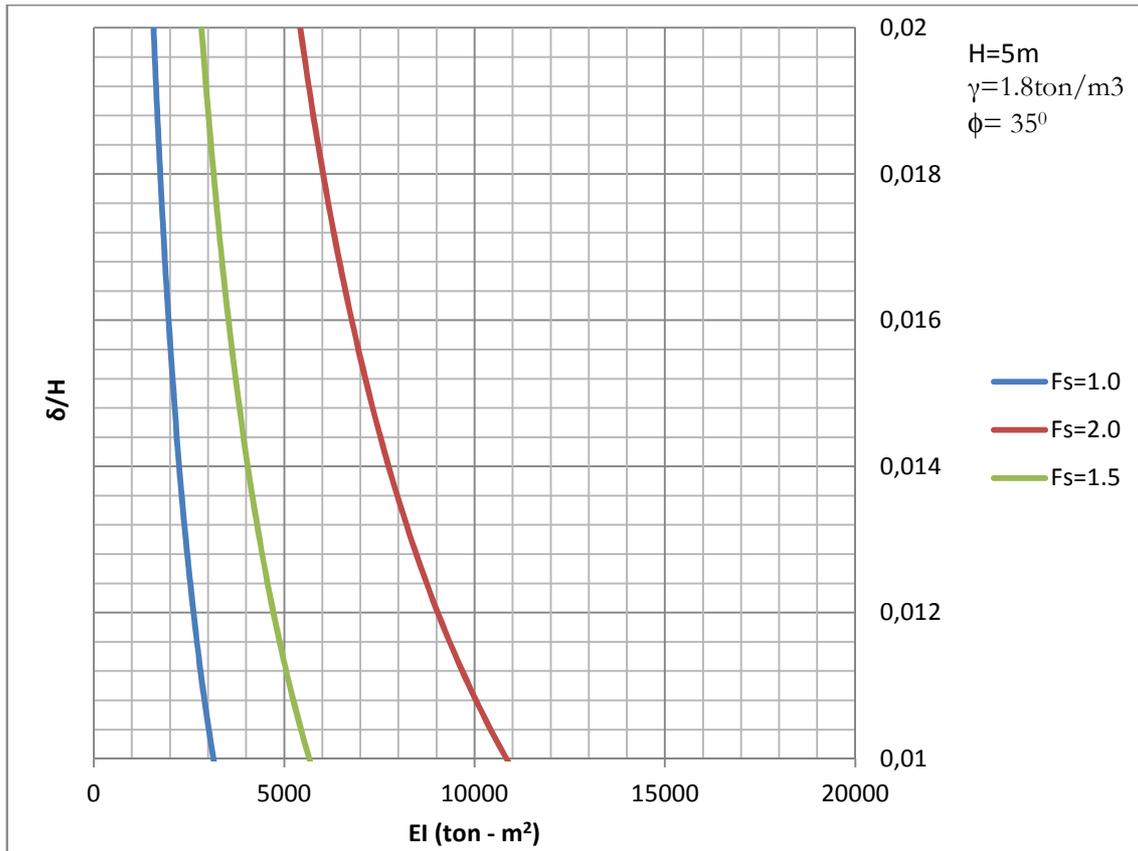
γ = Peso específico saturado del suelo

ϕ = Angulo de fricción









4.4 Ábacos para tablestacados con anclajes (Semiempotrados) en suelos arenosos.

4.4.1 Longitudes de empotramiento

En esta sección se realizaron 3 curvas en cada grafica para diferentes factores de seguridad (1.0 - 1.5 – 2.0) que muestran las profundidades necesarias que resuelven el sistema.

Las variables de cada curva son:

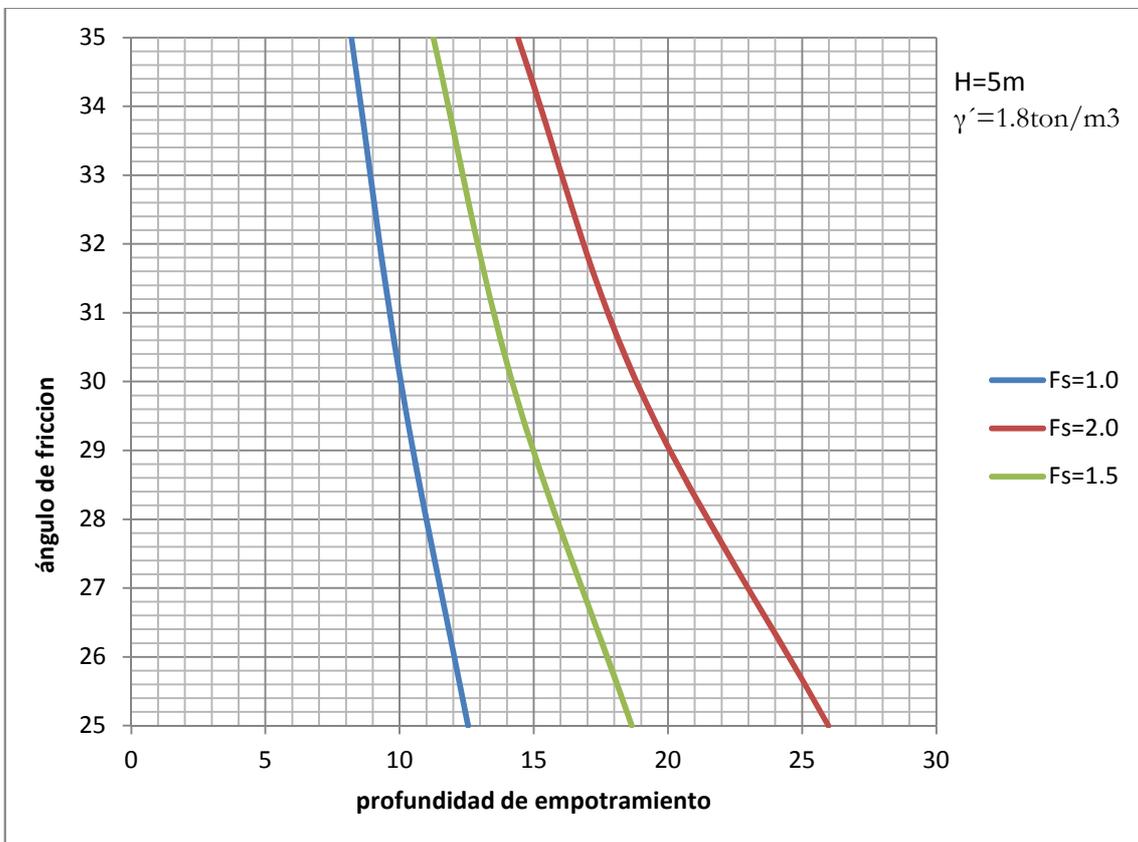
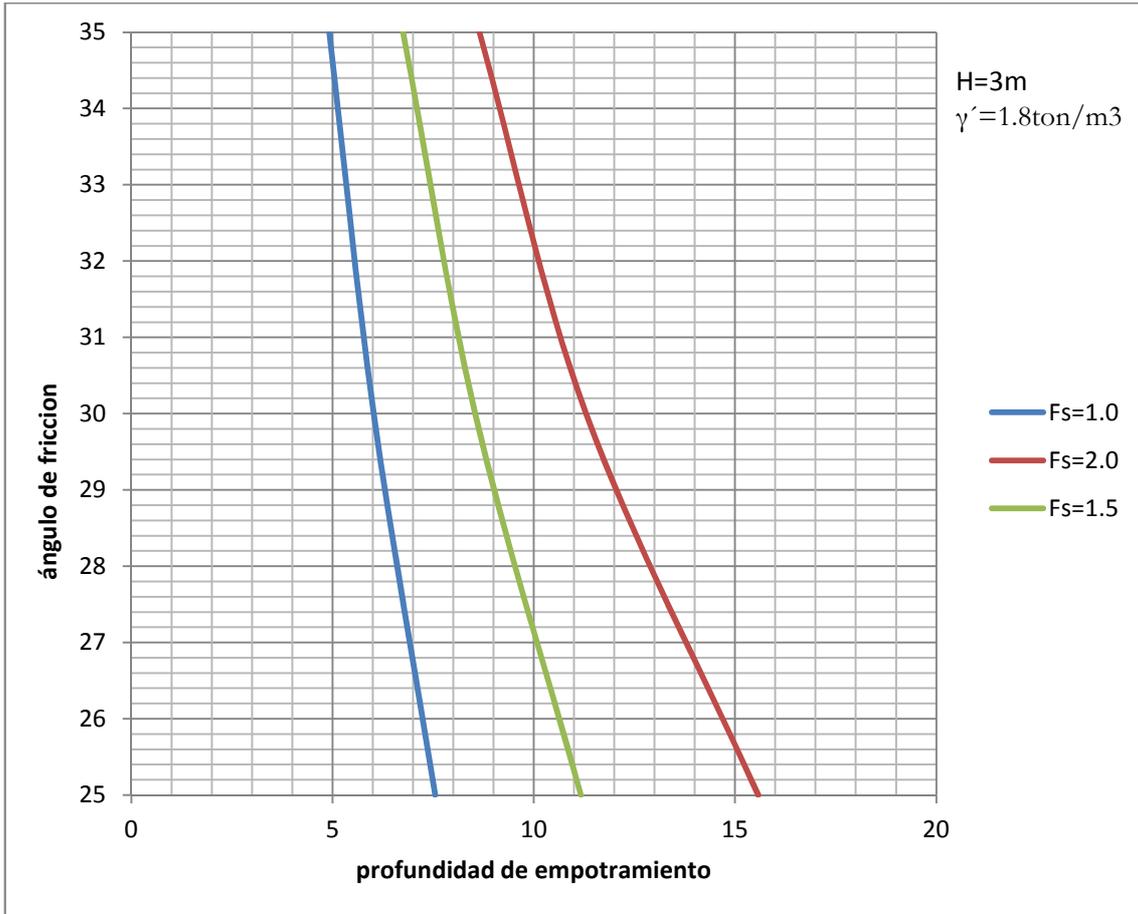
Dependientes: Longitud de empotramiento.

Independientes: ϕ = Angulo de fricción

Parámetros secundarios definidos como constantes en cada gráfica:

H= Profundidad de la excavación.

γ = Peso específico saturado del suelo.



4.4.2 Ábacos de deformaciones en un punto intermedio de la tablestaca.

En esta sección se realizaron 3 curvas en cada grafica para diferentes factores de seguridad (1.0 - 1.5 - 2.0) que muestran las deformaciones que se dan en un punto intermedio de la tablestaca, producto de las presiones del suelo. Como se puede apreciar, se necesitan espesores más robustos que en el caso de los tablestacados anclados con empotramiento perfecto.

Las variables de cada curva son:

Dependientes: δ/H = distorsión angular entre la deformación máxima en un punto intermedio de la tablestaca y la profundidad de la excavación

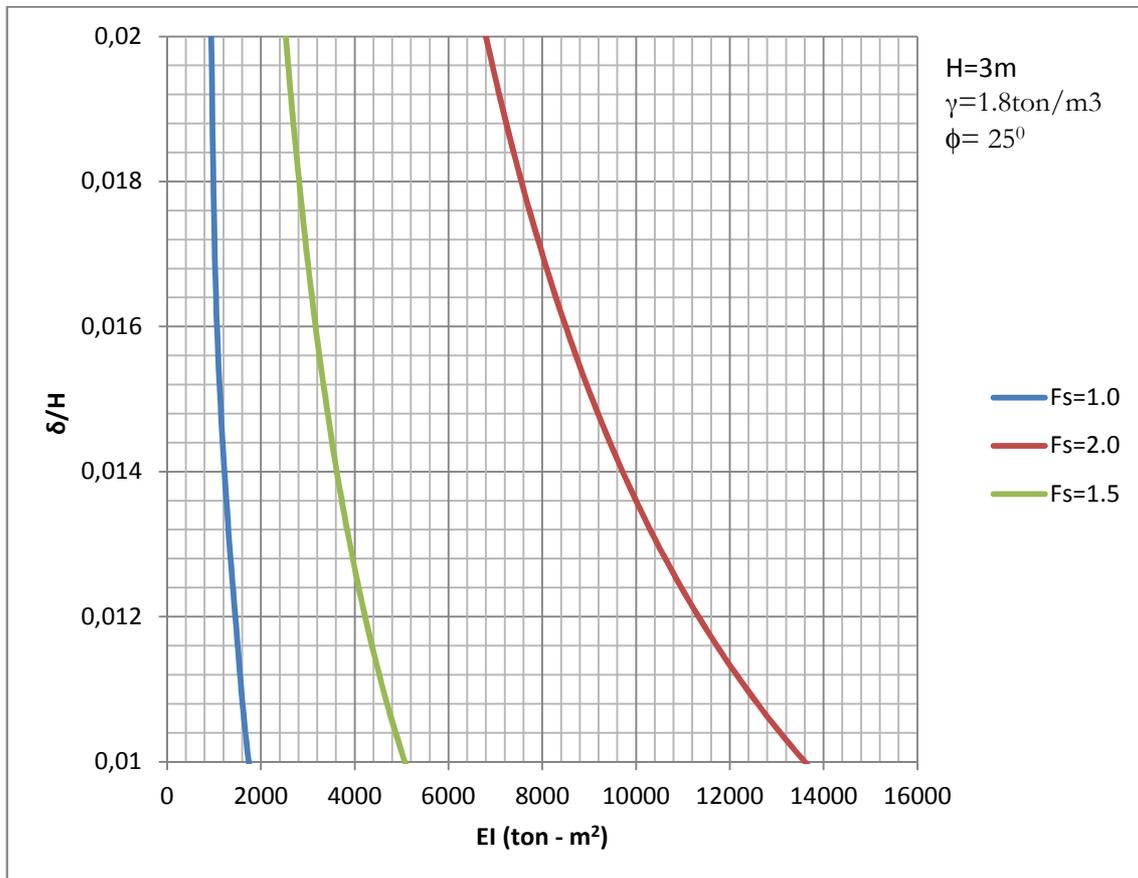
Independientes: EI (ton - m²)

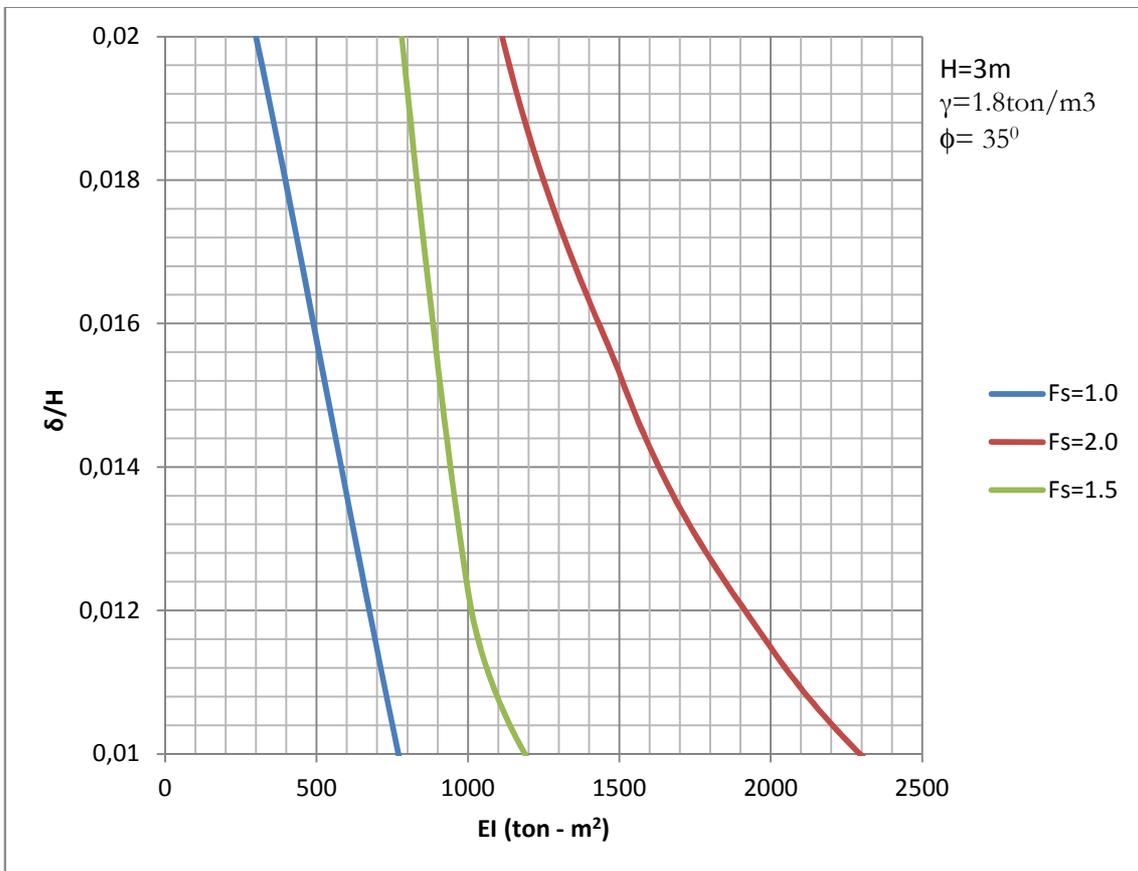
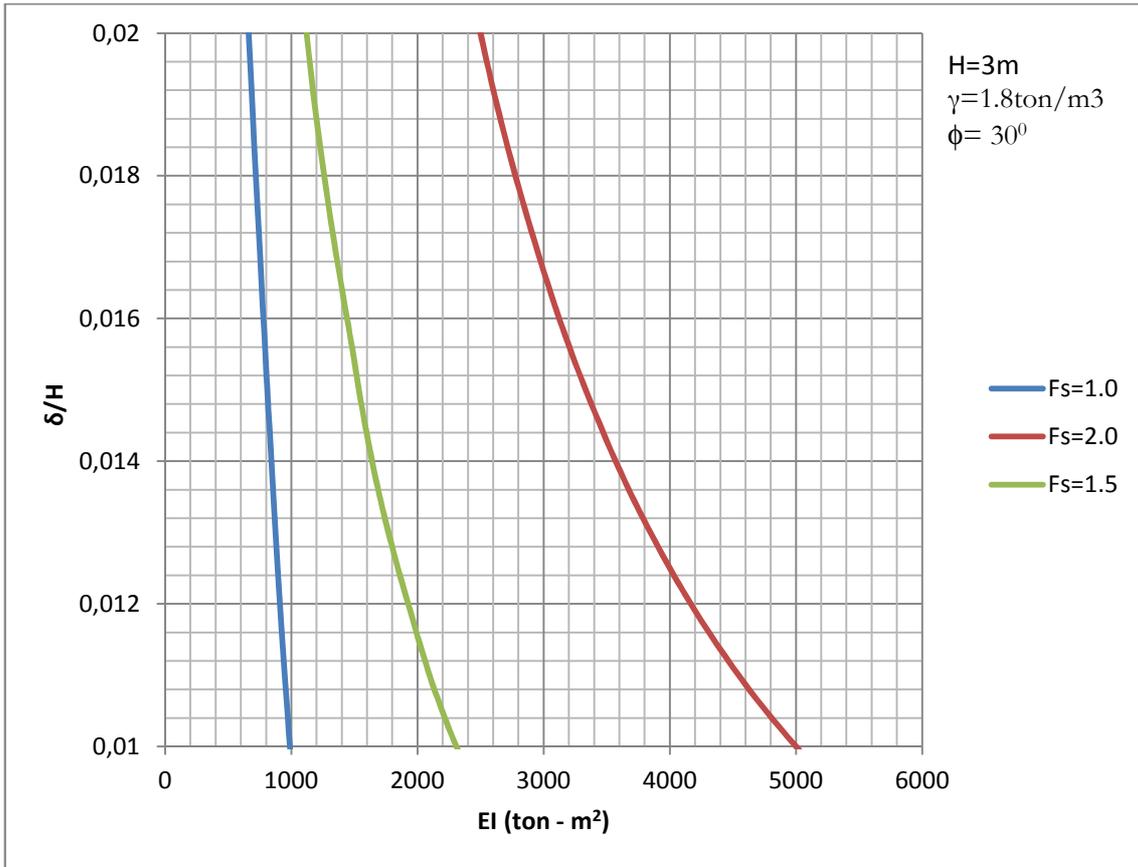
Parámetros secundarios definidos como constantes en cada gráfica:

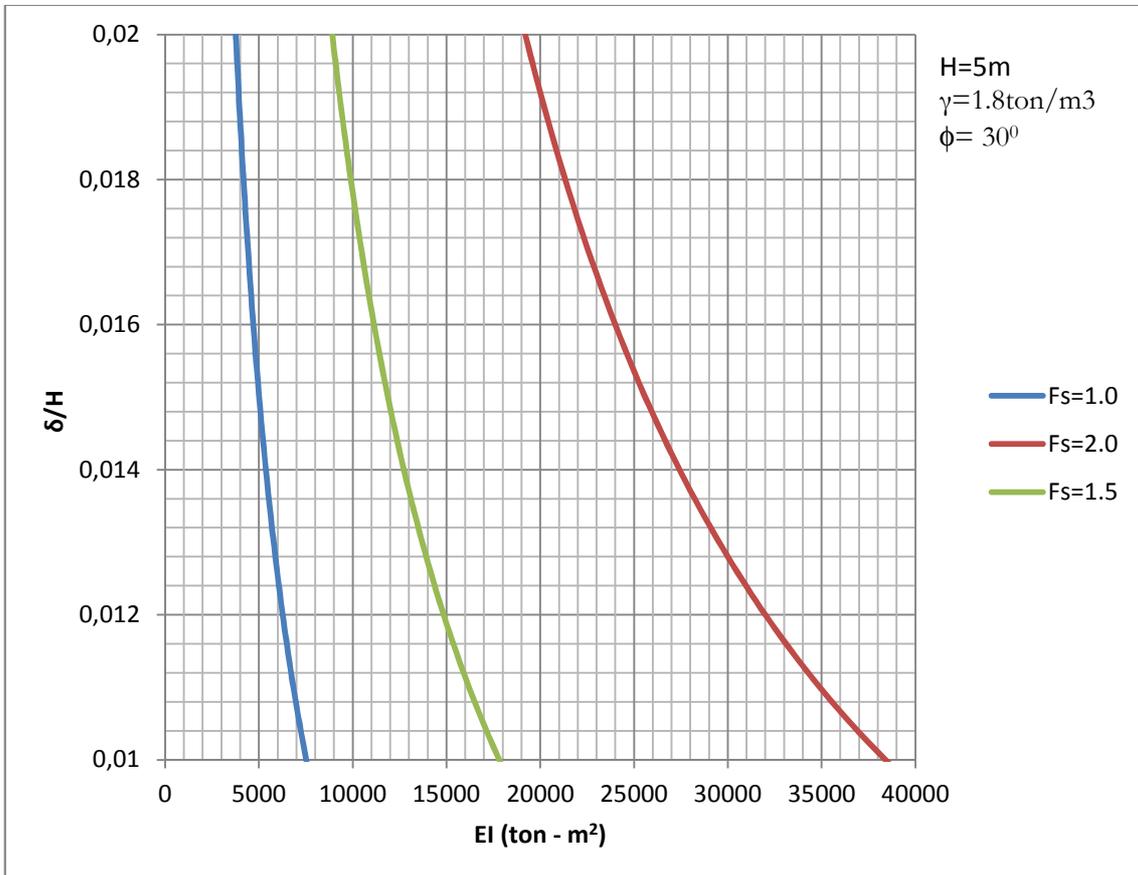
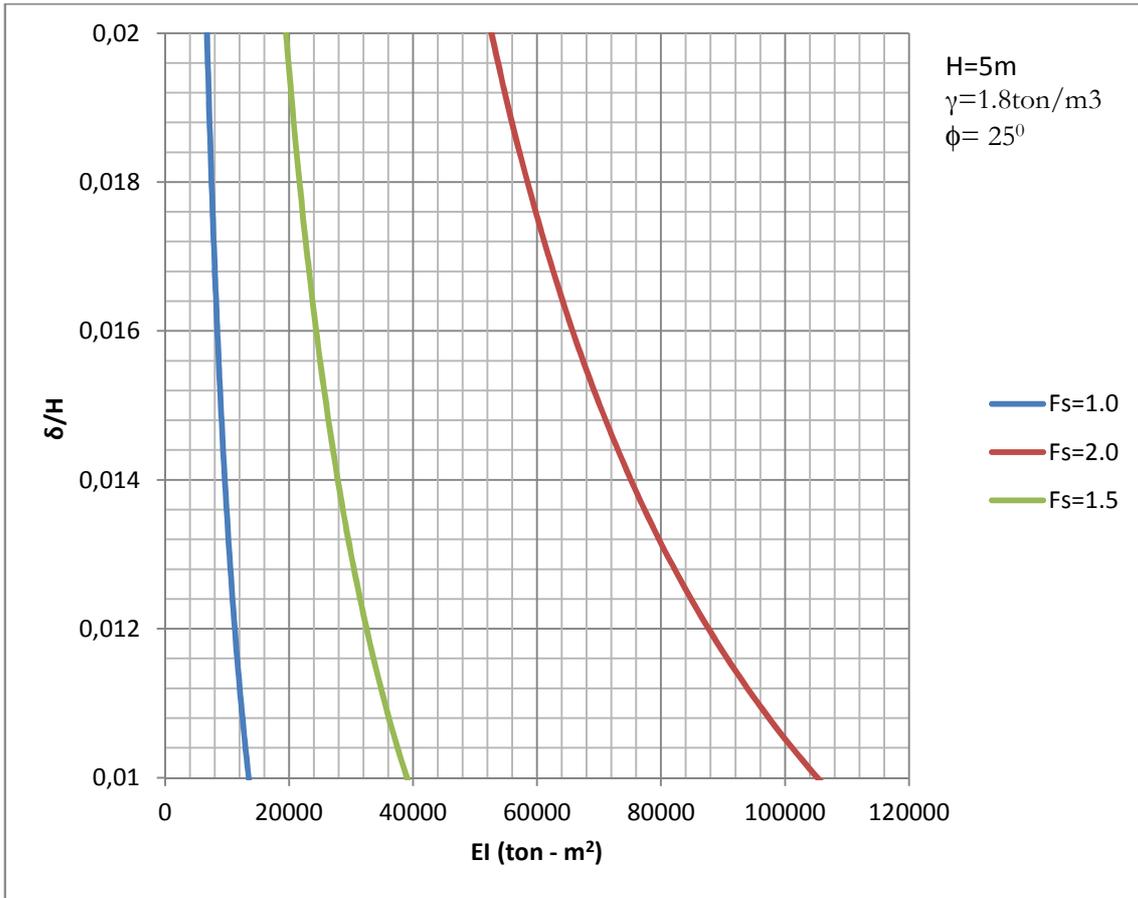
H= Profundidad de excavación

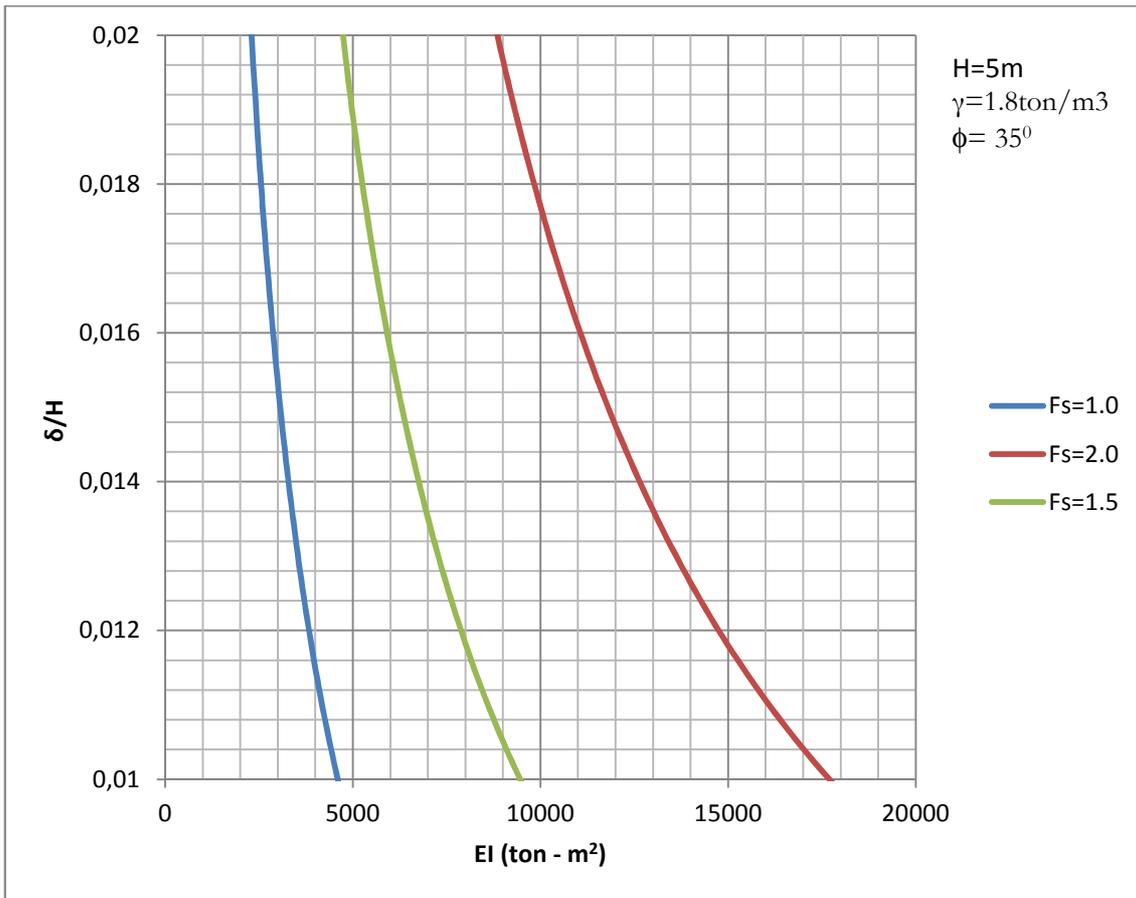
γ = Peso específico saturado del suelo

ϕ = Angulo de fricción









4.5 Ábacos para tablestacados con anclajes (Articulados) en suelos arenosos.

4.5.1 Ábacos de longitudes de empotramiento

En esta sección se realizaron 3 curvas en cada grafica para diferentes factores de seguridad (1.0 - 1.5 - 2.0) que muestran las profundidades necesarias que resuelven el sistema.

Las variables de cada curva son:

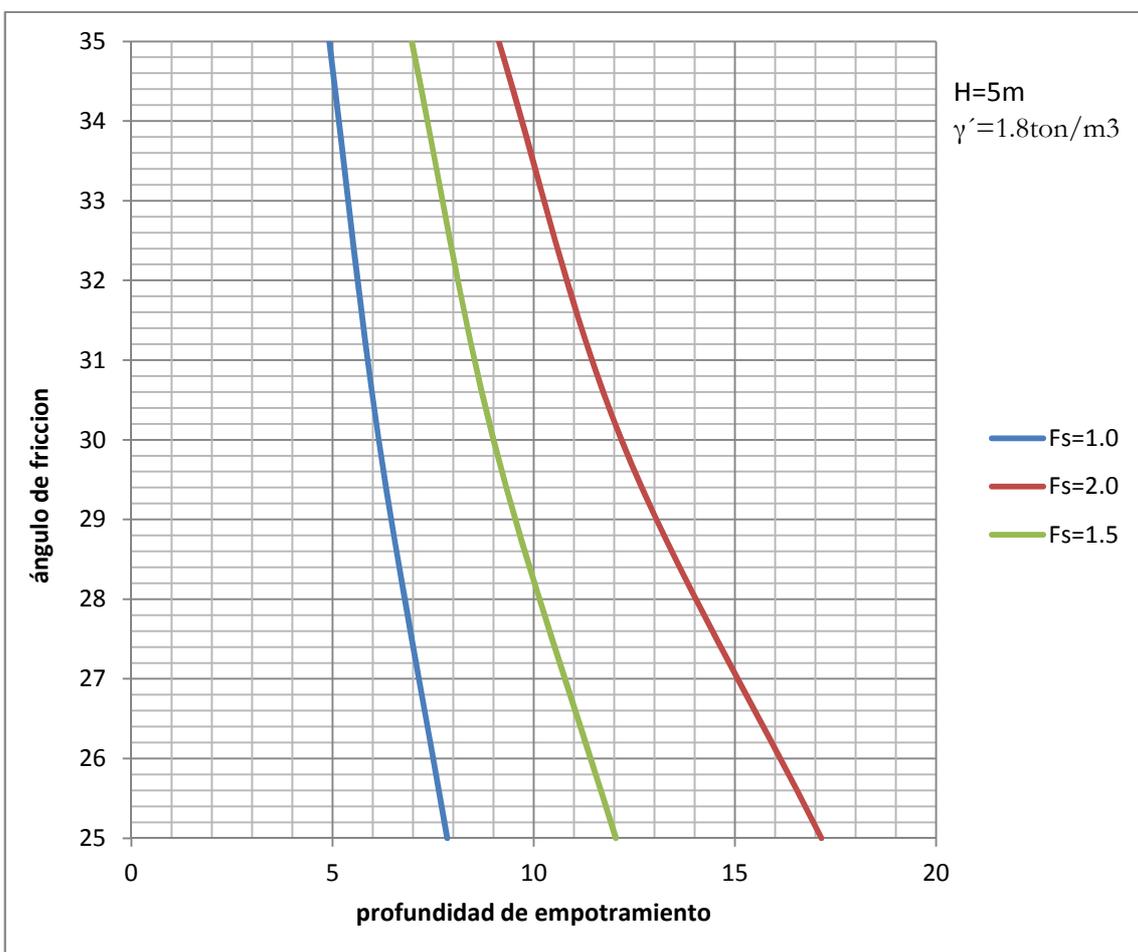
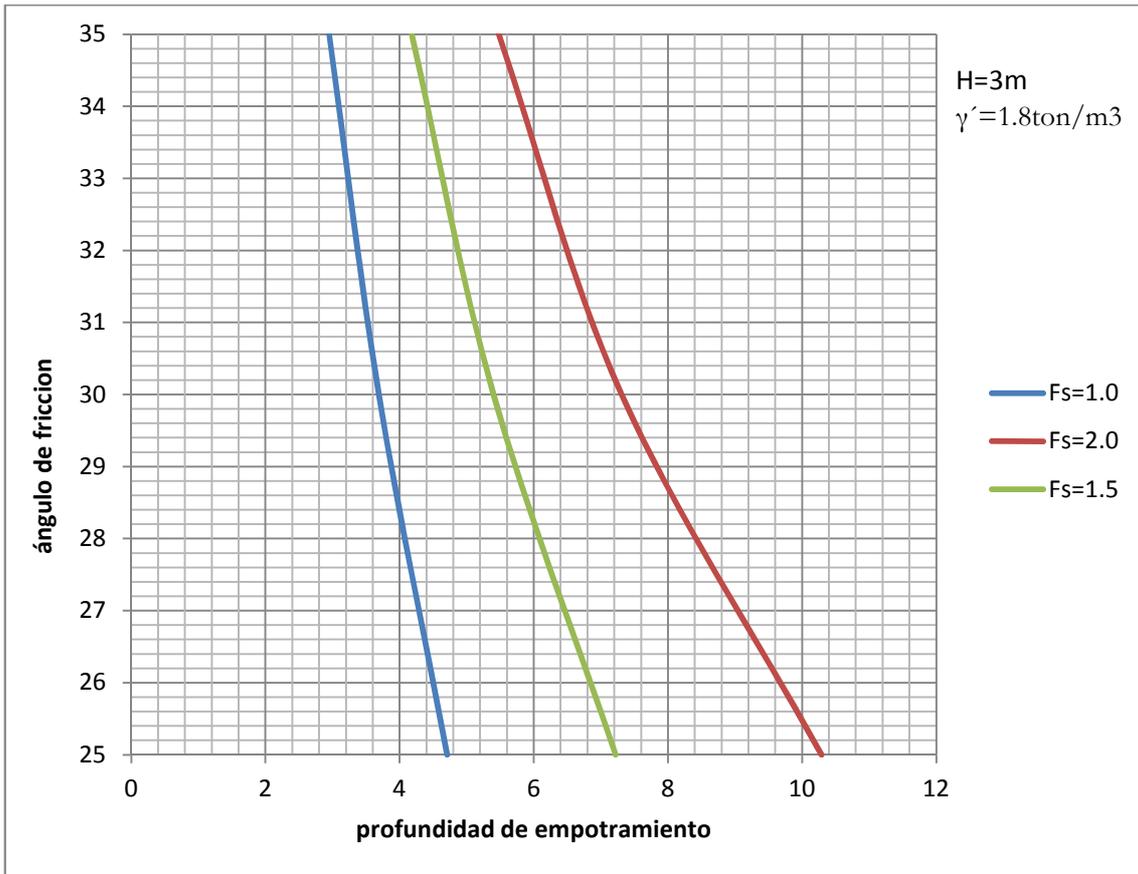
Dependientes: Longitud de empotramiento.

Independientes: ϕ = Angulo de fricción

Parámetros:

H= Profundidad de la excavación.

γ = Peso específico saturado del suelo.



4.5.2 Ábacos de deformaciones en un punto intermedio de la tablestaca.

En esta sección se realizaron 3 curvas en cada grafica para diferentes factores de seguridad (1.0 - 1.5 - 2.0) que muestran las deformaciones que se dan en la cresta de la tablestaca producto de las presiones del suelo. Como se puede apreciar, este método necesita espesores más robustos que los demás casos de tablestacados con anclajes para deformaciones ($\delta/h \leq 0.02$).

Las variables de cada curva son:

Dependientes: δ/H = distorsión angular entre la deformación máxima en un punto intermedio de la tablestaca y la profundidad de la excavación

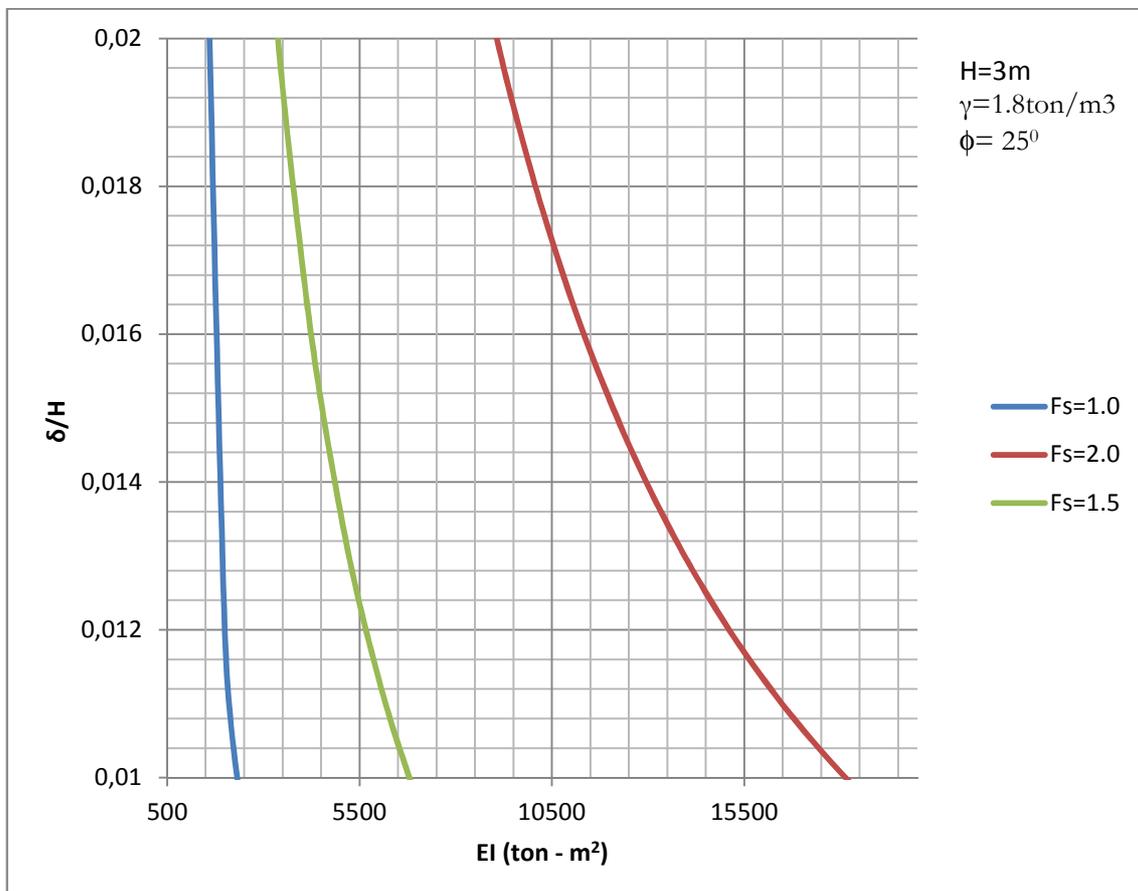
Independientes: EI (ton - m²)

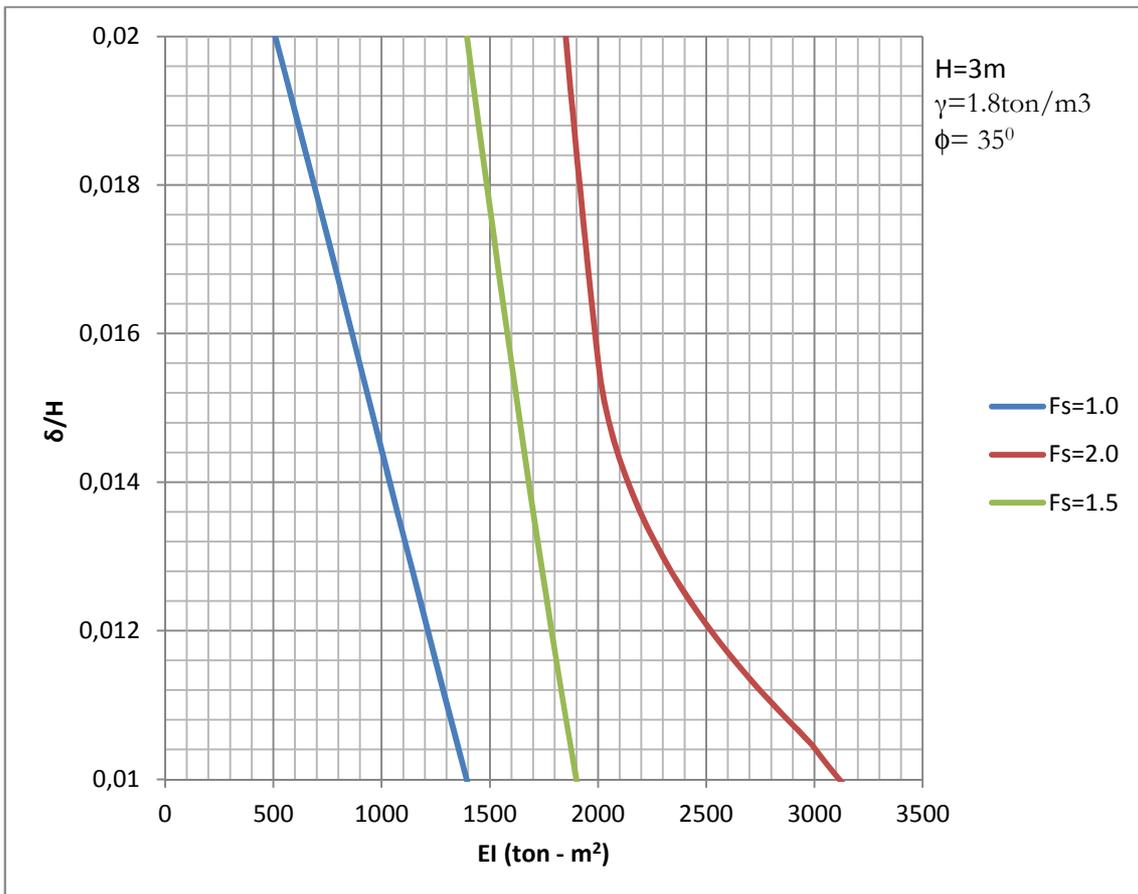
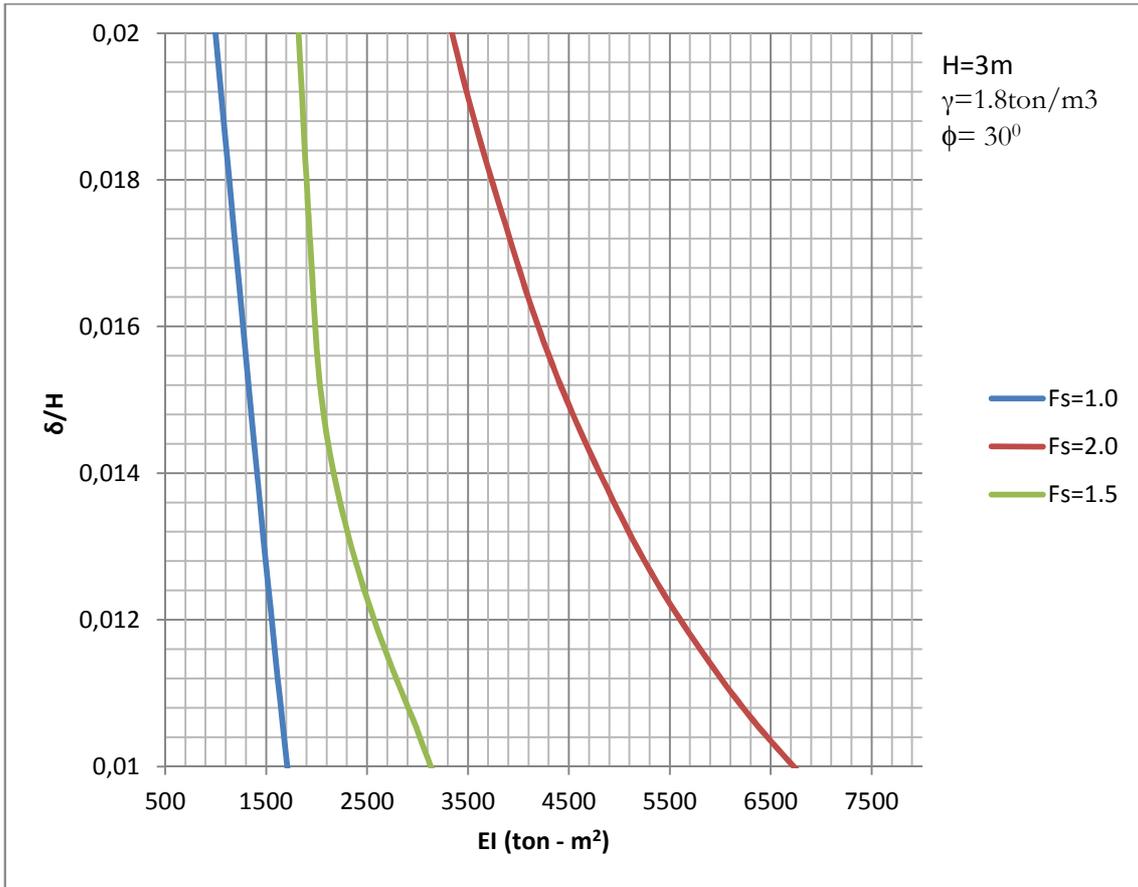
Parámetros secundarios definidos como constantes en cada gráfica:

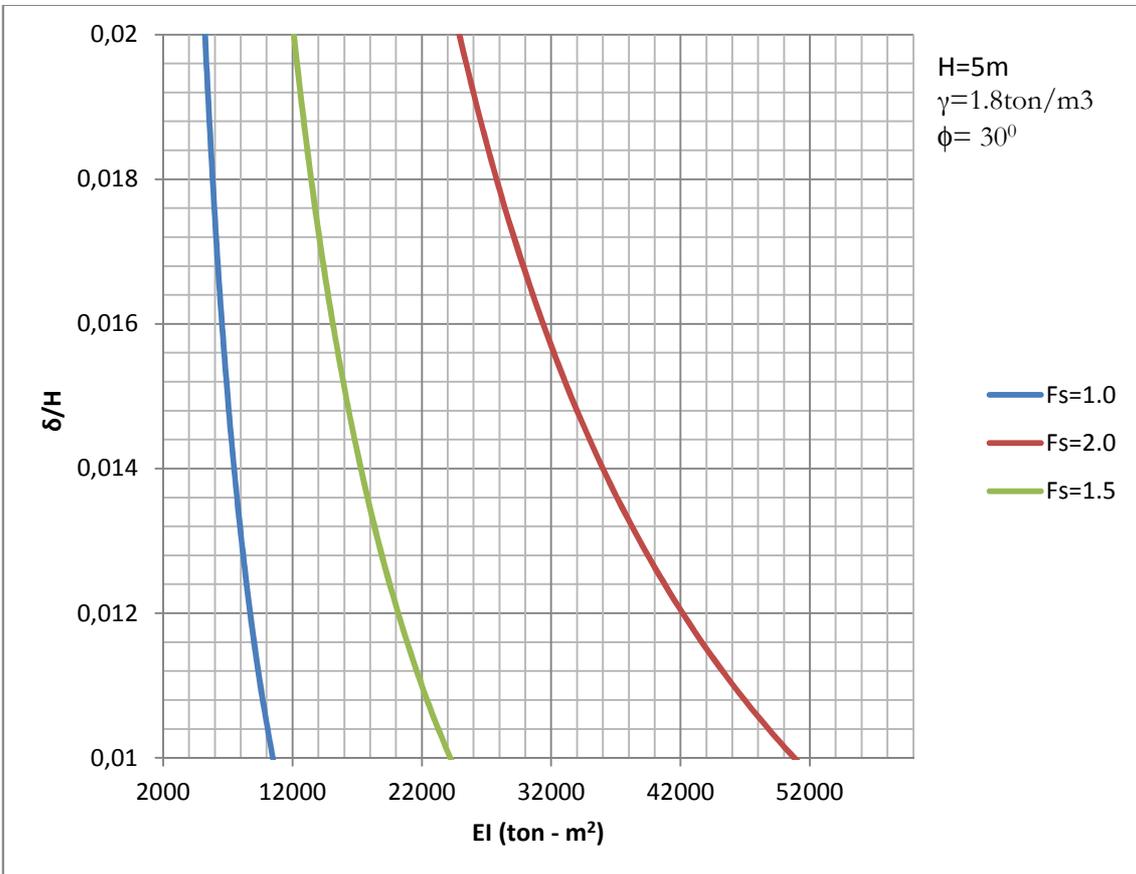
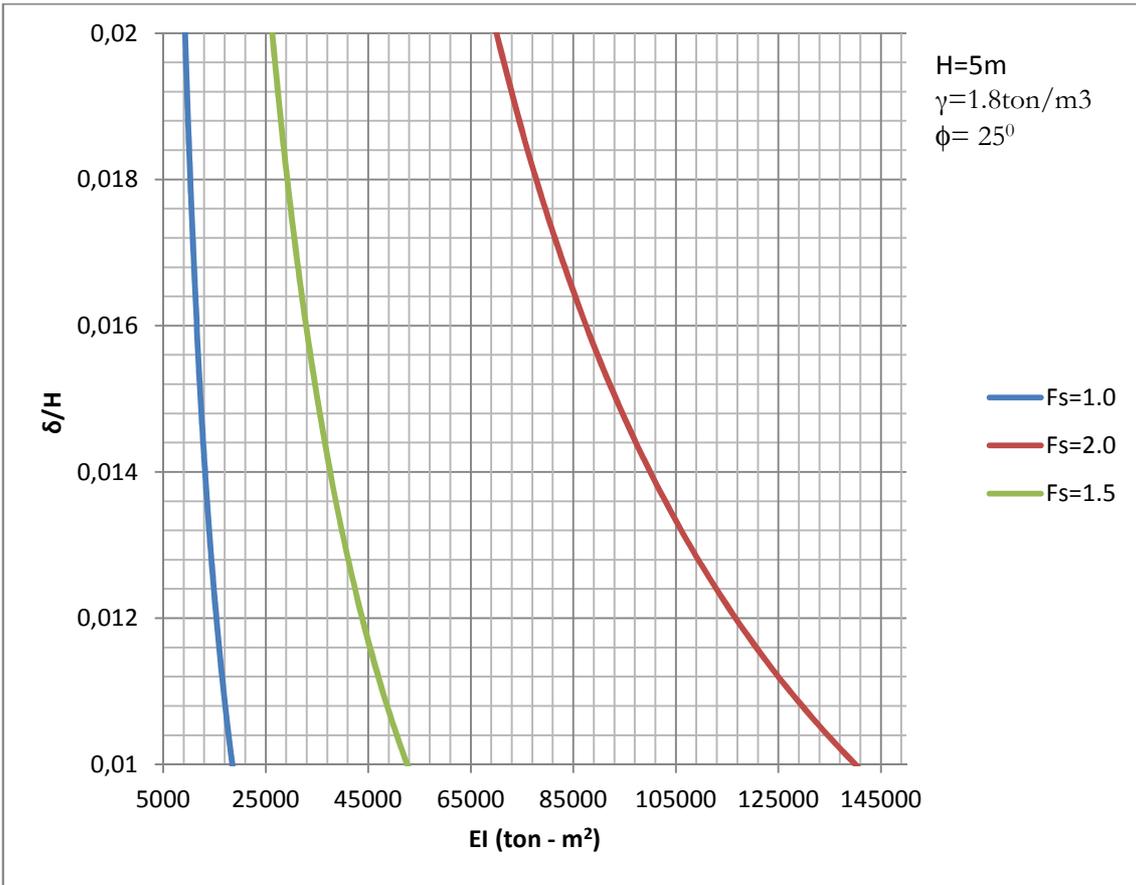
H= Profundidad de excavación

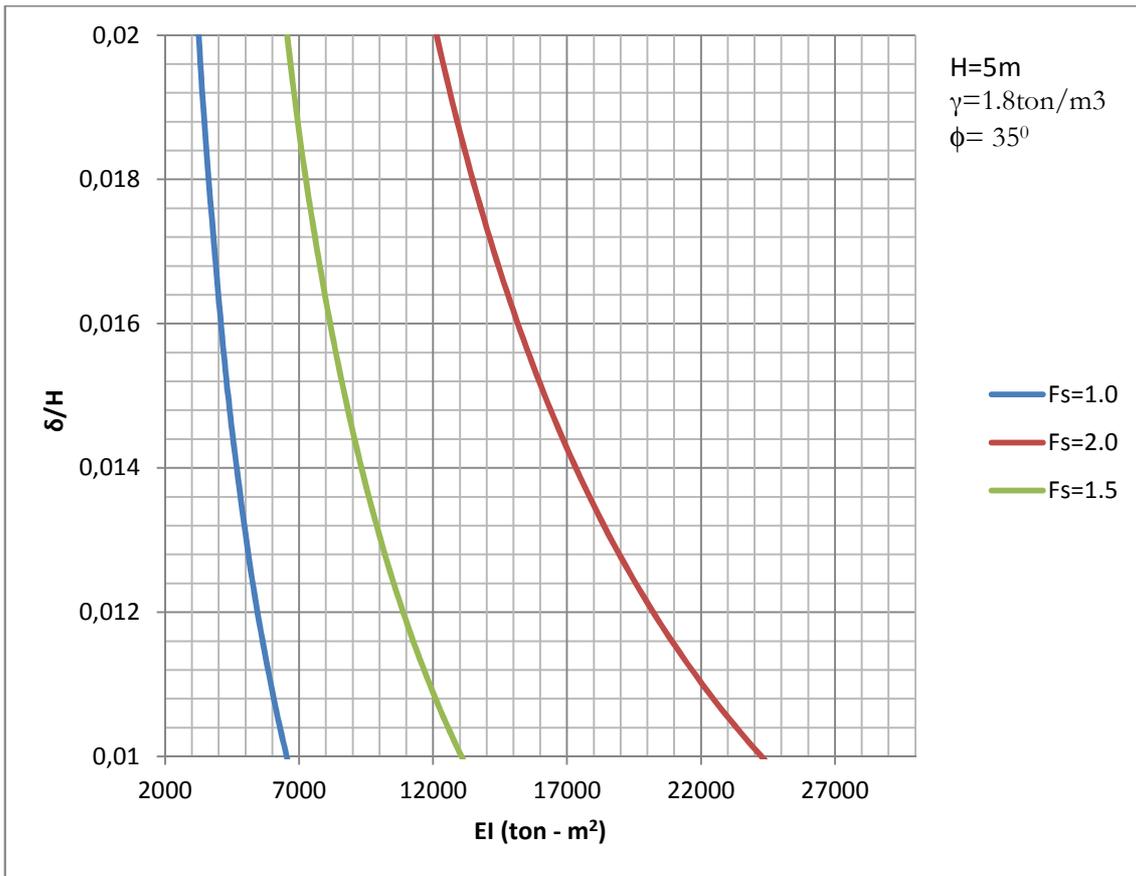
γ = Peso específico saturado del suelo

ϕ = Angulo de fricción









4.6 Ábacos para tablestacados en voladizo en suelo arcilloso

4.6.1 Ábacos de longitudes de empotramiento

En esta sección se realizaron 3 curvas en cada grafica para diferentes factores de seguridad (1.0 - 1.5 – 2.0) que muestran las profundidades necesarias que resuelven el sistema.

Las variables de cada curva son:

Dependientes: Longitud de empotramiento.

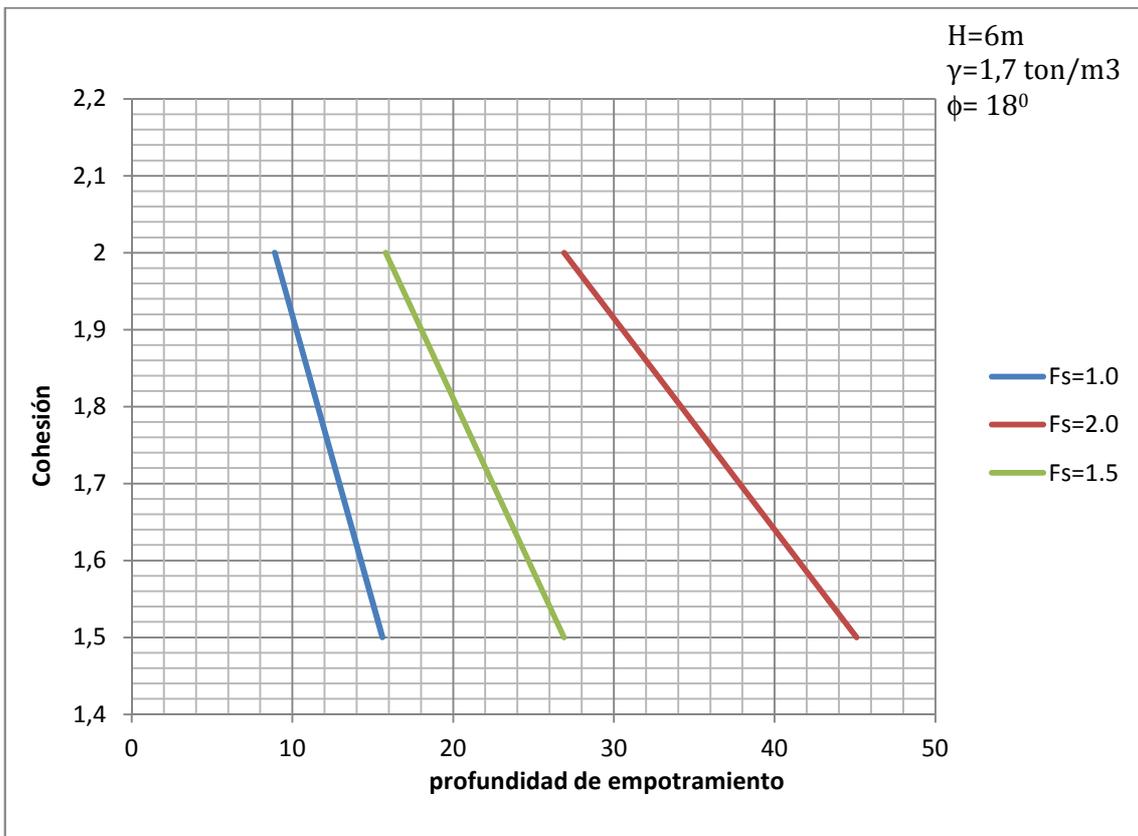
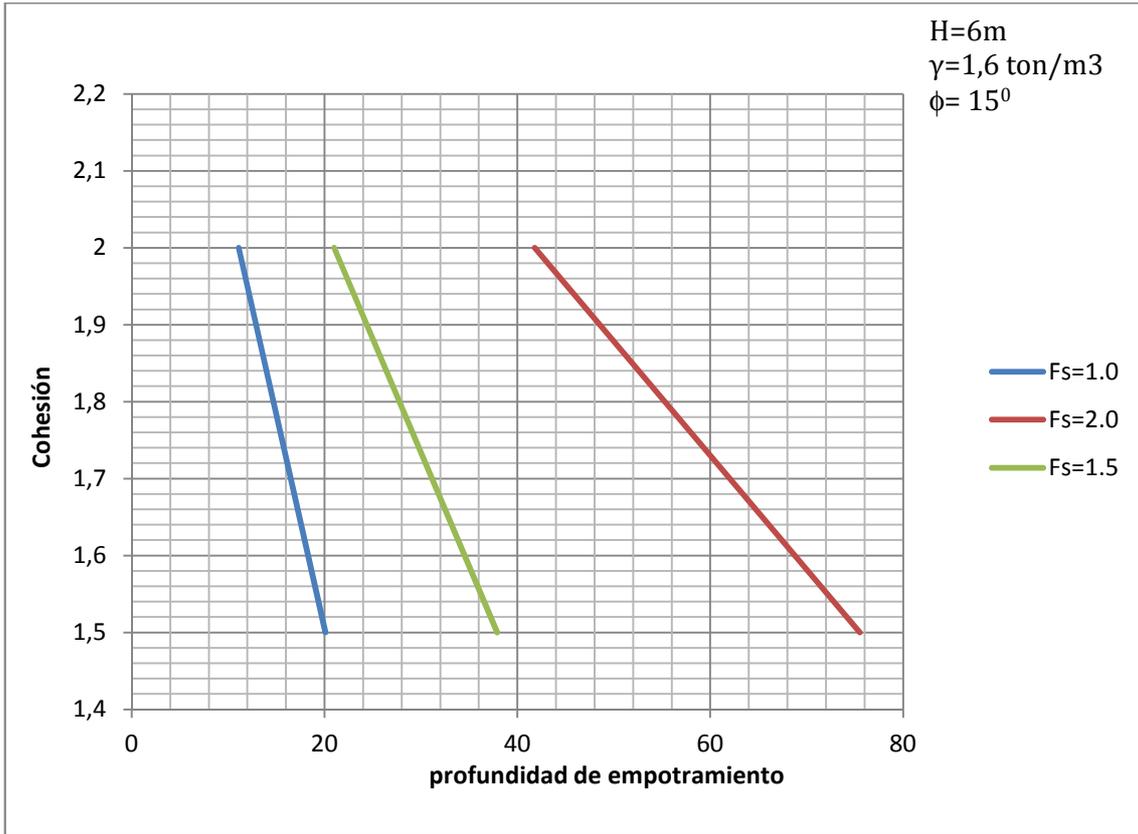
Independientes: C' = Cohesión

Parámetros:

H= Profundidad de la excavación.

γ = Peso específico saturado del suelo.

ϕ = Angulo de fricción



4.6.2 Ábacos de deformaciones en la cresta de la tablestaca.

En esta sección se realizaron 3 curvas en cada grafica para diferentes factores de seguridad (1.0 - 1.5 - 2.0) que muestran las deformaciones que se dan en la cresta de la tablestaca producto de las presiones del suelo. Como se puede apreciar, este método necesita espesores más robustos que los demás casos de tablestacados con anclajes para deformaciones ($\delta/h \leq 0.02$).

Las variables de cada curva son:

Dependientes: δ/H = distorsión angular entre la deformación máxima en un punto intermedio de la tablestaca y la profundidad de la excavación

Independientes: EI (ton - m²)

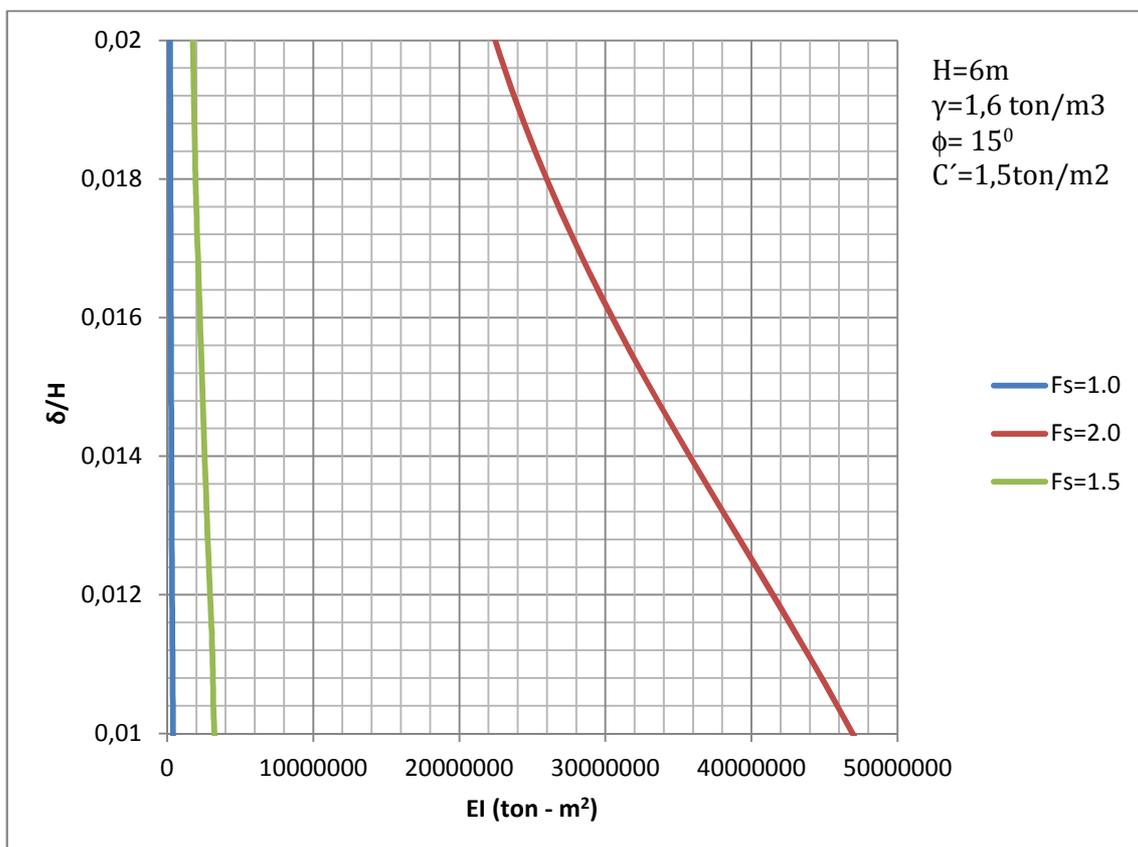
Parámetros secundarios definidos como constantes en cada gráfica:

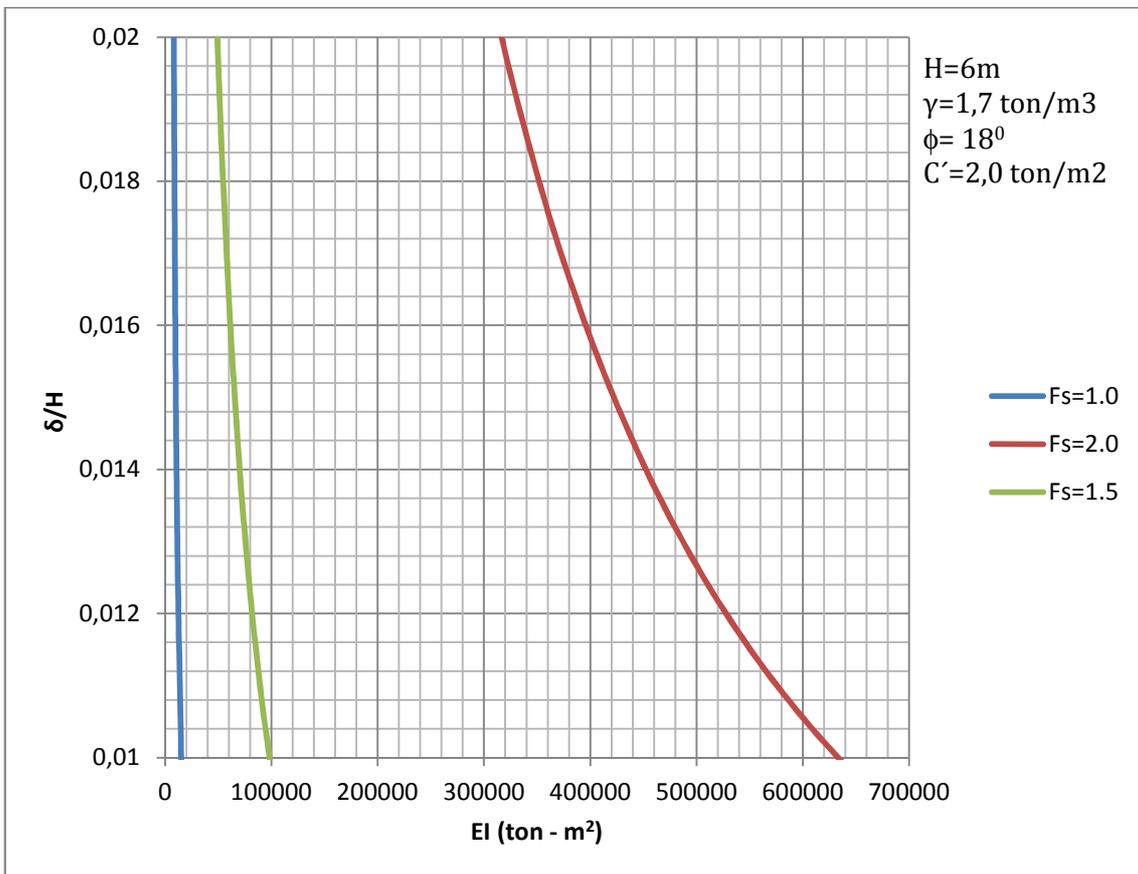
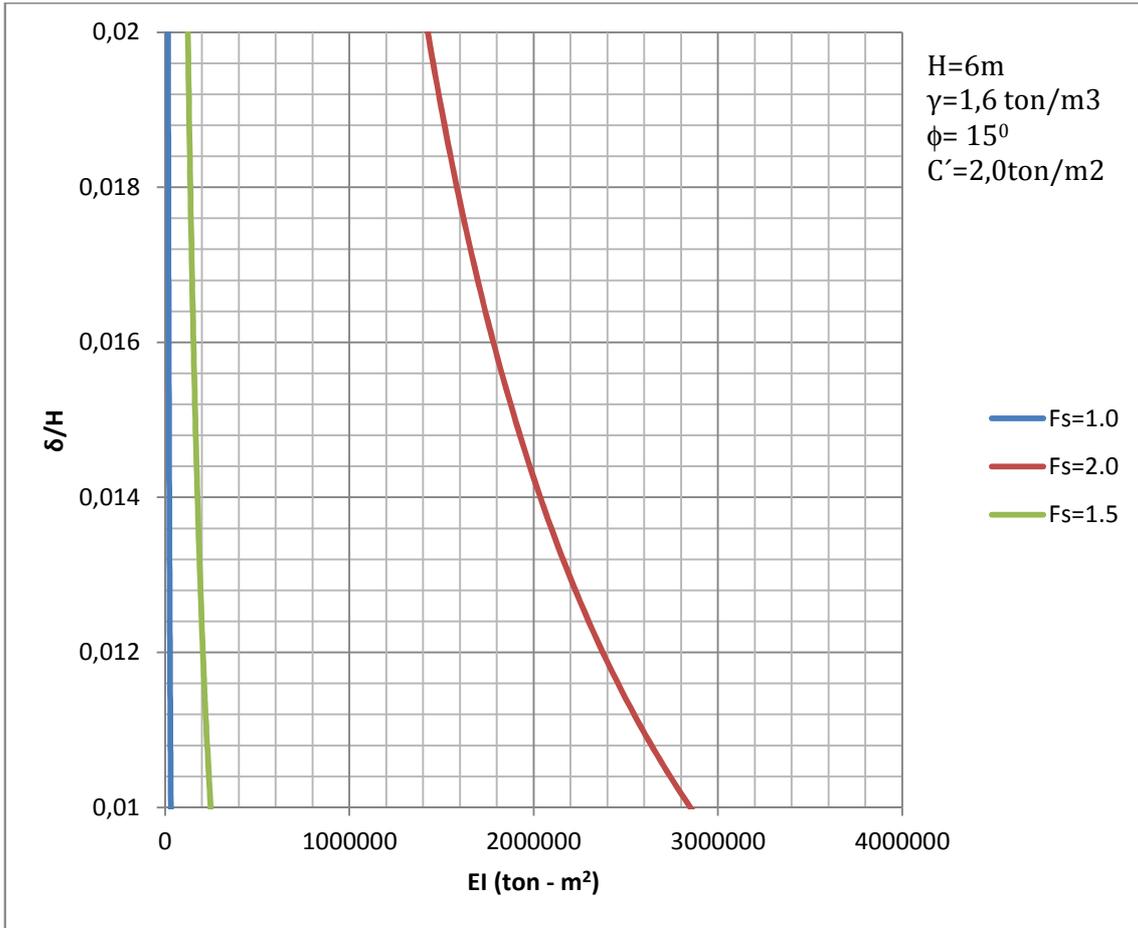
H= Profundidad de excavación

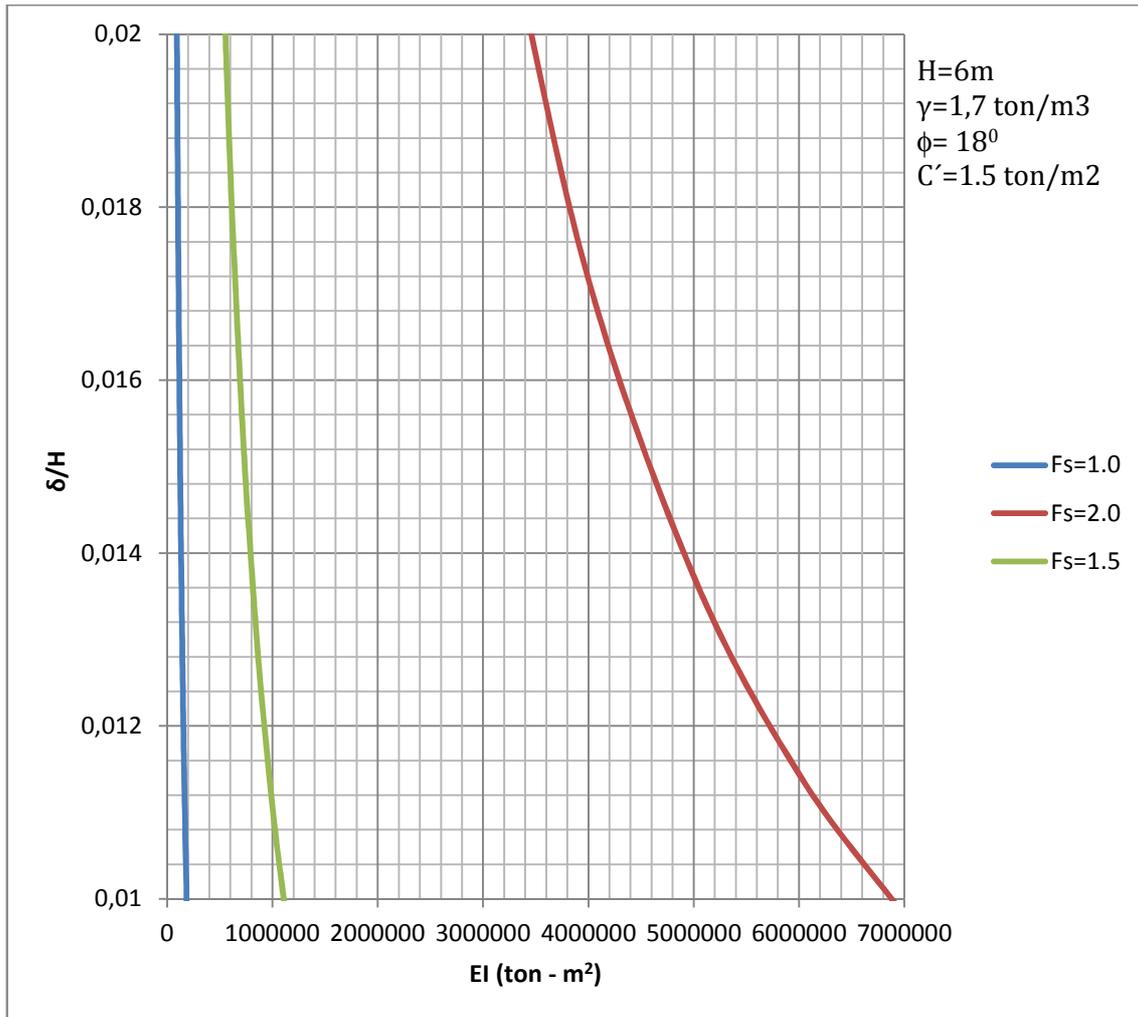
γ = Peso específico saturado del suelo

ϕ = Angulo de fricción

C' =Cohesión







4.7 Ábacos para tablestacados con anclajes (Perfectamente empotrados) en suelos arcillosos.

4.7.1 Longitudes de empotramiento

Las longitudes para empotramiento perfecto en tablestacados con anclajes corresponden a las mismas longitudes mostradas en la sección 4.6.1 para tablestacados en voladizo, ya que, este método necesita la misma longitud de empotramiento, difiriendo de las tablestacas en voladizo por el uso de anclajes para disminuir las deformaciones.

4.7.2 Ábacos de deformaciones en un punto intermedio de la tablestaca.

En esta sección se realizaron 3 curvas en cada grafica para diferentes factores de seguridad (1.0 - 1.5 - 2.0) que muestran las deformaciones que se dan en un punto intermedio de la tablestaca, producto de las presiones del suelo. Como se puede apreciar, para evitar deformaciones muy grandes ($\delta/h \leq 0.02$), se necesitan espesores mucho menos robustos que en el caso de tablestacados en voladizo.

Las variables de cada curva son:

Dependientes: δ/H = distorsión angular entre la deformación máxima en un punto intermedio de la tablestaca y la profundidad de la excavación

Independientes: EI (ton - m²)

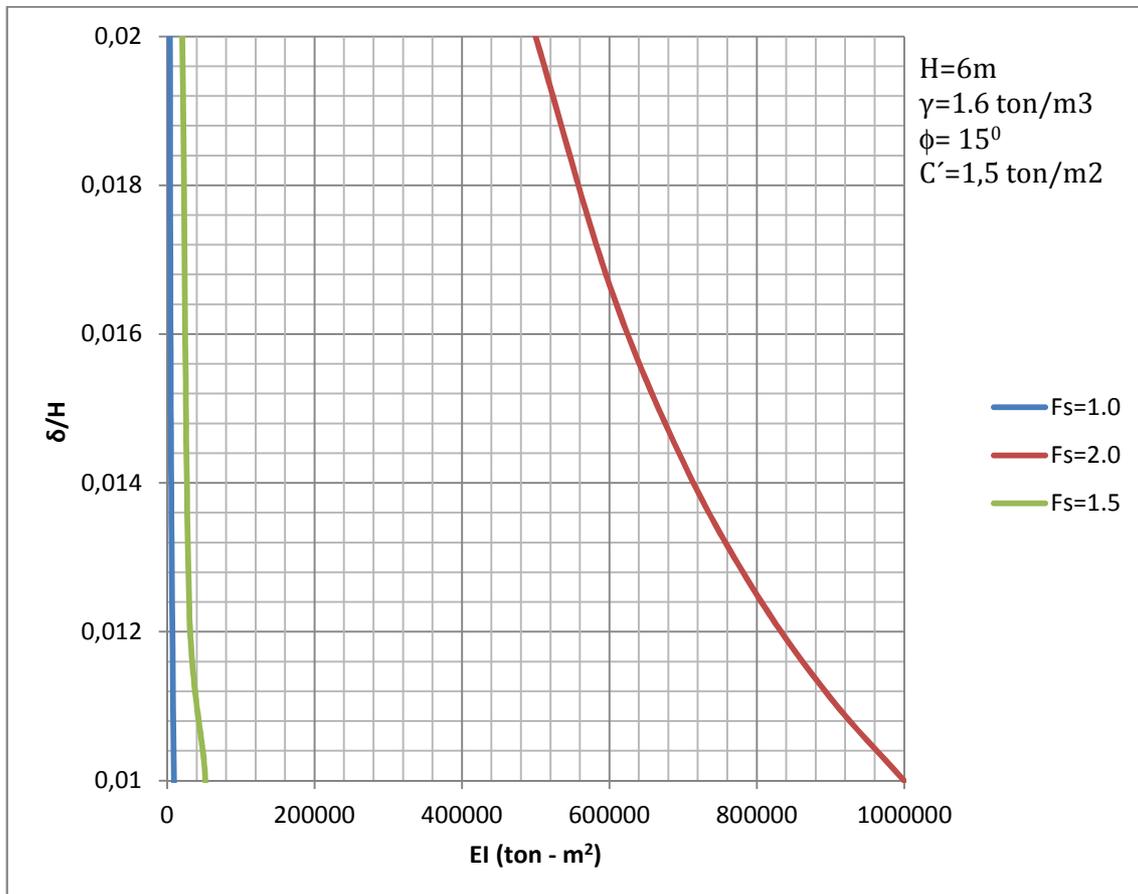
Parámetros secundarios definidos como constantes en cada gráfica:

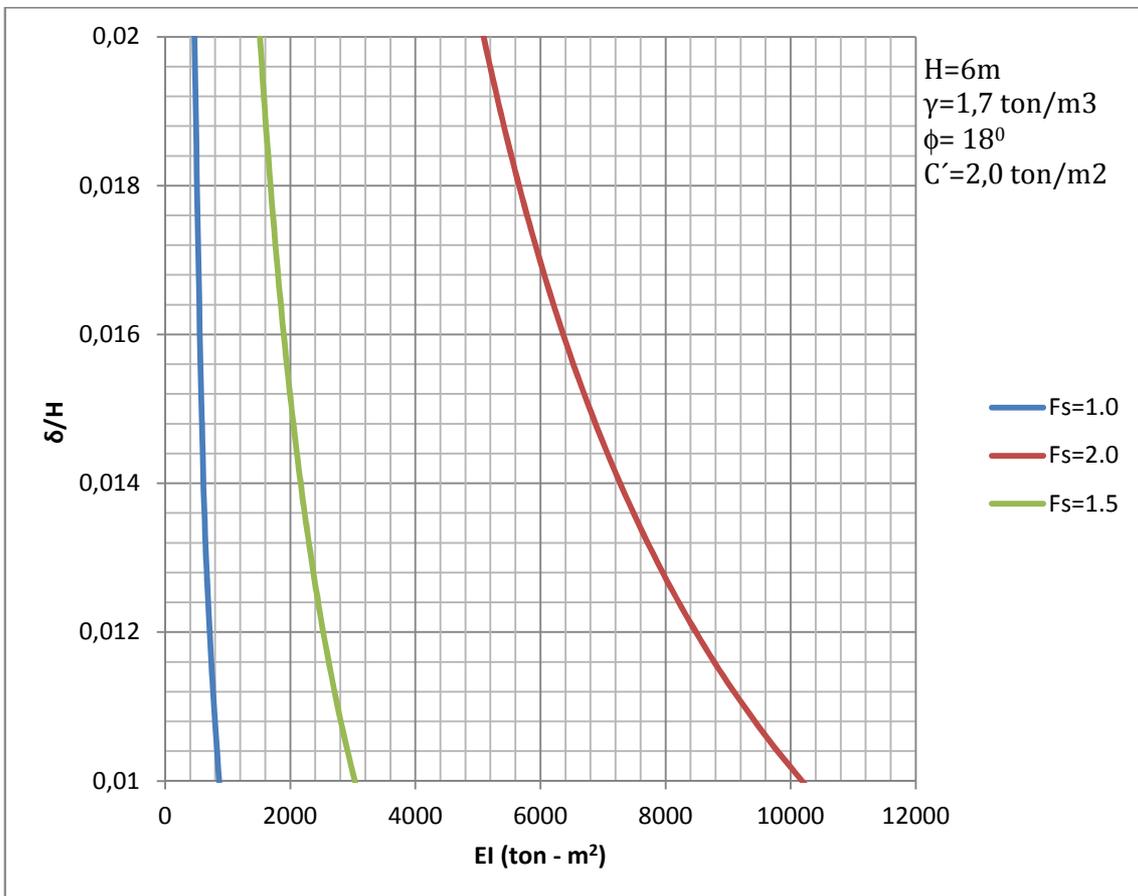
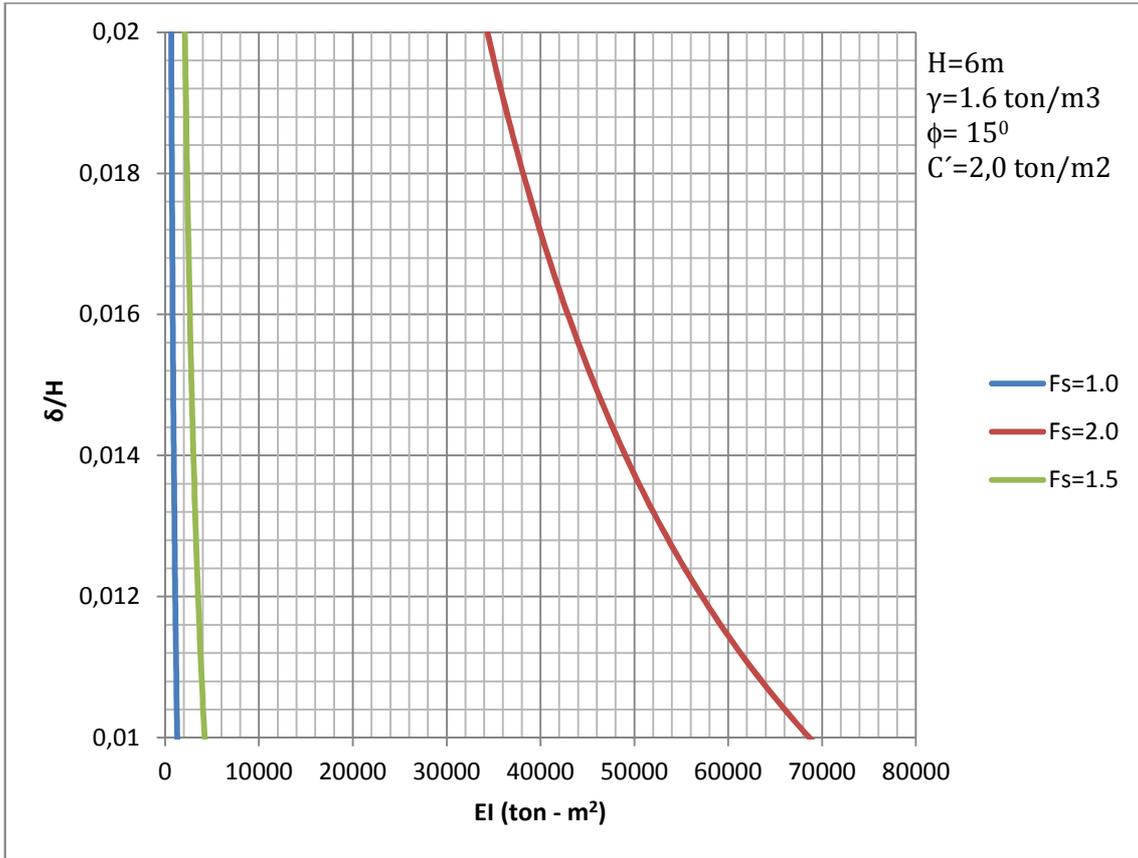
H= Profundidad de excavación

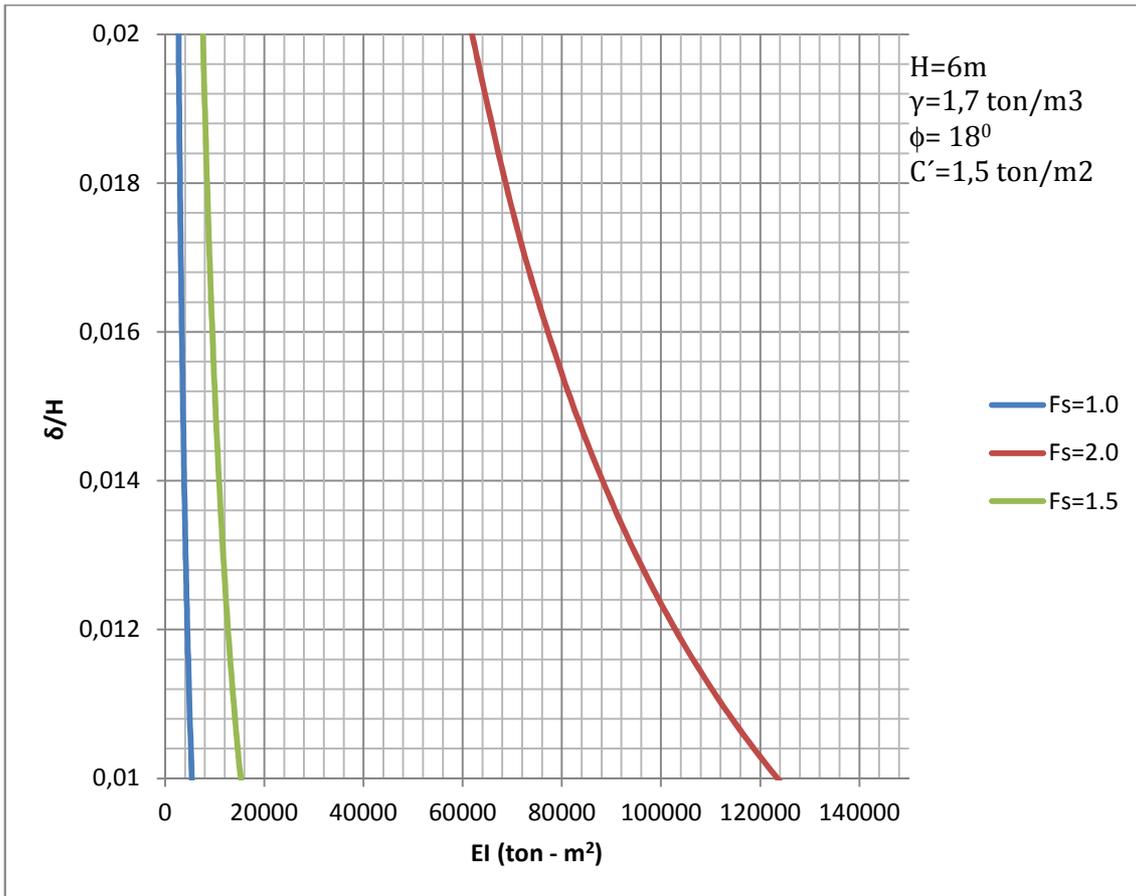
γ = Peso específico saturado del suelo

ϕ = Angulo de fricción

C' =Cohesión







4.8 Ábacos para tablestacados con anclajes (Semiempotrados) en suelos arcillosos.

4.8.1 Longitudes de empotramiento

En esta sección se realizaron 3 curvas en cada grafica para diferentes factores de seguridad (1.0 - 1.5 - 2.0) que muestran las profundidades necesarias que resuelven el sistema.

Las variables de cada curva son:

Dependientes: Longitud de empotramiento.

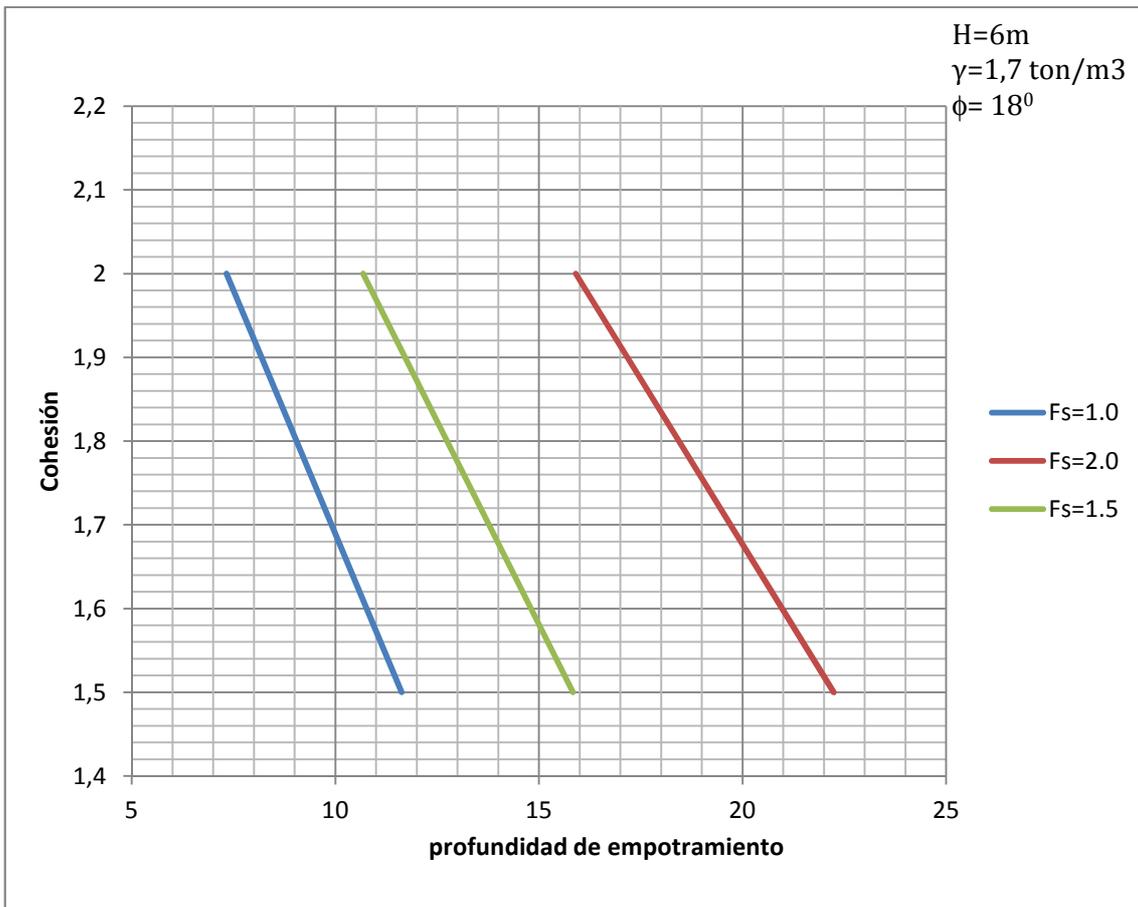
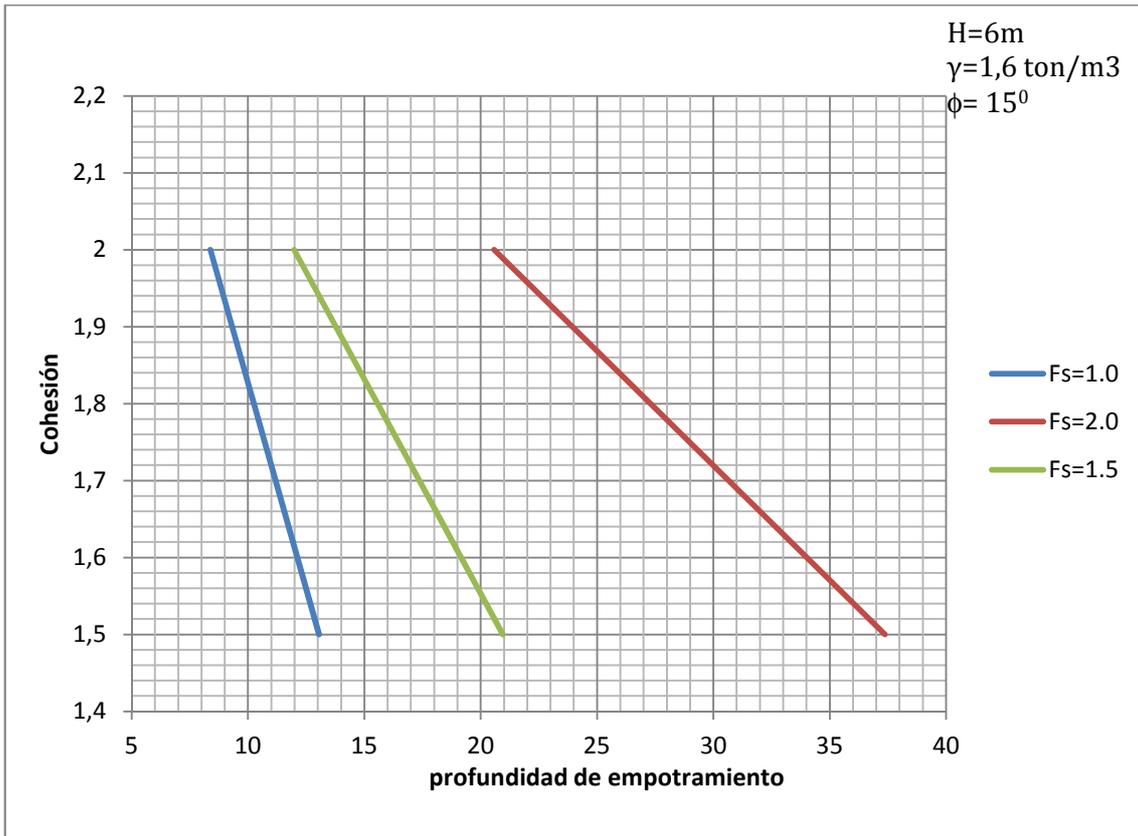
Independientes: C' = Cohesión

Parámetros:

H = Profundidad de la excavación.

γ = Peso específico saturado del suelo.

ϕ = Angulo de fricción.



4.8.2 Ábacos de deformaciones en un punto intermedio de la tablestaca.

En esta sección se realizaron 3 curvas en cada grafica para diferentes factores de seguridad (1.0 - 1.5 - 2.0) que muestran las deformaciones que se dan en un punto intermedio de la tablestaca, producto de las presiones del suelo. Como se puede apreciar, se necesitan espesores más robustos que en el caso de los tablestacados anclados con empotramiento perfecto.

Las variables de cada curva son:

Dependientes: δ/H = distorsión angular entre la deformación máxima en un punto intermedio de la tablestaca y la profundidad de la excavación

Independientes: EI (ton - m²)

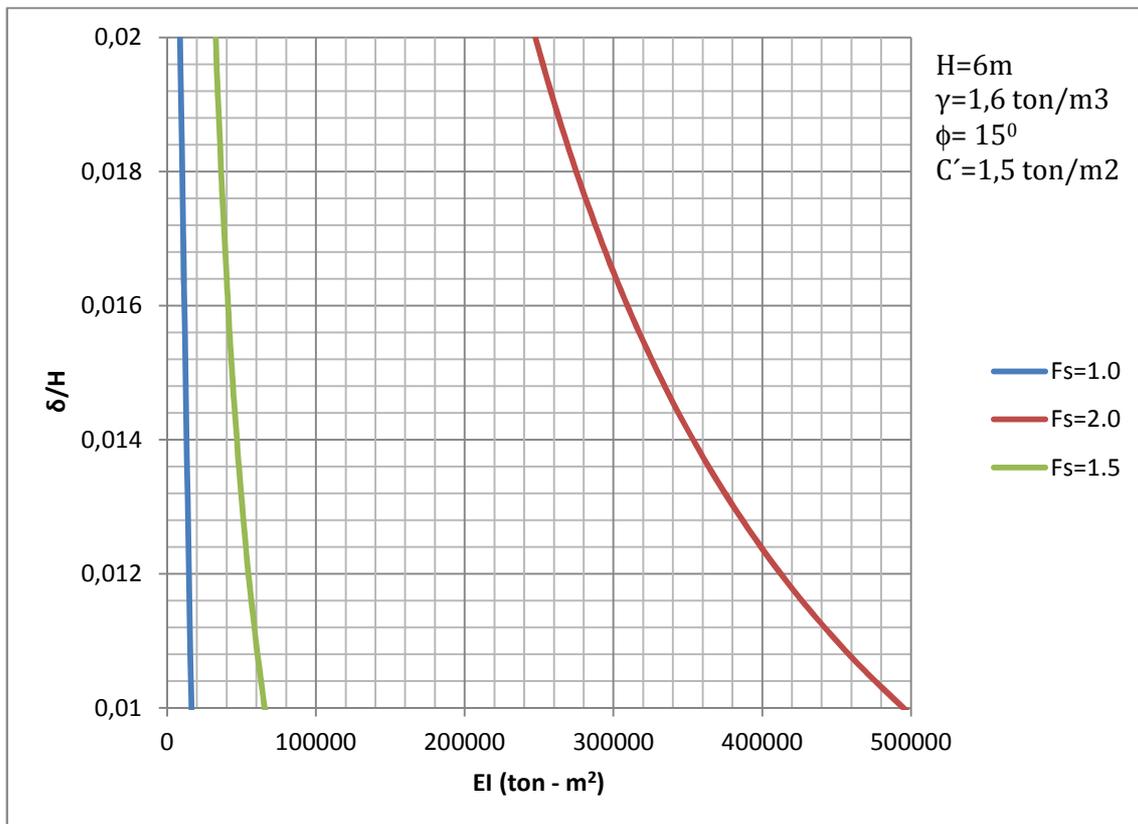
Parámetros secundarios definidos como constantes en cada gráfica:

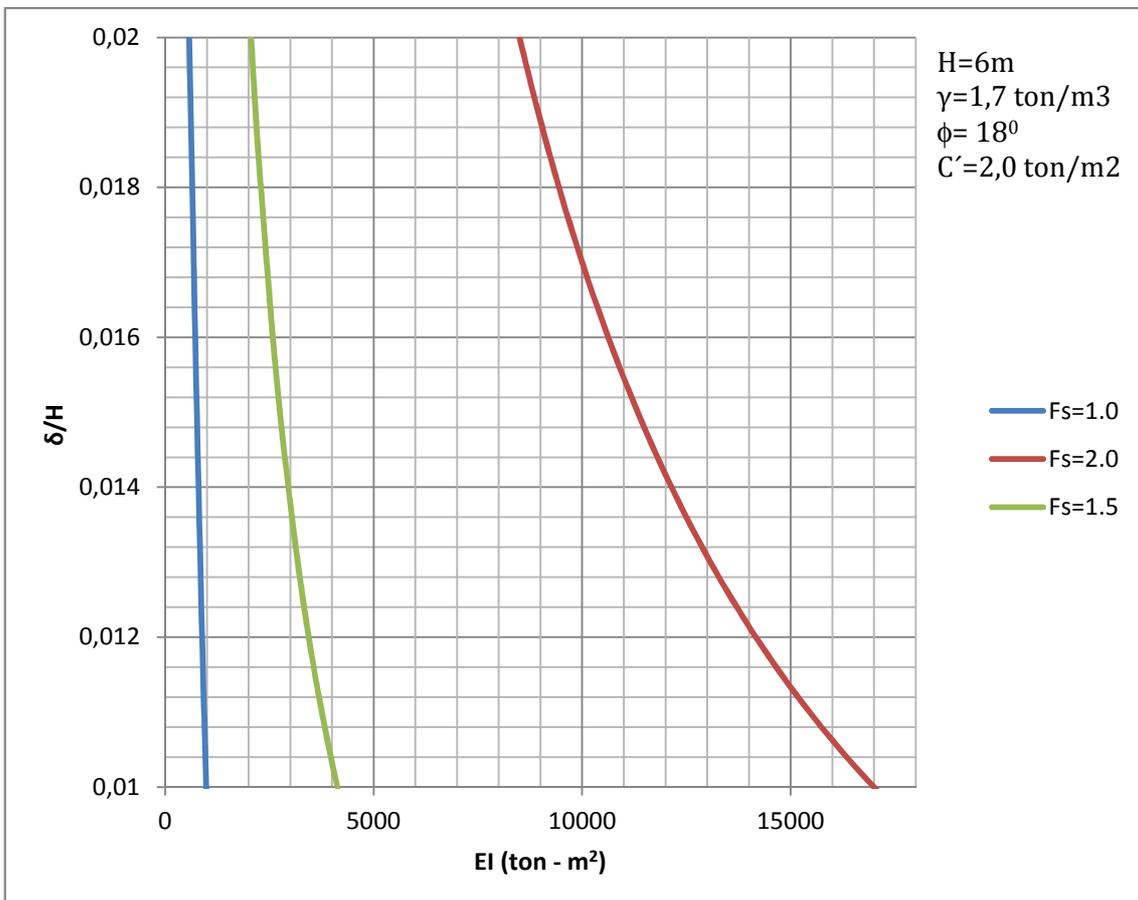
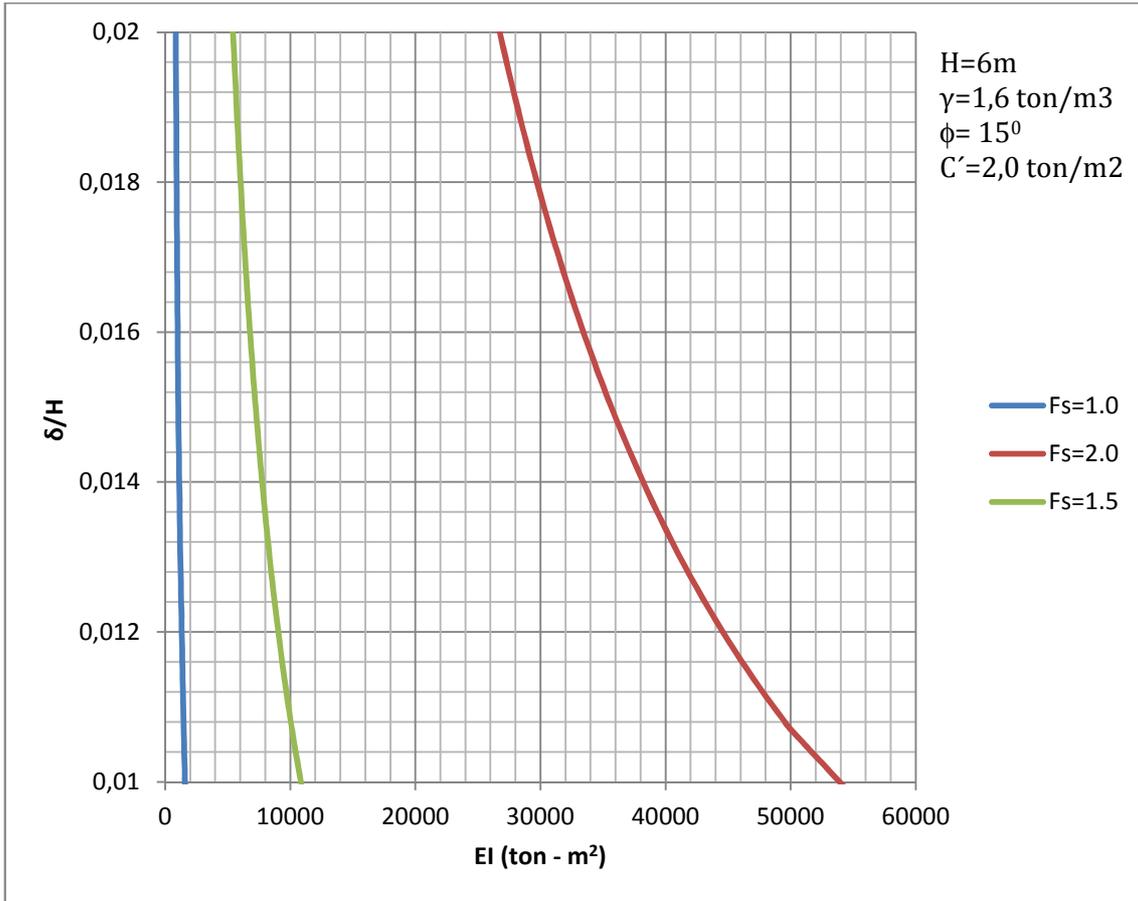
H= Profundidad de excavación

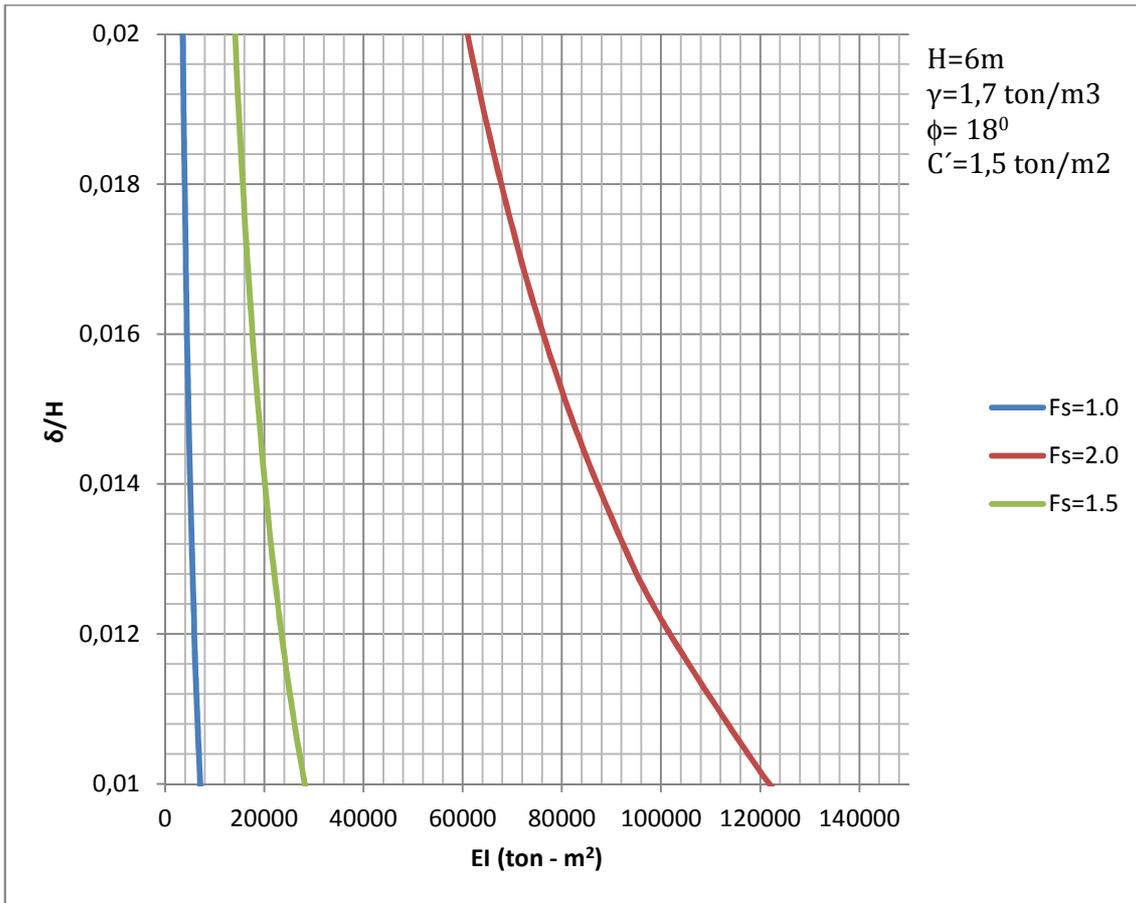
γ = Peso específico saturado del suelo

ϕ = Angulo de fricción

C' =Cohesión







4.9 Ábacos para tablestacados con anclajes (Articulados) en suelos arcillosos.

4.9.1 Longitudes de empotramiento

En esta sección se realizaron 3 curvas en cada grafica para diferentes factores de seguridad (1.0 - 1.5 - 2.0) que muestran las profundidades necesarias que resuelven el sistema.

Las variables de cada curva son:

Dependientes: Longitud de empotramiento.

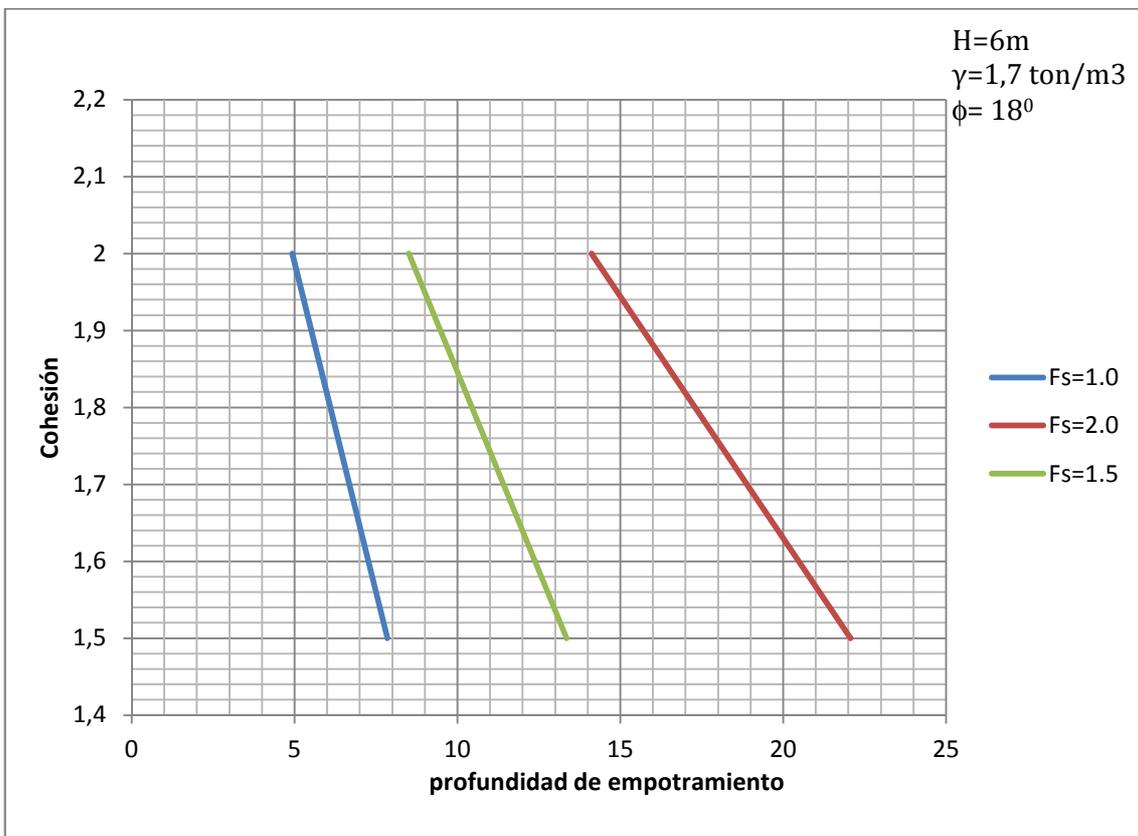
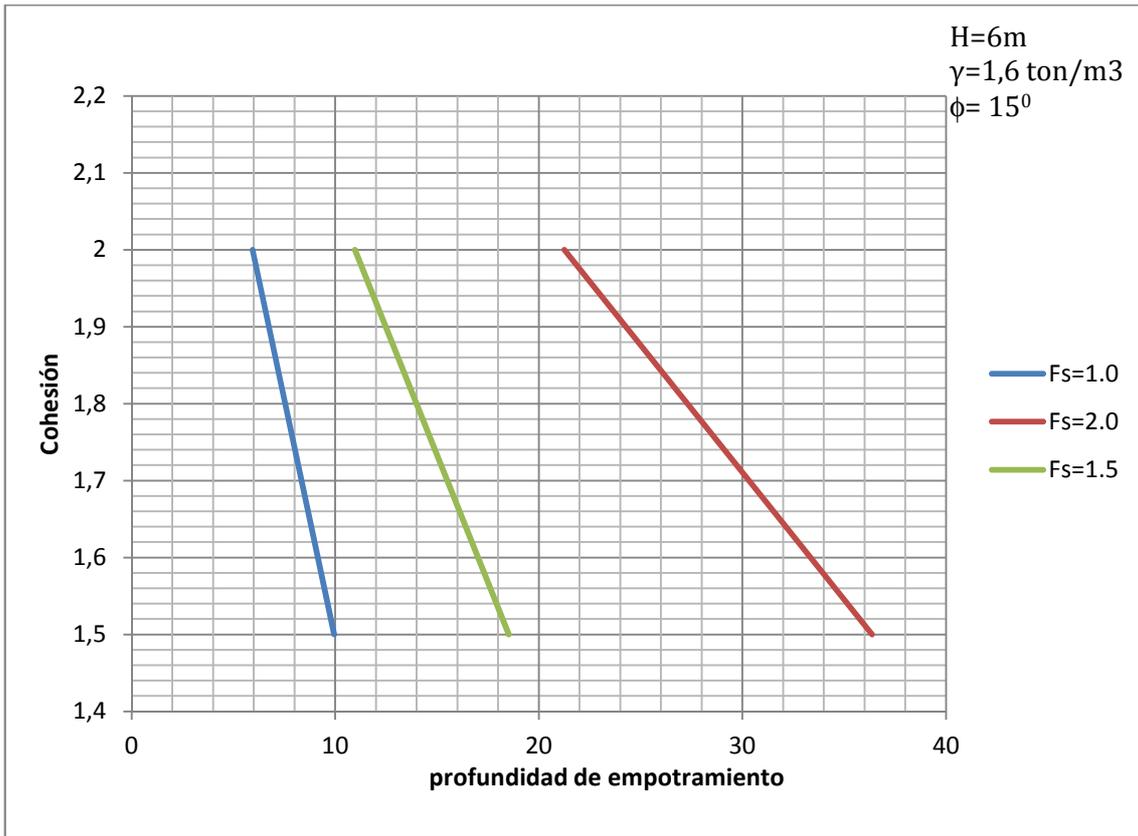
Independientes: C' = Cohesión

Parámetros:

H = Profundidad de la excavación.

γ = Peso específico saturado del suelo.

ϕ = Angulo de fricción



4.9.2 Ábacos de deformaciones en un punto intermedio de la tablestaca.

En esta sección se realizaron 3 curvas en cada grafica para diferentes factores de seguridad (1.0 - 1.5 - 2.0) que muestran las deformaciones que se dan en la cresta de la tablestaca producto de las presiones del suelo. Como se puede apreciar, este método necesita espesores más robustos que los demás casos de tablestacados con anclajes para deformaciones ($\delta/h \leq 0.02$).

Las variables de cada curva son:

Dependientes: δ/H = distorsión angular entre la deformación máxima en un punto intermedio de la tablestaca y la profundidad de la excavación

Independientes: EI (ton - m²)

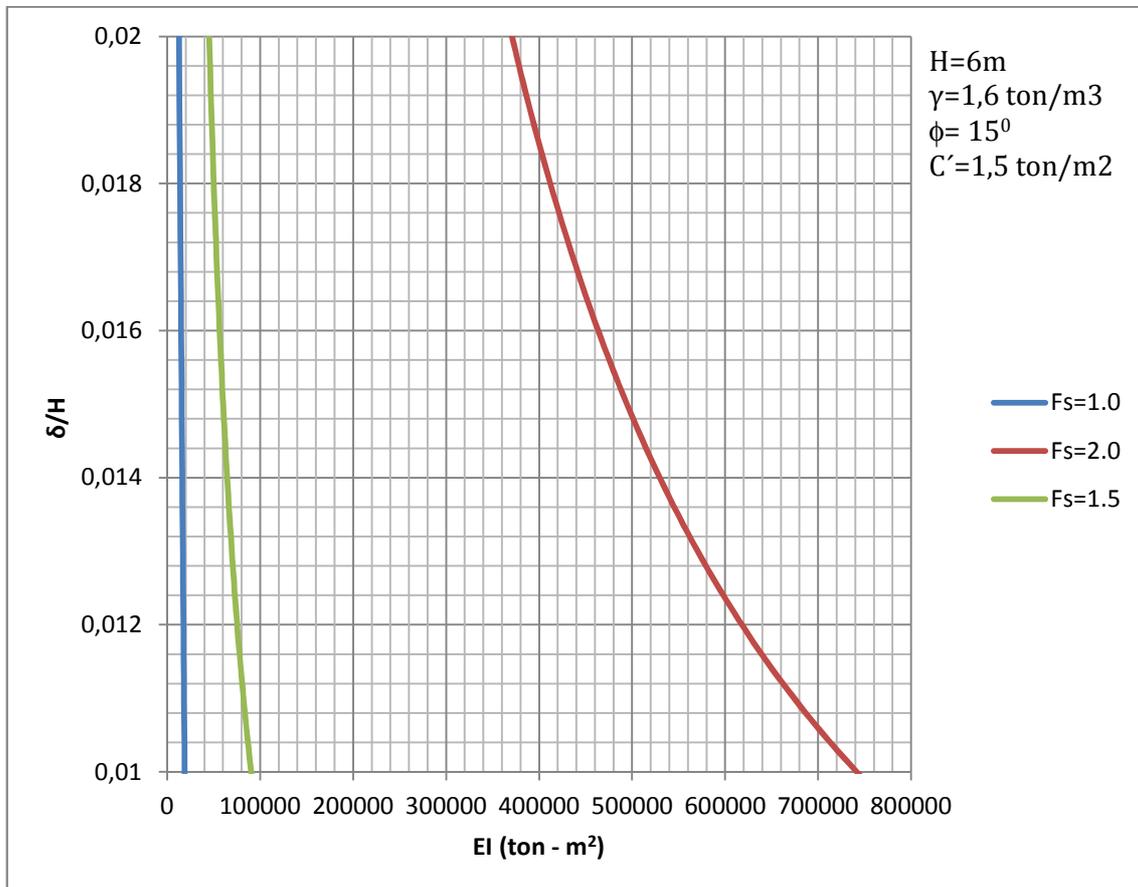
Parámetros secundarios definidos como constantes en cada gráfica:

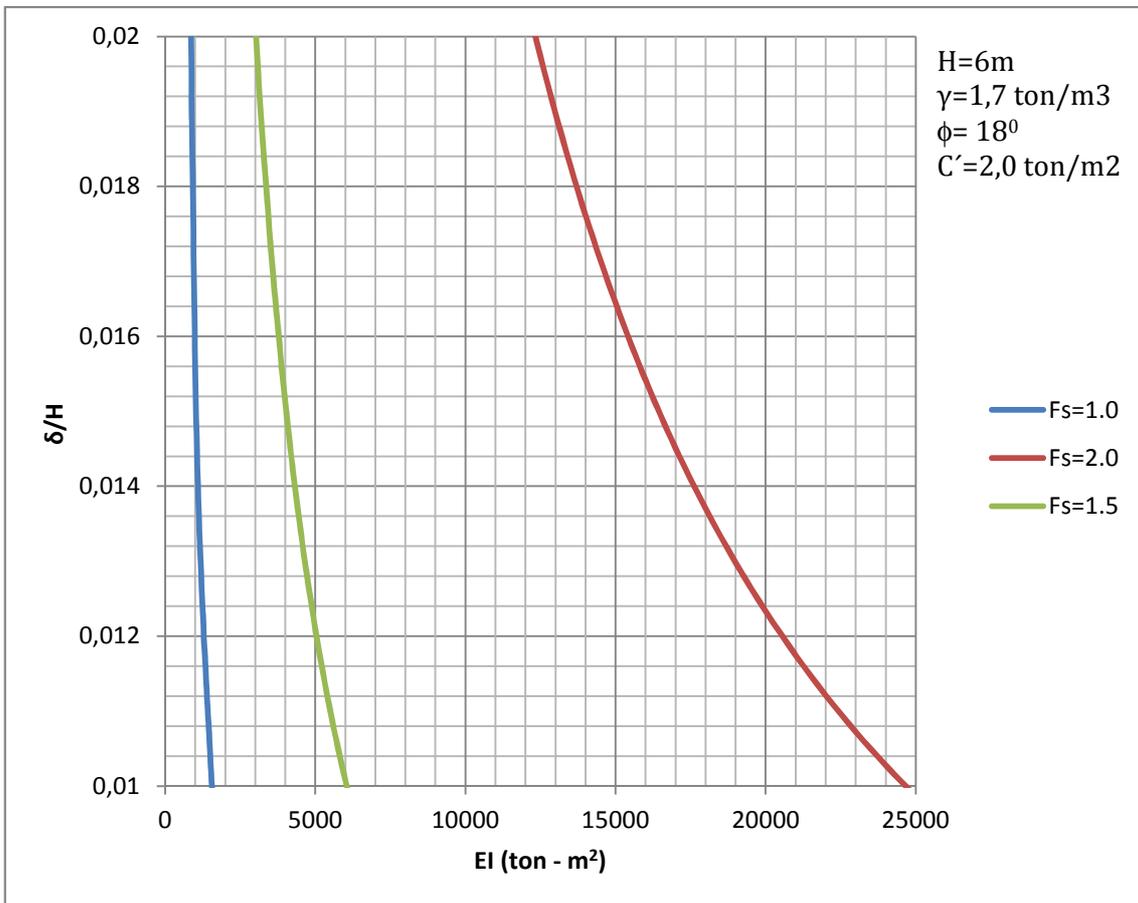
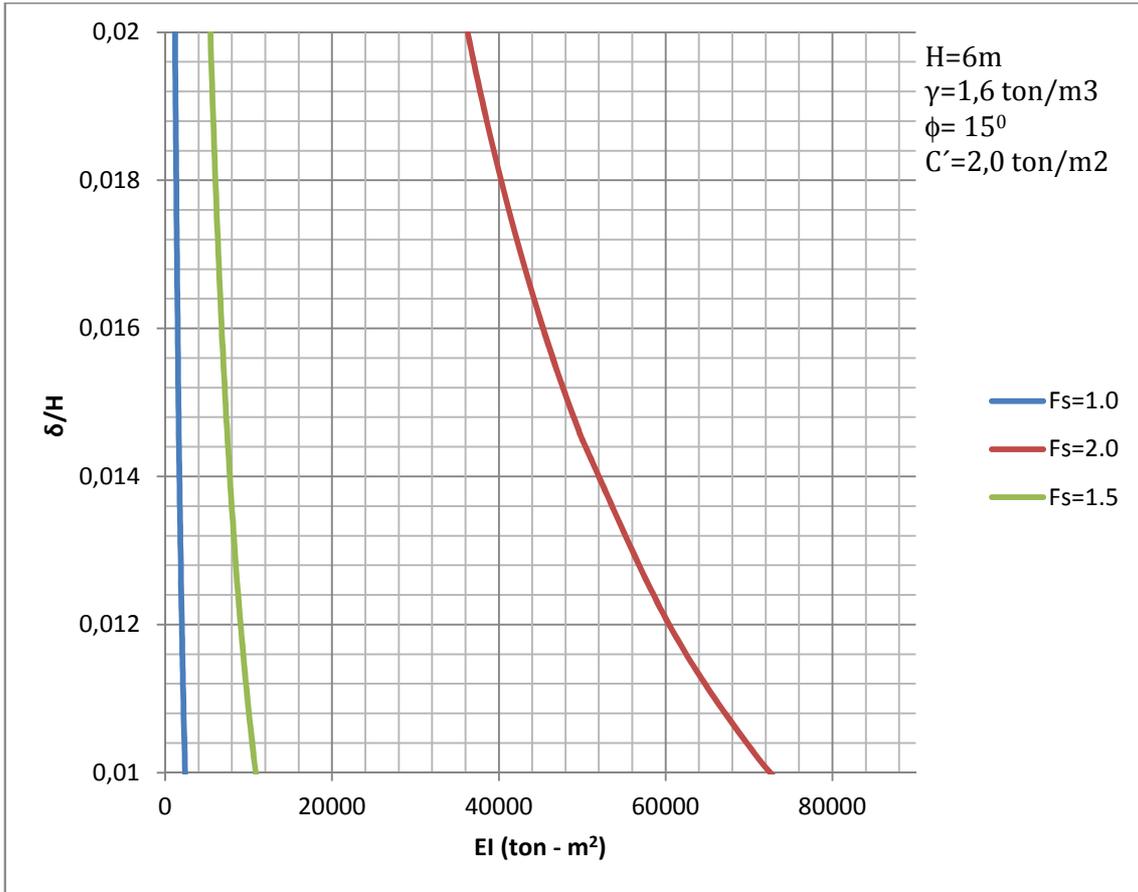
H= Profundidad de excavación

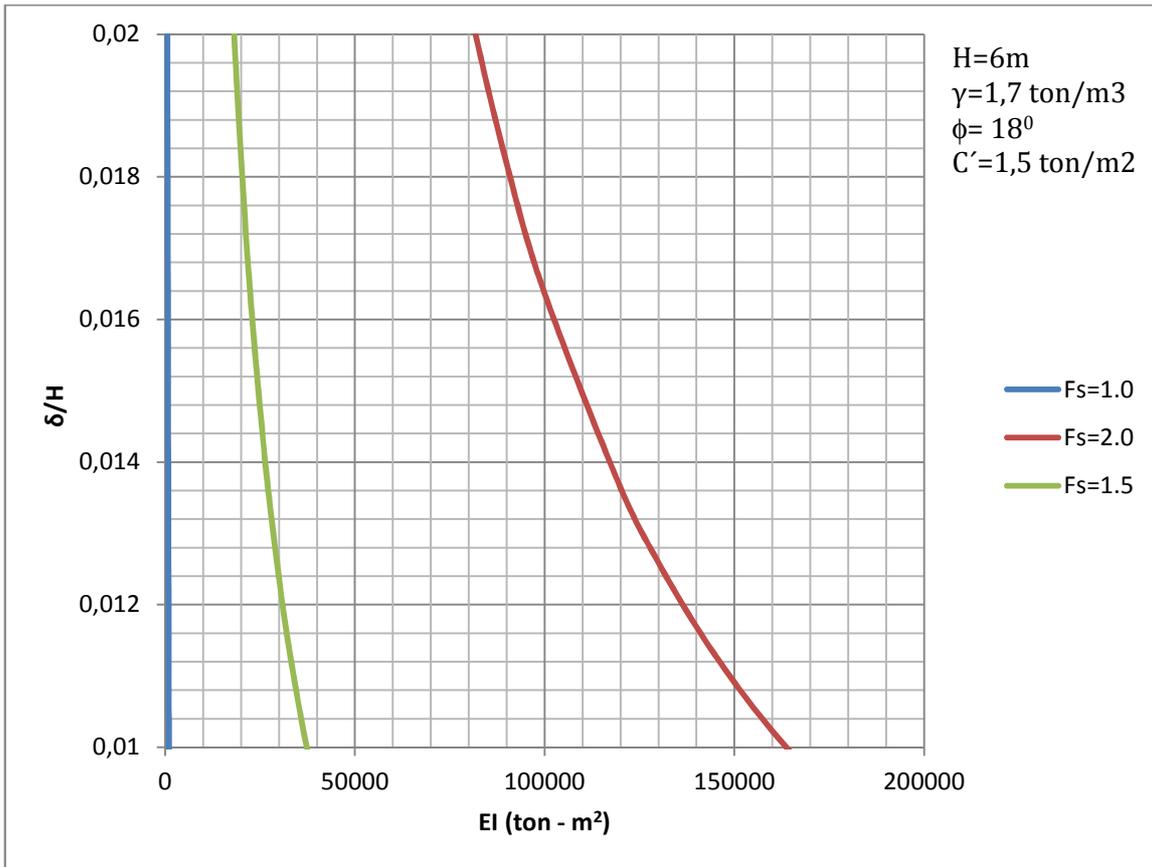
γ = Peso específico saturado del suelo

ϕ = Angulo de fricción

C' = Cohesión







4.10 Ábacos de diseños de deformaciones máximas en un punto intermedio de la tablestaca, para varios tipos de tablestacados con anclajes (Articulados, semiempotrados y perfectamente empotrados) en suelos arenosos para factores de seguridad (1.0-1.5-2.0)

Las variables de cada curva son:

Dependientes: δ/H = distorsión angular entre la deformación máxima en un punto intermedio de la tablestaca y la profundidad de la excavación

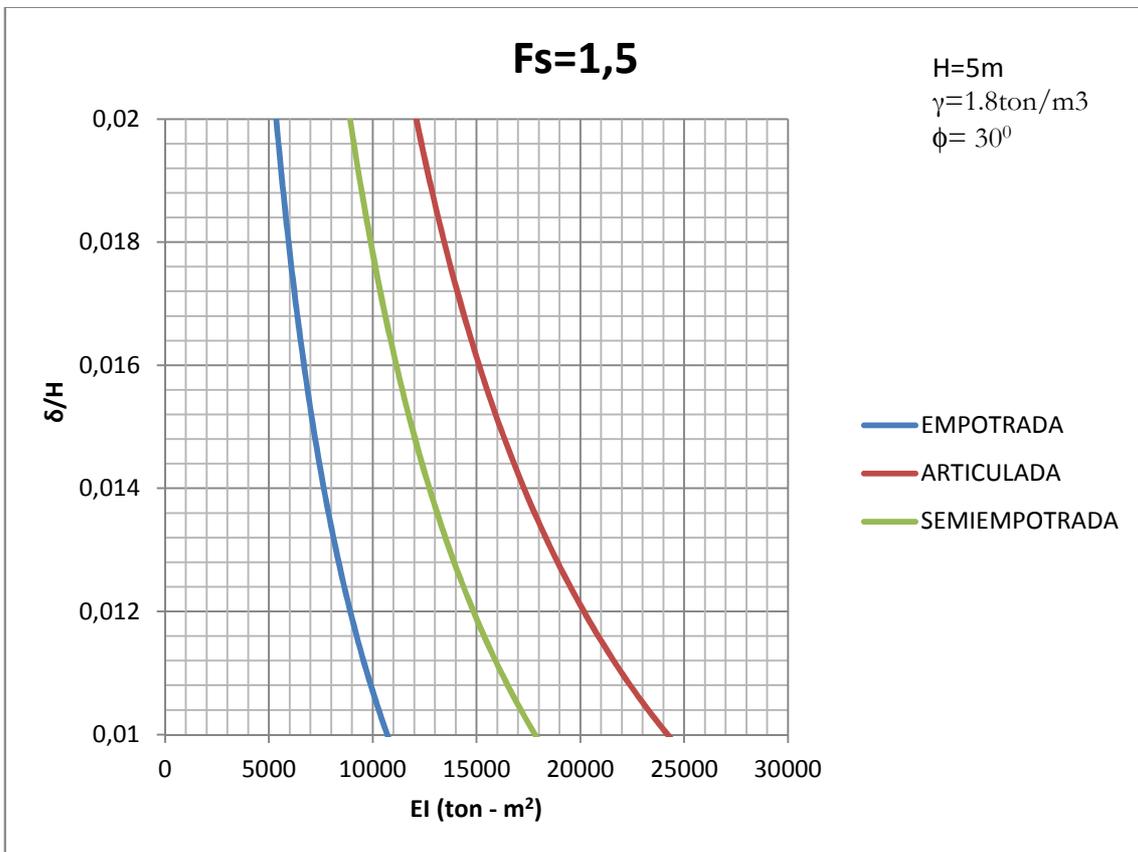
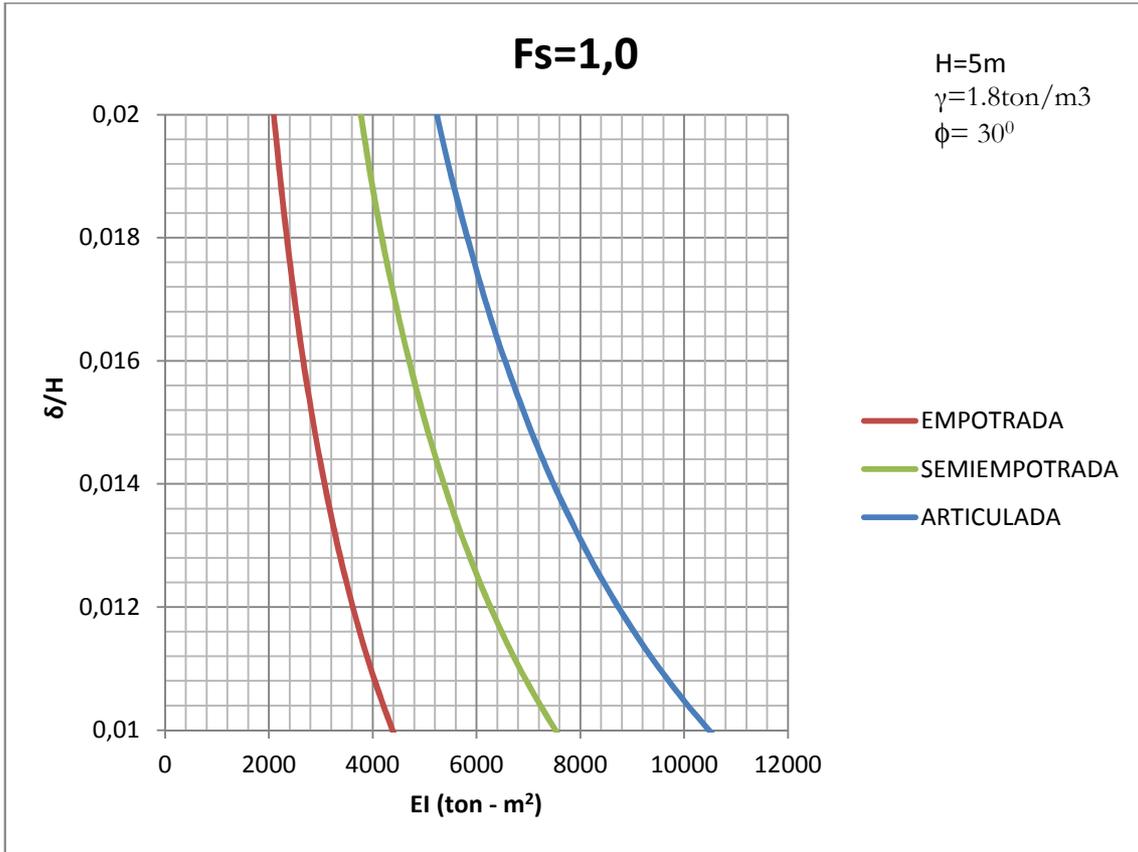
Independientes: EI (ton - m²)

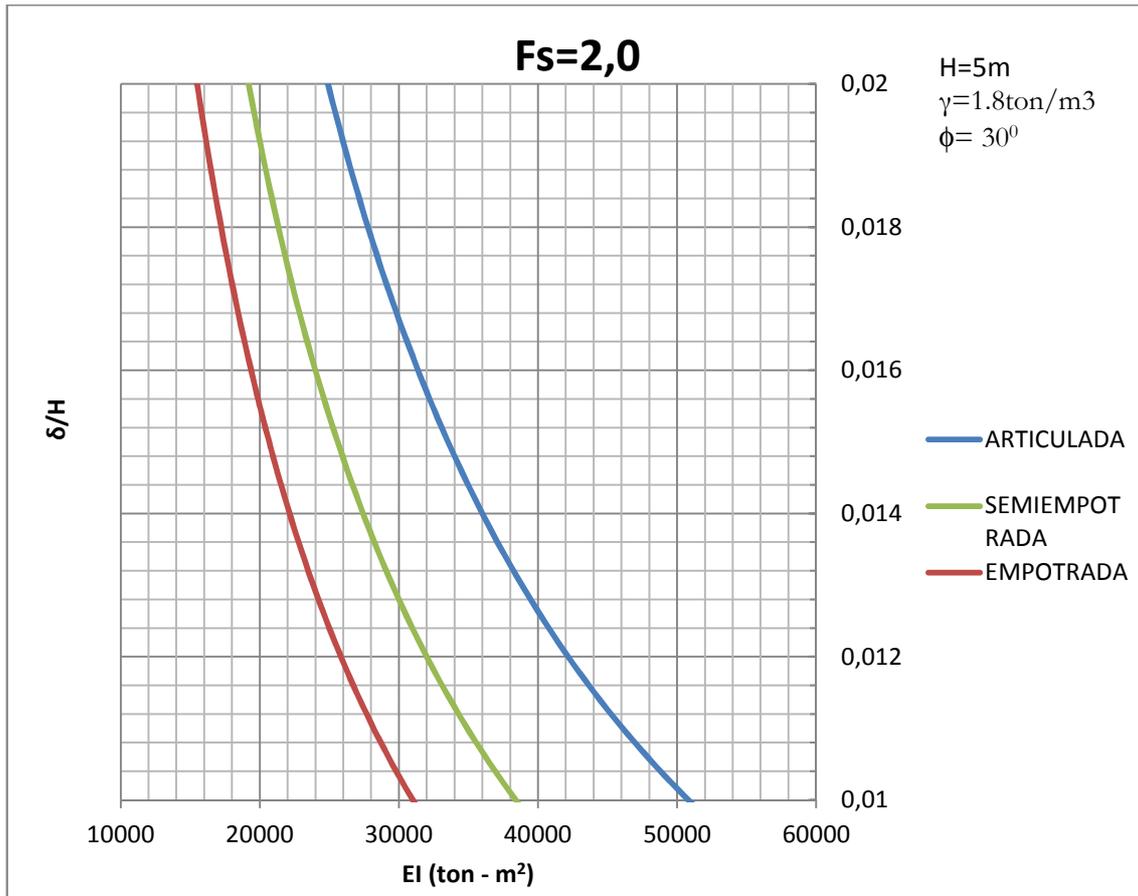
Parámetros secundarios definidos como constantes en cada gráfica:

H = Profundidad de excavación

γ = Peso específico saturado del suelo

ϕ = Angulo de fricción





4.11 Ábacos de diseños de deformaciones máximas en un punto intermedio de la tablestaca, para varios tipos de tablestacados con anclajes (Articulados, semiempotrados y perfectamente empotrados) en suelos arcillosos para factores de seguridad (1.0-1.5-2.0)

Las variables de cada curva son:

Dependientes: δ/H = distorsión angular entre la deformación máxima en un punto intermedio de la tablestaca y la profundidad de la excavación

Independientes: **EI** (ton – m2)

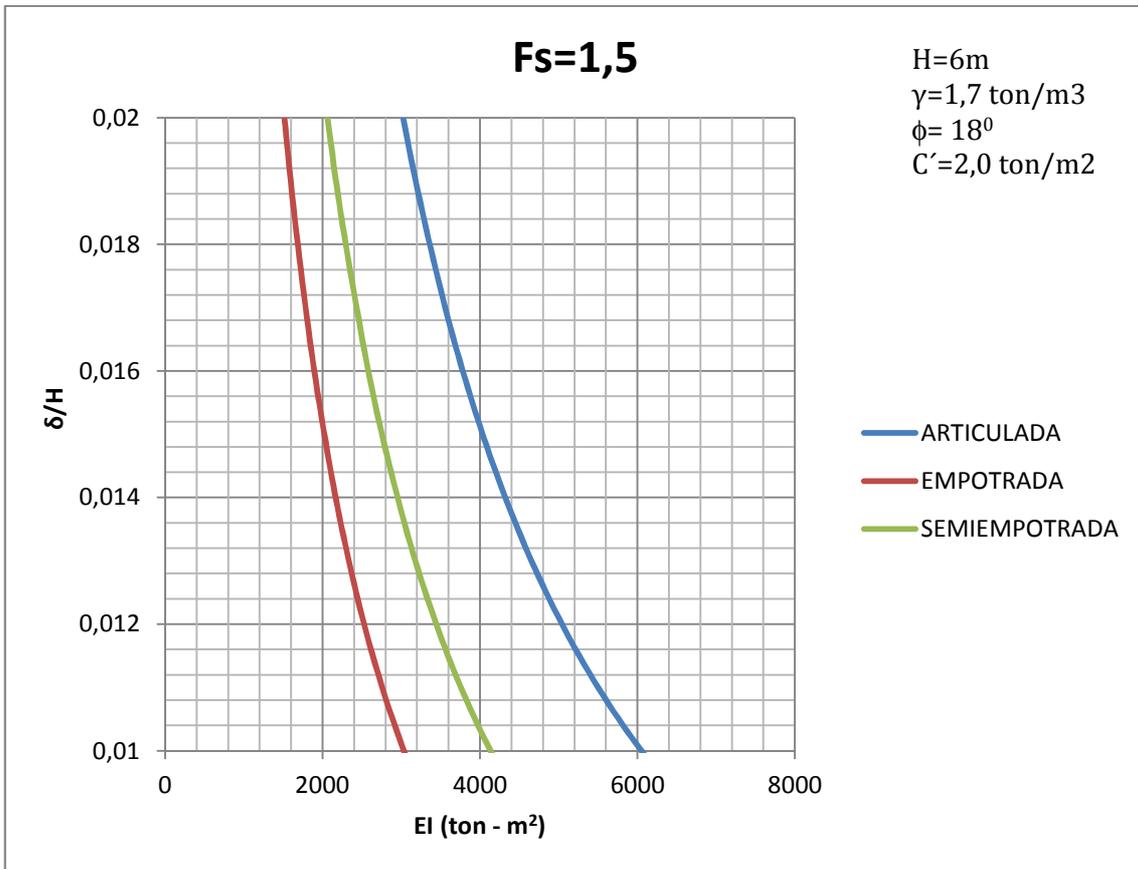
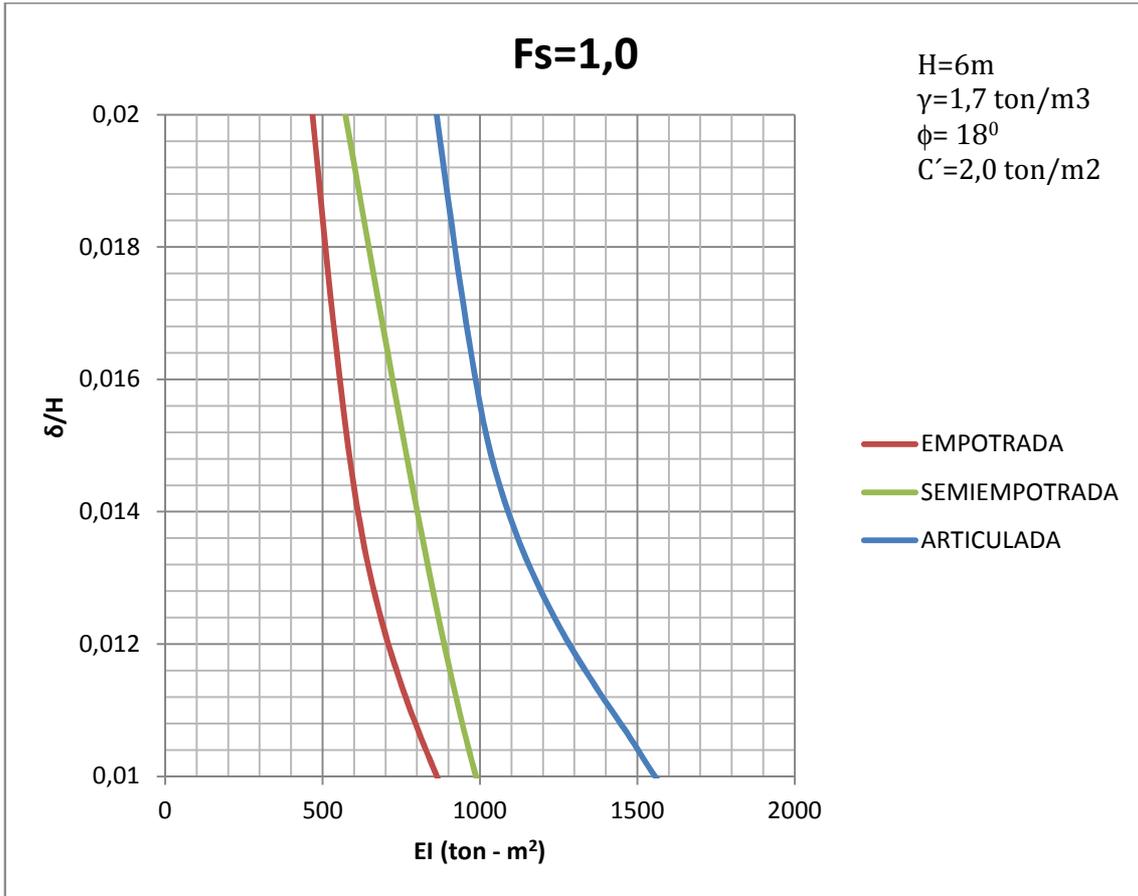
Parámetros:

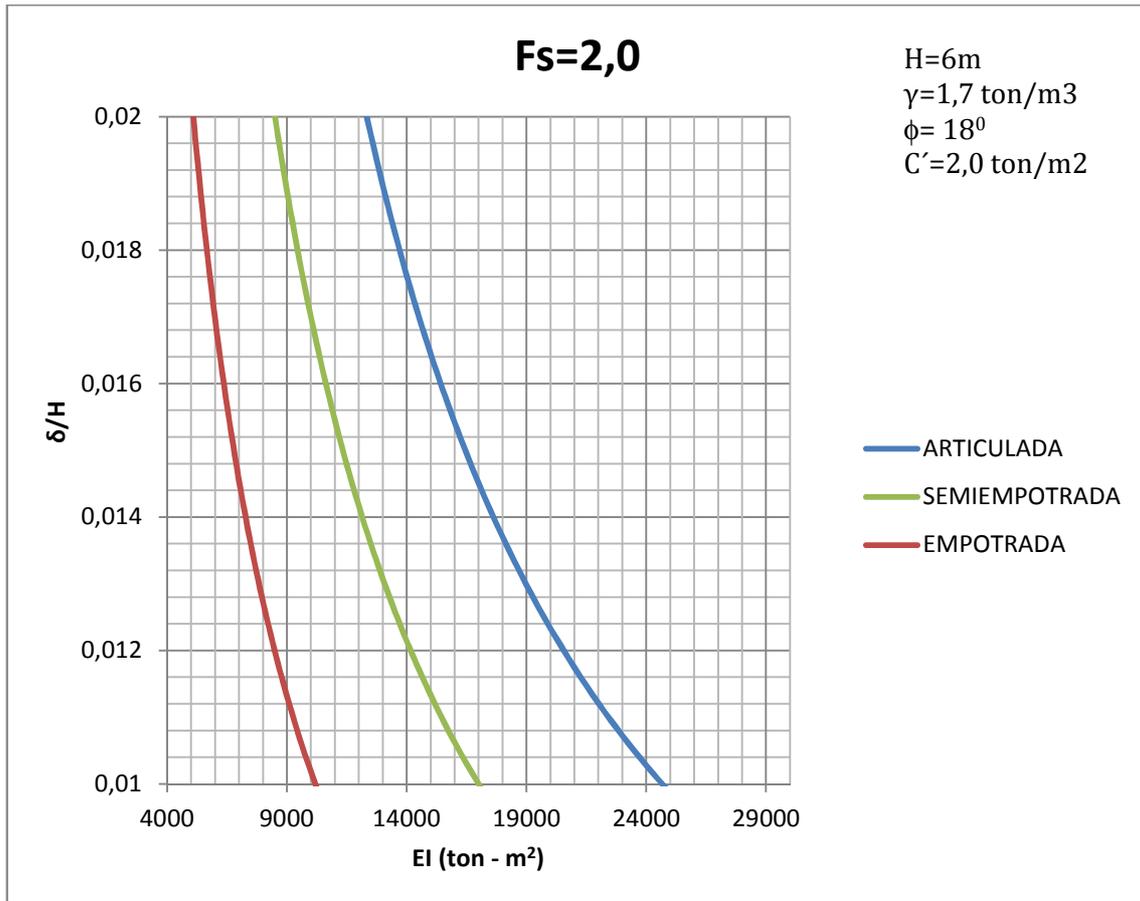
H= Profundidad de excavación

γ = Peso específico saturado del suelo

ϕ = Angulo de fricción

C'= Cohesión





Capítulo 5

Conclusiones

Conclusiones

Los tablestacados en voladizo no son eficientes para alturas de más de 3 metros, porque resultan muy deformables cuando se usan secciones en el tablestacado que satisfacen las demandas de flexión ($M_{m\acute{a}x.}$), con esfuerzos cercanos a la cedencia. Dicho de otra forma, se necesitaría que los tablestacados en voladizo de 3 metros o más de altura, tengan secciones muy robustas, con esfuerzos de trabajo pequeños para obtener deformaciones moderadas para el rango de $0.01 \leq \delta/h \leq 0.02$.

Para alturas mayores de 3 metros, es mejor el uso de tablestacados anclados, para mantener las deformaciones dentro del rango $0.01 \leq \delta/h \leq 0.02$. El uso de tablestacados de gran sección y escasa deformación, en cualquier sistema (articulado o libre), es demasiado costoso y poco eficiente.

Para profundidades de excavación mayores a 8 metros, la longitud de empotramiento y el uso de anclajes, hace que cualquiera de los dos sistemas ya sea en voladizo o con anclajes, se vuelva excesivamente robusto, siendo conveniente analizar como alternativa, el uso de muros con contrafuertes.

El factor de seguridad que se aplica a los esfuerzos pasivos no debería ser mayor a 1.5, a no ser que existan solicitaciones sísmicas muy fuertes que deban ser consideradas en combinación con las cargas de gravedad y que demanden tablestacados muy costosos diseñados para $1.5 \leq F_s \leq 2.0$

Para profundidades entre 5 y 6 metros, el método de apoyo libre proporciona los mejores resultados, y si se desea reducir deformaciones. También podría usarse el método de anclaje con base semiempotrada, condición para la cual los tablestacados aún no resultan tan robustos.

El método de tablestacados perfectamente empotrados con anclajes, no presenta deformaciones significativas, pero necesita de espesores de pantallas muy grandes y de profundidades de empotramiento muy altas, resultando en tablestacados muy costosos.

Capítulo 6

Recomendaciones

Recomendaciones

Se recomienda profundizar el estudio del diseño de tablestacados, incorporando el cálculo de las deformaciones sometidas a cargas dinámicas de origen sísmico, ya que el alcance de este trabajo, cubre solamente el diseño de tablestacados sometidos a carga de gravedad.

Se recomienda también el estudio de los tablestacados para una condición de gradiente de presiones hidrostáticas variable, ya que por simplicidad en este estudio, se mantuvo el nivel freático en la posición fija coincidiendo con la línea del dragado..