



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

**Análisis de la estabilidad de una
excavación mediante tablestacado:
Estudio de caso en el Estado de Veracruz**

TESINA

Que para obtener el título de

Ingeniero Civil

P R E S E N T A

Jesús Cancino Lorenzo

DIRECTOR DE TESINA

M.I. Juan Luis Umaña Romero



Ciudad Universitaria, Cd. Mx., 2025



DEDICATORIA

Con todo mi corazón a mi madre Catalina, pues sin ella no lo habría logrado. Tu bendición a diario a lo largo de mi vida me protege. Por eso te doy mi trabajo en ofrenda por tu paciencia y amor, te amo

A mi padre, Onésimo (QEPD), Aunque no esté aquí físicamente quiero expresar mi más profundo agradecimiento por su sacrificio incansable que me permitió llegar hasta este logro te extraño pá.

A mis hermanos, Moisés, Edith, Gaby y Kike por su apoyo. Este título es también suyo.

A mis Sobrinos Fátima, Diego, Cristian, Cecy, Moy, Josué, Max, Ale, Gabriel, mi niña Daiana y Santi.

A mi amigo Marcos por su valiosa amistad durante y después de la Universidad, por el apoyo y consejos para elaborar este trabajo.



AGRADECIMIENTO

“A Dios por todas las bendiciones dadas.”

“A la Universidad Nacional Autónoma de México, mi alma mater y sobre todo a la Facultad de Ingeniería por brindarme las herramientas académicas y laboratorios que hicieron posible llegar hasta aquí.”

“Dedico este trabajo a mis profesores de la Facultad de Ingeniería, cuyo rigor científico y apoyo constante fueron fundamentales para mi formación técnica. En especial, al MI. Juan Luis Umaña, por el apoyo para realizar este trabajo.”

“A mis Sinodales por su tiempo y aportes para la formación final de este trabajo”



CONTENIDO

INTRODUCCIÓN	5
OBJETIVO	6
ALCANCE	7
CAPÍTULO I. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	8
1.1 CASO HISTORIA	9
1.2 TRABAJOS DE EXPLORACIÓN Y MUESTREO DEL SUELO	11
1.3 SECUENCIA ESTRATIGRÁFICA	12
1.4 INTERPRETACIÓN DE PERFILES Y SECCIONES	13
1.5 MODELO GEOTÉCNICO	21
CAPÍTULO II. PROYECTO DE EXCAVACIÓN	21
2.1 PROCESO CONSTRUCTIVO	21
2.2 FACTORES CRÍTICOS	26
CAPÍTULO III CONTENCIÓN DE LA EXCAVACIÓN	26
3.1 TEORÍA DE RANKINE PARA SUELOS FRICCIONANTES CON RELLENO HORIZONTAL	27
3.2 OBTENCIÓN DE LAS ENVOLVENTES DE PRESIONES	28
3.3 PROFUNDIDAD DE EMPOTRAMIENTO	39
3.4 ESTABILIDAD EN LA PATA DEL MURO	46
3.5 FALLA DE FONDO.....	49
3.6 COMPROBACIÓN DE DIMENSIONES DE TROQUEL	51
CAPÍTULO IV. CONCLUSIONES	54
REFERENCIAS	56



INTRODUCCIÓN

La estabilización de excavaciones en terrenos complejos representa uno de los desafíos más críticos en la ingeniería geotécnica, especialmente en zonas costeras donde las condiciones del suelo pueden variar significativamente. En este contexto, el uso de sistemas de contención, como el tablestacado metálico, se ha consolidado como una alternativa eficaz para controlar desplazamientos del suelo y asegurar la integridad de las estructuras. Sin embargo, la aplicación de estas técnicas en suelos arenosos con arcilla subyacente, como los presentes en el estado de Veracruz, requiere un análisis detallado para garantizar su viabilidad técnica y económica.

El presente trabajo tiene como objetivo **analizar la viabilidad técnica del uso de tablestacas metálicas tipo AZ y troquelado para la estabilización de una excavación en suelos arenosos con arcilla subyacente, mediante el estudio de un caso específico en el estado de Veracruz**. Para ello, se realizarán estudios geotécnicos detallados, que incluyen la Prueba de Penetración Estándar (SPT) y la extracción de muestras alteradas e inalteradas, con el fin de caracterizar las propiedades del suelo y determinar su comportamiento bajo carga.

Además, se aplicarán métodos de análisis de estabilidad basados en la teoría de Rankine, que permitirán determinar la longitud óptima de empotramiento de las tablestacas y evaluar su comportamiento bajo diferentes solicitaciones. Se identificarán riesgos potenciales, como la estabilidad por pateo y la falla de fondo, y se propondrán ajustes en el diseño para garantizar la seguridad y eficiencia del sistema de contención. Finalmente, se validará el diseño mediante modelación numérica, comparando los momentos máximos resistentes con los obtenidos en el análisis.

Los resultados de este estudio no solo permitirán garantizar la viabilidad técnica y económica del proyecto en cuestión, sino que también proporcionarán recomendaciones valiosas para futuros proyectos en zonas costeras con características geotécnicas similares. De esta manera, se busca contribuir al avance de prácticas constructivas más seguras y eficientes en el campo de la ingeniería geotécnica.



OBJETIVO

Analizar la viabilidad técnica del uso de tablestacas metálicas tipo AZ y troquelado para la estabilización de una excavación en suelos arenosos con arcilla subyacente, mediante el estudio de un caso específico en el estado de Veracruz.

Objetivos Específicos:

1. **Evaluar las condiciones geotécnicas del sitio** mediante la realización de sondeos con la Prueba de Penetración Estándar (SPT) y la extracción de muestras alteradas e inalteradas, con el fin de caracterizar las propiedades del suelo y determinar su comportamiento bajo carga.
2. **Determinar la longitud óptima de empotramiento de las tablestacas** utilizando el método de equilibrio límite y los criterios de Rankine, considerando las cargas aplicadas y las condiciones de contorno del proyecto.
3. **Analizar la estabilidad de la excavación** frente a modos de falla críticos, como la estabilidad por pateo y la falla de fondo, proponiendo ajustes en el diseño para garantizar la seguridad y eficiencia del sistema de contención.
4. **Validar el diseño de las tablestacas y troqueles** mediante modelación numérica y comparación con los momentos máximos resistentes, asegurando que cumplan con los factores de seguridad establecidos en la normativa vigente.
5. **Proponer recomendaciones técnicas** para futuros proyectos en zonas costeras con características geotécnicas similares, basadas en los resultados obtenidos y las lecciones aprendidas durante el estudio.



ALCANCE

1. Enfoque del análisis:

El estudio se centrará exclusivamente en la **evaluación de la estabilidad de la excavación**, considerando las condiciones geotécnicas del suelo y las cargas aplicadas. No se abordarán otros aspectos constructivos o estructurales fuera de este ámbito.

2. Metodología de análisis:

El análisis se realizará mediante el **método de equilibrio límite**, utilizando los criterios de **Rankine** para determinar los empujes de tierra activos y pasivos. Esta metodología permitirá evaluar las fuerzas que actúan sobre el sistema de contención y su impacto en la estabilidad.

3. Longitud de empotramiento y momento máximo:

Se evaluará la **longitud de empotramiento** requerida para garantizar la estabilidad de la tablaestaca, así como el **momento máximo** que esta deberá soportar. Estos cálculos se basarán en los resultados del análisis de empujes y en las propiedades mecánicas del suelo.

4. Estabilidad por pateo y falla de fondo:

Se revisará la estabilidad de la excavación frente a dos modos de falla críticos:

- Estabilidad por pateo: Se analizará el riesgo de que la tablaestaca falle por desplazamiento excesivo en su base.
- Falla de fondo: Se evaluará la posibilidad de que el suelo bajo la excavación pierda su capacidad de soporte, comprometiendo la integridad del sistema.

5. Limitaciones del estudio:

El análisis se limitará a las condiciones geotécnicas y estructurales específicas del proyecto, considerando únicamente el método de equilibrio límite y los criterios de Rankine. No se incluirán otros métodos de análisis (como elementos finitos) ni se considerarán variaciones significativas en las propiedades del suelo no contempladas en el estudio inicial.



CAPÍTULO I. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.

El presente informe tiene como objetivo analizar la viabilidad técnica y fundamentar el uso del sistema de tablestacado para la construcción de una lumbrera en el estado de Veracruz. Esta evaluación es particularmente relevante debido a las condiciones geotécnicas específicas del sitio, las cuales difieren significativamente de las observadas en regiones como la Ciudad de México y el Estado de México, donde esta técnica ha sido implementada con éxito en proyectos anteriores.

Uno de los desafíos principales radica en optimizar el diseño de las tablaestacas, específicamente en lo que respecta a su longitud de empotramiento. Actualmente, se ha propuesto una longitud inicial de 20 metros; sin embargo, se busca implementar un análisis detallado que permita reducir esta dimensión sin comprometer la estabilidad estructural ni la seguridad de la excavación. Para lograr este objetivo, se evaluará la incorporación de elementos de apoyo adicionales, como troqueles, que contribuyan a distribuir los esfuerzos generados por las cargas externas y reduzcan la demanda estructural sobre las tablaestacas. Esto no solo garantizará la integridad del sistema, sino que también optimizará los costos asociados a la obra.

El análisis incluirá estudios geotécnicos detallados del sitio, considerando las propiedades del suelo y las condiciones específicas del terreno. Estos estudios permitirán determinar la combinación óptima entre la longitud de empotramiento y los elementos de apoyo, asegurando el cumplimiento de los factores de seguridad establecidos en la normativa vigente.

Es importante destacar que este estudio representa una etapa inicial del proceso de diseño. Los resultados obtenidos servirán como base para el ingeniero estructurista, quien se encargará de desarrollar el diseño final, garantizando que se cumplan todos los requisitos técnicos y normativos. De esta manera, se busca proporcionar una solución técnica robusta, eficiente y económicamente viable para la construcción de la lumbrera en Veracruz.



1.1 Caso historia

El proyecto consiste en la construcción de una lumbrera circular destinada a la captación de agua en la costa del estado de Veracruz, específicamente en una zona cercana al Golfo de México. Esta lumbrera forma parte de un sistema de infraestructura hidráulica diseñado para mejorar la gestión de recursos hídricos en la región, la cual se caracteriza por una alta demanda de agua debido a actividades, industriales y urbanas. La construcción de la lumbrera es esencial para garantizar el suministro de agua en condiciones seguras y eficientes.

El sitio de construcción se encuentra en una zona costera con un paisaje dominado por lomeríos y depresiones que dan origen a lagunas. Geológicamente, el área pertenece a la provincia de la Llanura Costera del Golfo Norte, donde predominan sedimentos arenosos con una capa de arcilla subyacente. Los estudios de exploración geotécnica, que incluyeron sondeos con la Prueba de Penetración Estándar (SPT) y la extracción de muestras alteradas e inalteradas, revelaron la presencia de los siguientes estratos:

- **UG-A:** Arena limosa mal graduada, de compacidad suelta a media.
- **UG-B:** Arena limosa y arena mal graduada, de compacidad media a muy densa.
- **UG-C:** Arcilla limosa de consistencia media a muy firme.
- **UG-D:** Arena limosa y arena mal graduada color gris, de compacidad media a muy densa y textura rugosa, SM O SP-SM.

Además, se detectó un nivel freático a una profundidad de 2.74 a 3.00 metros, lo que representa un desafío adicional para la estabilidad de la excavación.

Las condiciones geotécnicas del sitio presentan desafíos significativos para la construcción de la lumbrera. A diferencia de los suelos arcillosos de la Ciudad de México y el Estado de México, los suelos arenosos con arcilla subyacente en Veracruz requieren un enfoque técnico diferente. Entre los principales desafíos se encuentran:

- La baja cohesión de los estratos arenosos, que puede comprometer la estabilidad de las paredes de la excavación.

- La presencia de agua subterránea, que aumenta el riesgo de falla por supresión o levantamiento de fondo.
- La necesidad de optimizar la longitud de empotramiento de las tablestacas para garantizar la seguridad sin incrementar los costos de manera significativa.

Este caso es particularmente relevante porque combina condiciones geotécnicas desafiantes con la necesidad de una solución técnica eficiente y económica. Aunque el tablestacado troquelado ha demostrado su eficacia en proyectos anteriores, su aplicación en suelos arenosos con arcilla subyacente no ha sido ampliamente documentada. Por lo tanto, este estudio no solo busca garantizar la viabilidad técnica del proyecto en cuestión, sino también proporcionar recomendaciones y lecciones aprendidas que puedan aplicarse a futuros proyectos en zonas costeras con características similares.

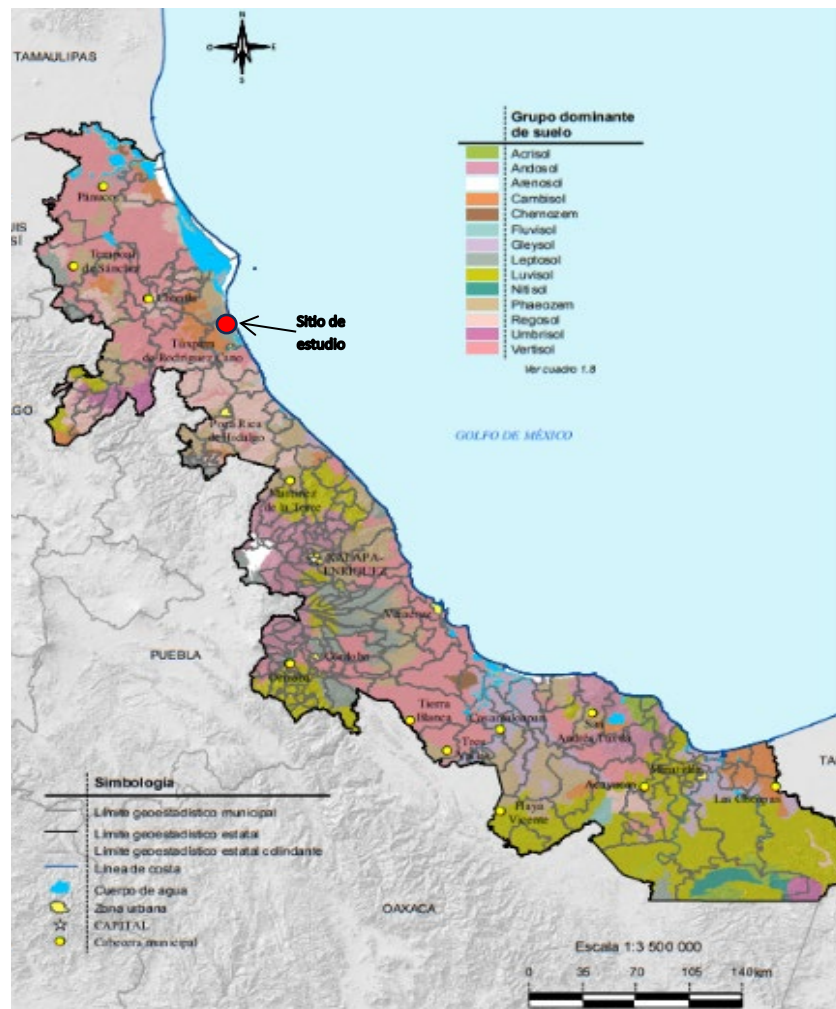


Figura 1. Ubicación del proyecto, Mapa geológico del estado de Veracruz, México (INEGI, 2012)



1.2 Trabajos de exploración y muestreo del suelo

Para la exploración y el muestreo del suelo, se realizaron dos sondeos dentro del área de construcción, con muestreo alternado continuo hasta una profundidad de 26 metros. Estos sondeos permitieron obtener información detallada sobre la estratigrafía, las propiedades geomecánicas del suelo, su homogeneidad y el nivel freático, aspectos fundamentales para el diseño y la ejecución del proyecto.

El propósito del estudio geotécnico es determinar las condiciones del sitio y proporcionar los datos necesarios para evaluar la viabilidad del proyecto. Los trabajos de exploración y análisis se ejecutaron siguiendo las normativas vigentes, asegurando la calidad y confiabilidad de los resultados obtenidos.

Los sondeos se realizaron mediante la Prueba de Penetración Estándar (SPT), siguiendo el estándar ASTM D-1586 en modalidad de muestreo alternado, así como la normativa NMX-C-431-ONNCCE-2002. Durante los primeros 3 metros de exploración, se tomaron muestras en intervalos de 0.60 metros, continuando posteriormente con un muestreo cada metro de profundidad.

Para la obtención de muestras alteradas, se utilizó un muestreador de tubo partido, realizando la identificación y clasificación de las muestras en campo, junto con el registro del número de golpes correspondientes a la prueba SPT. El avance en la perforación se llevó a cabo utilizando una broca tricónica de 4.5 pulgadas, lo que permitió alcanzar las profundidades requeridas de manera eficiente.

En puntos específicos de la exploración, se extrajeron muestras inalteradas mediante muestreadores de pared delgada tipo Shelby, con un diámetro de 4 pulgadas. Estas muestras son fundamentales para realizar análisis más detallados de las propiedades geotécnicas del suelo en laboratorio, proporcionando datos precisos para el diseño y la evaluación del proyecto.

SONDEO	PROFUNDIDAD (m)
SM-1	26
SM-2	26

Tabla 1. profundidad de los sondeos



1.3 Secuencia estratigráfica.

Geológicamente, el área del proyecto pertenece a la provincia de la Llanura Costera del Golfo Norte. Esta región se caracteriza por la predominancia de rocas sedimentarias, entre las que destacan calizas y lutitas del Cretácico, así como calizas y lutitas terciarias ubicadas hacia el noroeste. La secuencia de sedimentos se extiende de manera continua de oeste a este, mostrando cambios graduales en su composición y espesor hacia el occidente de la región. Los espesores de estos sedimentos varían significativamente, alcanzando profundidades de hasta 10 kilómetros en algunas zonas.

Las capas más recientes, correspondientes al Mioceno, presentan espesores de aproximadamente 3 kilómetros y están compuestas por sedimentos de origen tanto continental como litoral. Los depósitos pliocenos, de origen deltaico, tienen espesores que oscilan entre 15 y 35 metros, mientras que los sedimentos cuaternarios, de tipo fluvial y litoral, alcanzan hasta 300 metros de espesor cerca de la costa.

En esta parte de la provincia, predominan afloramientos de rocas sedimentarias detríticas del Terciario, dispuestas en franjas paralelas a la línea costera. La edad de estas formaciones disminuye gradualmente conforme se acercan al Golfo de México, lo que sugiere una regresión marina hacia el este. En algunas zonas, estas unidades sedimentarias están cubiertas por rocas volcánicas del Cenozoico Superior. Las rocas más antiguas de la región corresponden al Cretácico Superior, mientras que los depósitos más recientes consisten en suelos formados a partir de materiales detríticos derivados de rocas preexistentes, así como sedimentos aluviales.



1.4 Interpretación de perfiles y secciones.

La estratigrafía de diseño se obtuvo a partir del análisis y procesamiento de los datos obtenidos de la exploración geotécnica.

Como resultado, se obtuvo la siguiente estratigrafía:

UG-A: Arena limosa mal graduada de color café a gris, textura rugosa y compacidad suelta a media. La unidad presentó algunas gravas aisladas y tonos blancos.

UG-B: Arena limosa y arena mal graduada de compacidad media a muy densa y textura rugosa. El material se describe de color café a gris con algunas gravas.

UG-C: Arcilla limosa color gris de consistencia media a muy firme. Este nivel presentó algunos tonos negros, naranjas y blancos.

Se detectó nivel de aguas freáticas a 2.74 y 3.00 m.

En las siguientes figuras 2 y 3 se representan los datos obtenidos en los sondeos



ANÁLISIS DE LA ESTABILIDAD DE UNA EXCAVACIÓN MEDIANTE TABLESTACADO: ESTUDIO DE CASO EN EL ESTADO DE VERACRUZ

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

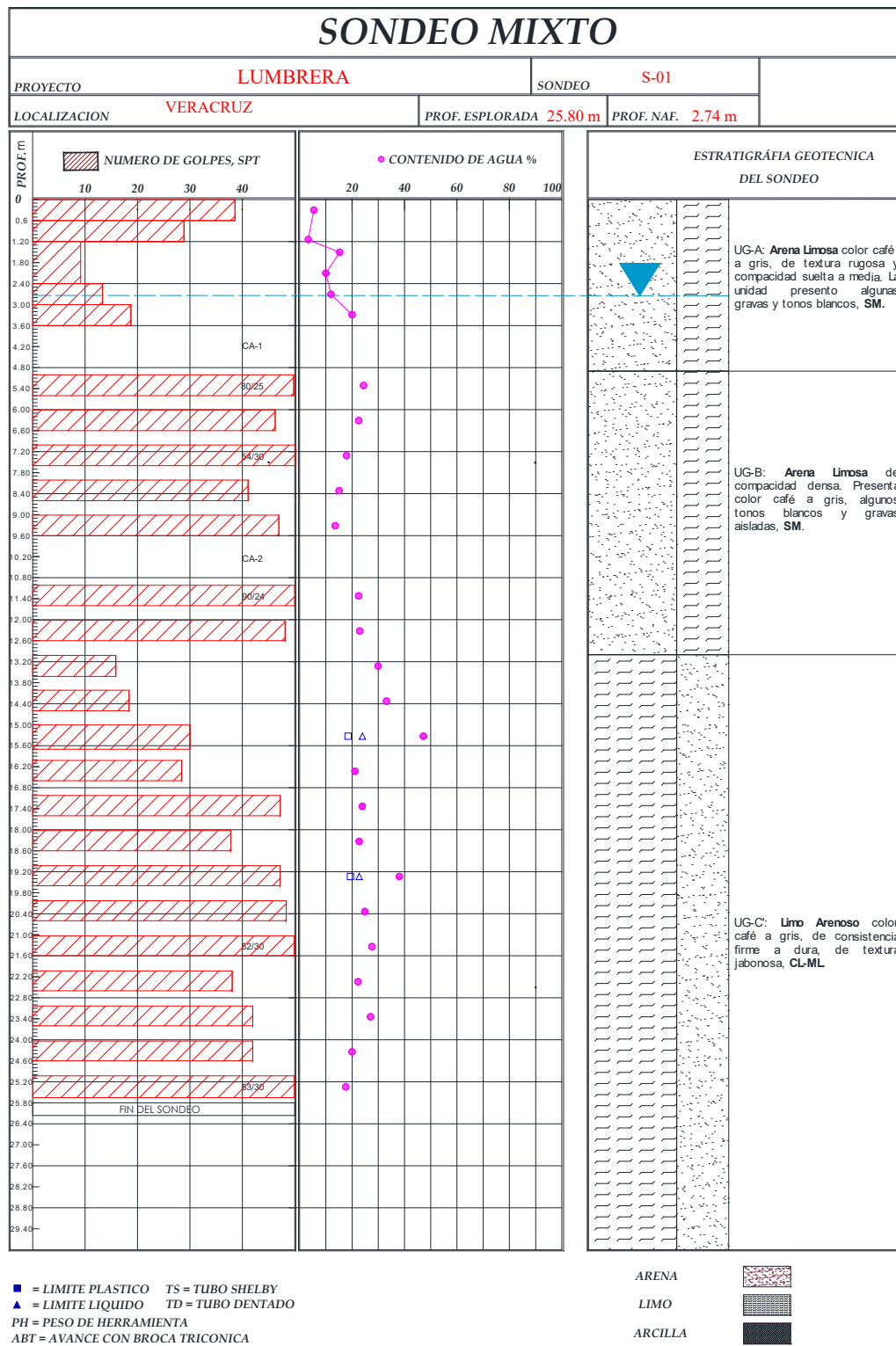


Figura 2. Sondeo S-01 Autoría propia.



ANÁLISIS DE LA ESTABILIDAD DE UNA EXCAVACIÓN MEDIANTE TABLESTACADO: ESTUDIO DE CASO EN EL ESTADO DE VERACRUZ

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

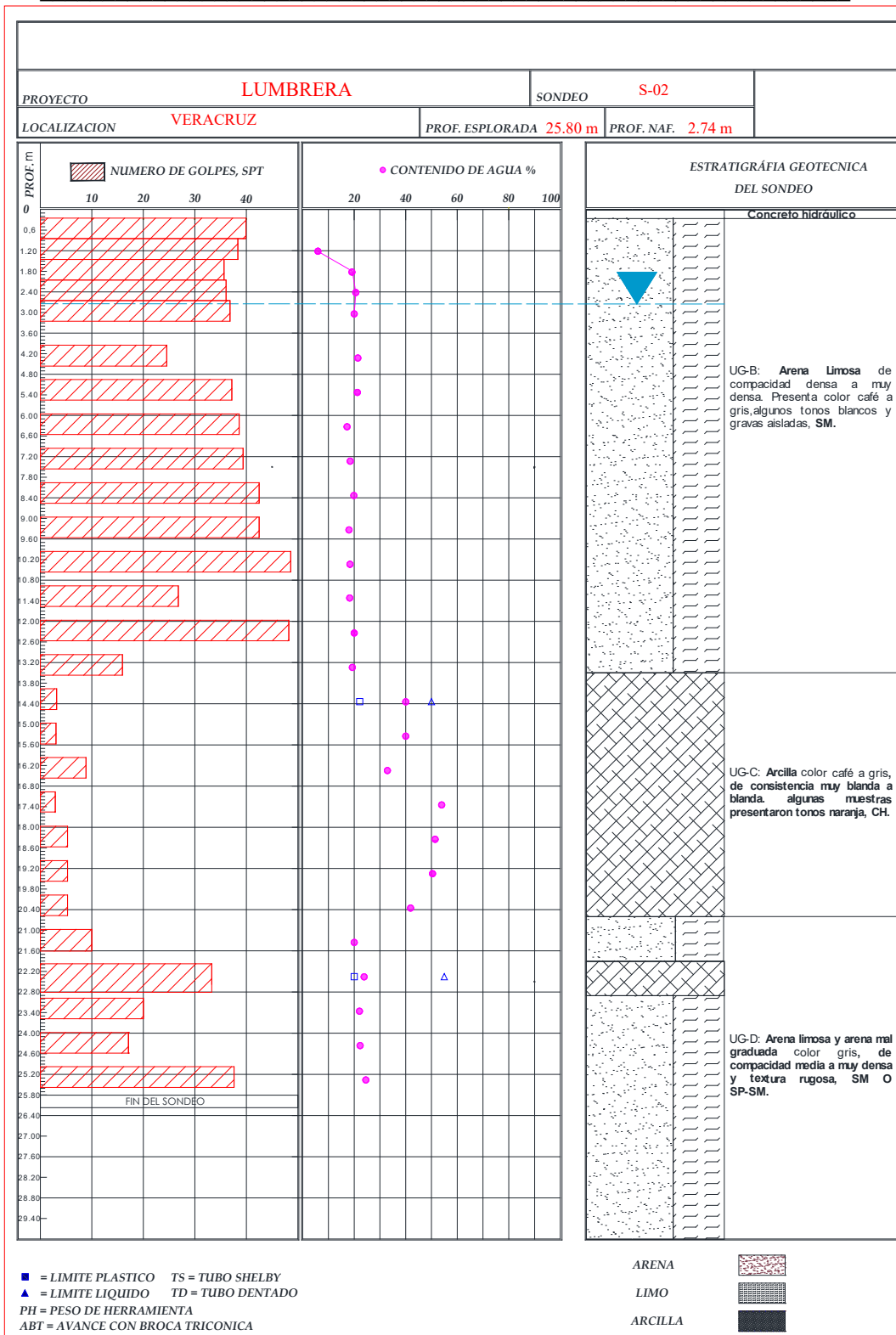


Figura 3. Sondeo S-02 Autoría propia.

ESTATIGRAFIA

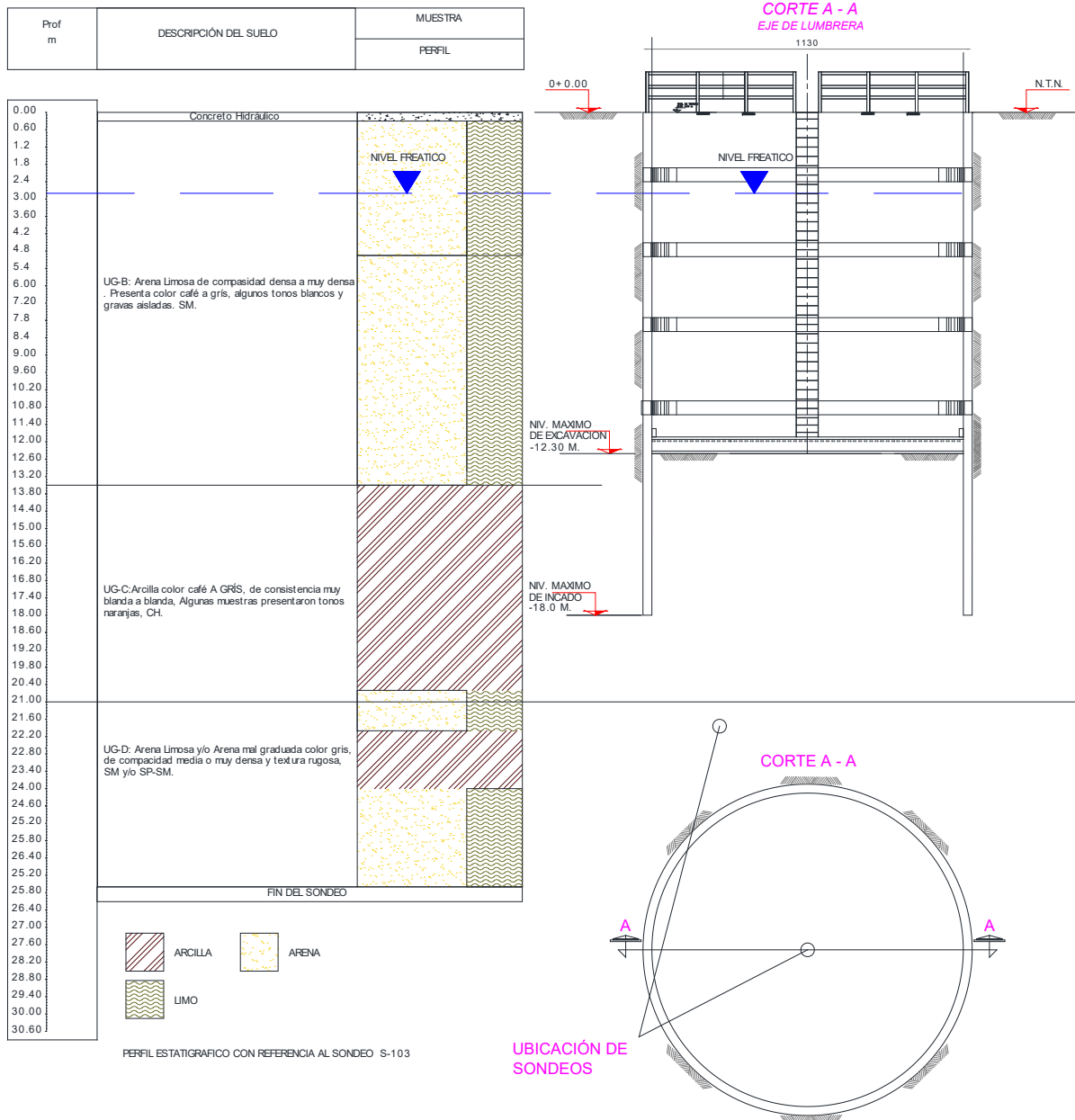


Figura 4. Autoría propia.



PARAMETROS REPRESENTATIVOS

Los valores característicos de los niveles geotécnicos son fundamentales para el diseño de cimentaciones y el cálculo de la capacidad de carga. Estos parámetros representativos deben determinarse considerando los resultados obtenidos en los ensayos de campo y laboratorio, utilizando métodos estadísticos que permitan una representación confiable y verificable del conjunto de datos.

Para la determinación de los parámetros característicos de cada nivel geotécnico, se empleó la metodología de Schneider, la cual se basa en la siguiente expresión:

$$X_k = X_{prom} - (0.5 X \sigma_{estandar})$$

Donde:

X_k es el valor característico del nivel geotécnico

X_{prom} es el promedio del conjunto de datos

σ estándar es la desviación estándar del conjunto de datos

Es importante señalar que los valores característicos estarán siempre por debajo de la media aritmética y esta tiende a reducirse mientras el valor de la desviación estándar incrementa (mayor dispersión de datos). Se han señalado mediante recuadros de color rojo aquellos valores atípicos que pueden despreciarse dentro de los cálculos. El tratamiento estadístico de los datos permite, en todo caso, evitar sobrestimar el valor de un parámetro en específico.

Resistencia a la penetración estándar y valor N_{60}

Es importante revisar el efecto que pueden tener la sobrecarga de material sobre la prueba de penetración estándar, se tomó la corrección del 60% ($(N_1)_{60}$) de energía del martillo y las características del barreno:

$$(N_1) = N C_N C_E C_B C_R C_S$$

Donde:

N Número de Golpes obtenido en la Prueba de Penetración Estándar,

C_N Factor de corrección por presión de sobrecarga:

$$C_N = \left(\frac{P_a}{\sigma'_{v0}} \right)^{0.5} \leq 1.7$$

P_a Presión de referencia (100 kPa),



σ_{v0} Presión efectiva vertical,

C_E Factor de corrección por energía de caída de martillo, se toma como 1.0 al usarse un martillo automático.

C_B Factor de corrección por diámetro del barreno, ya que es menor a 150 mm se toma como 1.0.

C_R Factor de corrección por longitud de varillaje:

Longitud de varillaje	C_R
< 3 m	0.75
3 - 4 m	0.80
4 - 6 m	0.85
6 - 10 m	0.95
10 - 30 m	1.00

Tabla 1. Factores de corrección C_R de acuerdo a longitud de varillaje

C_S Factor de corrección por tipo de muestreador, para un muestreador estándar se toma como 1.0.

La resistencia a la penetración estándar de la UG-A osciló entre 2 y >50 golpes, determinando un promedio de 20 golpes para esta unidad, con una desviación estándar equivalente a 15 golpes. Con estos resultados, se establece un valor representativo $N_{spt}=13$ golpes (compacidad suelta a media).

El peso volumétrico de la UG-A se determinó mediante el dimensionamiento y pesaje de muestras inalteradas recuperadas con Tubo Shelby y Muestreador de Pared gruesa tipo California, realizados durante la campaña de exploración geotécnica.

El peso volumétrico oscila entre valores de 16.56 y 21.19 kN/m^3 , con un promedio de 18.86 kN/m^3 , una desviación estándar de 2.2, con lo que se obtiene un $\gamma = 17.75 \text{ kN/m}^3$.

Los contenidos de agua, $\omega\%$, de la UG-A se determinaron mediante pruebas en muestras inalteradas recuperadas con Tubo Shelby y Muestreador de Pared gruesa tipo California, realizados durante la campaña de exploración geotécnica.

Los valores de humedad oscilan entre 1.10% y 102.09%, con un promedio de 18.17%, una desviación estándar de 13.31%, con lo que se obtiene un $\omega\%=11.50\%$.



De ensayos de presiómetro que se realizaron en la unidad UG-A, durante la campaña de exploración geotécnica, se obtuvo el valor de presión límite y posteriormente, se empleó la teoría de Baguelin para determinar el valor de ángulo de fricción interna cuyos valores oscilan entre 30 y 40°. El promedio de los valores pertenecientes a este estrato es igual a 34°.

De ensayos de presiómetro que se realizaron en la unidad UG-A, durante la campaña de exploración geotécnica, se obtuvo el valor de presión límite para determinar el valor de Módulo de elasticidad cuyos valores oscilan entre 212.53 kPa y 25,432.27 kPa. El promedio de los valores pertenecientes a este estrato es igual a 9767.13 kPa y el valor representativo es $E=4,930.88$ kPa.

De acuerdo con el registro de sondeo mixtos realizados mediante el ensaye de penetración estándar, la UG-B obtuvo una resistencia $N_1(60)$ mínima de 2 y >50 golpes, es decir, hablamos de una unidad geotécnica con una resistencia $N_1(60)$ representativa de 29 golpes, de compacidad densa.

Los pesos volumétricos de esta unidad que corresponde a una arena limosa muestran una buena correlación entre sí. Se obtuvo un promedio de 19.15 kN/m³, una desviación estándar de 0.4, con lo que se obtiene un $\gamma = 19.15$ kN/m³.

Los contenidos de agua, ω %, de la UG-B se determinaron mediante pruebas en muestras inalteradas recuperadas con Tubo Shelby y Muestreador de Pared gruesa tipo California, realizados durante la campaña de exploración geotécnica. Los valores de humedad oscilan entre 4.50% y 30.56%, con un promedio de 19.14%, una desviación estándar de 3.92%, con lo que se obtiene un $\omega \% = 17.17$ %

De ensayos de presiómetro que se realizaron en la unidad UG-B, durante la campaña de exploración geotécnica, se obtuvo el valor de presión límite y posteriormente, se empleó la teoría de Baguelin para determinar el valor de ángulo de fricción interna cuyos valores oscilan entre 29 y 42°. El promedio de los valores pertenecientes a este estrato es igual a 34°

El módulo de Young fue obtenido a partir de los resultados del presiómetro. Los valores calculados oscilan entre 1,071.78 kPa y 54,495.26 kPa.

De acuerdo con registro del sondeo mixtos realizados mediante el ensaye de penetración estándar, se obtuvo una resistencia $N_1(60)$ mínima de 0 y 25 golpes. Los valores presentaron una gran dispersión entre sondeos; el promedio de golpes para la UG-C es 2.97, con una desviación estándar igual a 4.10 golpes lo que da como resultado un valor representativo $N_1(60) = 1$.



El peso volumétrico de la UG-C se determinó mediante el dimensionamiento y pesaje de muestras inalteradas recuperadas con Tubo Shelby y Muestreador de Pared gruesa tipo California, realizados durante la campaña de exploración geotécnica.

El peso volumétrico oscila entre valores de 15.53 y 20.57 kN/m³, con un promedio de 17.63 kN/m³, una desviación estándar igual a 1.26, con lo que se obtiene un $\gamma=16.99$ kN/m³.

Los contenidos de agua, ω %, de la UG-C se determinaron mediante pruebas en muestras inalteradas recuperadas con Tubo Shelby y Muestreador de Pared gruesa tipo California, realizados durante la campaña de exploración geotécnica. Los valores de humedad oscilan entre 20.10% y 131.50%, con un promedio de 43.79%, una desviación estándar de 14.57%, con lo que se obtiene un ω %=36.50 %

Se realizaron 18 ensayos presiométricos en la unidad UG-C durante la campaña de exploración geotécnica. A partir de estos registros, se obtuvo el valor de presión límite y posteriormente, se empleó la teoría de Baguelin para determinar el valor de resistencia al esfuerzo cortante no drenada cuyos valores oscilan entre 1 kPa y 74.56 kPa. El promedio de los valores pertenecientes a este estrato es igual a 28.41 kPa y el valor representativo es $S_u=17.59$ kPa.

El módulo de Young fue obtenido a partir de los resultados del presiómetro.

Para la determinación del valor representativo de pruebas presiométricas se calculó un promedio de 5,606.53 kPa y una desviación estándar de 4167.81 kPa, definiendo

$E=3,522.62$ MPa.

En UG-D se obtuvo una resistencia N_{spt} mínima de 5 a >50 golpes. Los valores presentan una gran dispersión entre sí, encontrándose un promedio de número de golpes igual a 26, con una desviación estándar de 11, para así obtener un valor representativo $N_{spt} = 21$ golpes.

El peso volumétrico de la UG-D se determinó mediante el dimensionamiento y pesaje de muestras inalteradas recuperadas con Tubo Shelby y Muestreador de Pared gruesa tipo California, realizados durante la campaña de exploración geotécnica. Los valores de peso volumétrico obtenidos hasta la fecha muestran una buena correspondencia entre sí. Se calculó un promedio de 19.25 kN/m³

El ángulo de fricción interna se determinó mediante pruebas triaxiales en muestras inalteradas recuperadas con Tubo Shelby y Muestreador de Pared gruesa tipo California, realizados durante la campaña de exploración geotécnica.



Los ángulos de fricción oscilan entre 29° y 38° . El promedio de los valores pertenecientes a este estrato es igual a 36° con una desviación estándar igual a 3° y valor representativo igual a $\phi = 34^\circ$.

El módulo de Young fue obtenido a partir de los resultados de las pruebas triaxiales. Los valores calculados oscilan entre 912.35 kPa y 118,986.35 kPa.

1.5 Modelo Geotécnico.

En la siguiente tabla se muestra el modelo geotécnico del sitio, el cual es esencial en los datos de entrada para el diseño geotécnico

UG	SUCS	Espesor promedio (m)	Resistencia N_{SPT} (golpes)	Peso Volumétrico γ (kN/m ²)	Cohesión (kN/m ²)	Ángulo Fricción Interna Φ (°)	Módulo Elástico E (kN/m ²)	Relación de Poisson ν
A	SM/SP-SM	3.20	13	17.53	-	32.40	4,930.88	0.37
B	SM	9.10	30	19.15	-	34	13,882.15	0.33
C	CH	7.70	1	16.99	17.59	-	3,522.62	0.45
C'	CL/SM	12	32	17	-	34.70	22,400	0.36
D	SM	5	21	18.97	-	37.22	19,433.49	0.35

Tabla 2. Datos del modelo Geotécnico

CAPÍTULO II. proyecto de excavación

2.1 Proceso Constructivo

Proceso de excavación y colocación del marco guía

1. Excavación inicial:

Según el trazo establecido, se realiza una excavación en toda el área interior de la lumbrera hasta alcanzar una profundidad de 2.00 metros. El fondo se nivela cuidadosamente para permitir la instalación del marco prefabricado, el cual tiene forma circular y está construido con perfil IPR.

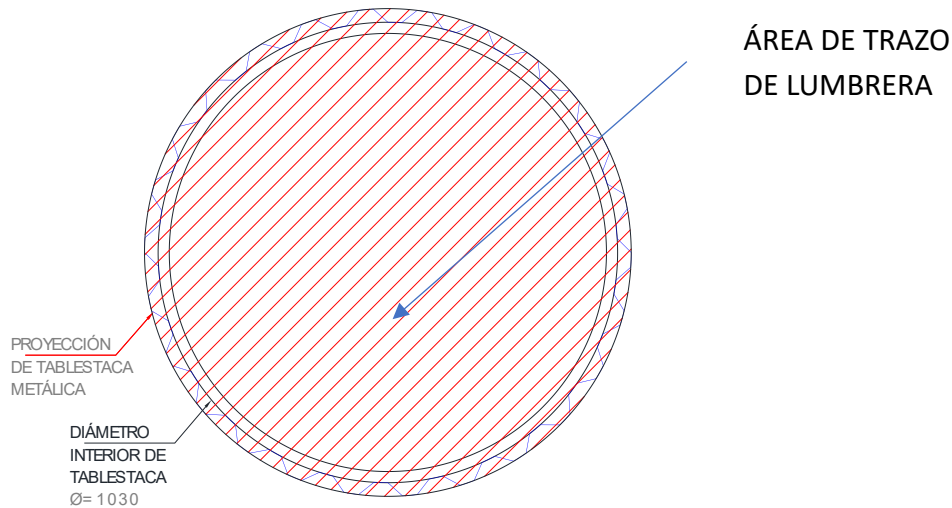


Figura 5 Trazo y ubicación de la lumbrera. Autoría propia.

2. Colocación del marco y estabilización:

Una vez colocado el marco guía, se deposita el material producto de la excavación en su interior y sobre él, con el objetivo de mantener la estructura fija durante las siguientes etapas del proceso.

3. Hincado del ademe con tablestaca metálica:

- Se utiliza una grúa con capacidad de carga de hasta 60 toneladas para izar la mordaza del vibromartinete, que será la herramienta encargada de hincar las tablestacas.
- Con el vibromartinete en posición, se procede al levantamiento de la primera pieza de tablestaca metálica, la cual tiene sección AZ.
- Mediante topografía, se alinea la pieza con el marco guía, verificando su alineación tanto vertical como horizontal.

4. Unión y cierre del ademe:

- La primera tablestaca se hinca utilizando el vibromartinete.
- A continuación, se coloca la siguiente pieza, realizándose la unión por medio del sistema de machihembrado entre ambas.

Este procedimiento se repite sucesivamente hasta completar el cierre del ademe, formando una circunferencia continua que asegura la estabilidad de la estructura.



Figura 6. Excavación y colocación de anillo guía. Autoría propia.

5. **Abatimiento del nivel freático:** Al término de la colocación de tablestacas se instalan el sistema de absorción para el abatimiento del nivel freático hasta la profundidad requerida y al llegar al abatimiento solicitado se inicia la excavación.



Figura 7. Tablestaca colocada sobre el perímetro de la excavación e inicio de la excavación. Autoría propia.

6. **La excavación del núcleo de la lumbrera:** La excavación se realiza mediante medios mecánicos, extrayendo el material hacia la superficie. Este proceso se lleva a cabo en etapas, comenzando con el retiro del anillo guía. Posteriormente, se coloca un anillo de concreto reforzado para asegurar la estabilidad de la estructura. Una vez alcanzado el primer nivel donde se requiere el troquelamiento, se procede a afinar el fondo de la excavación en el perímetro interior de la lumbrera. A continuación, se coloca la cimbra del anillo y se instala el acero de refuerzo previamente habilitado. Con la cimbra y el refuerzo bien fijados, se realiza el colado utilizando concreto premezclado de alta resistencia, diseñado para fraguar en un día. Tras alcanzar el tiempo adecuado de fraguado, se retira la cimbra y se continúa con la excavación del núcleo de suelo dentro de la lumbrera. Este proceso se repite de manera secuencial, alternando entre la construcción de cada anillo de concreto reforzado y la excavación del núcleo, hasta alcanzar el último nivel de troquelamiento y llegar al nivel máximo de excavación requerido.



Figura 8. Troquelado con anillo de concreto reforzado.
Autoría propia.



Figura 9. Afine de fondo de lumbrera. Autoría Propia.

7. **Construcción de losa de fondo:** Al alcanzar el nivel máximo de excavación dentro de la lumbrera, se procede a construir la losa de fondo, cuya función es estabilizar la base de la excavación. En esta fase, se coloca el acero de refuerzo previamente preparado sobre el fondo ya afinado y nivelado. Luego, se marcan los niveles topográficos para asegurar que la losa tenga el espesor requerido y se realiza el colado utilizando concreto de fraguado rápido, diseñado para alcanzar resistencia en un día. De esta forma se concluye la construcción de la lumbrera circular.



Figura 10. Construcción de losa de fondo. Autoría propia.



Figura 11. Lumbra terminada. Autoría propia.

2.2 Factores críticos.

Dado que la construcción de la lumbra se llevará a cabo en etapas, el análisis inicial se enfocará en la fase más crítica de la excavación: la etapa en la que se alcanza la profundidad final del proyecto.

CAPÍTULO III CONTENCIÓN DE LA EXCAVACIÓN.

Los estados de esfuerzo presentes dentro de la masa de suelo, relevantes para el diseño de tablestacas, son los estados de reposo, activo y pasivo. El empuje de tierras ejercido sobre una estructura de retención puede oscilar desde un estado inicial de esfuerzos, conocido como estado de reposo (K_0), hasta un estado límite mínimo denominado activo (K_a), o un estado límite máximo conocido como pasivo (K_p).

El diseño de los sistemas de retención se basa en la comprensión de los estados límite de falla de una masa de suelo, sustentándose teóricamente en los aportes de Coulomb, quien desarrolló la ley de resistencia al esfuerzo cortante, y en la Teoría de Rankine, que se centra en los estados plásticos de falla.



3.1 Teoría de Rankine para suelos friccionantes con relleno horizontal

Las hipótesis en las cuales se sustenta la Teoría de Rankine para el desarrollo de sus estados plásticos de falla son:

1. El muro debe de ser “liso”; es decir, debe ser nulo el coeficiente de fricción entre el muro de contención y el suelo de relleno.
2. El tipo de movimiento necesario para que se pueda desarrollar un estado “plástico” es un ligero giro del muro en torno a su base.
3. Los estados “plásticos”, tanto activo como pasivo, se desarrollan por completo en toda la masa del suelo.
4. Bajo estas condiciones Rankine pensó que, ante el empuje del relleno, el muro cede y se desplaza, lo que disminuye la presión del relleno a valores abajo del correspondiente al “reposo”; esto hace que la masa de suelo desarrolle su capacidad de auto sustentación, por medio de los esfuerzos cortantes que se generan. Si el muro cede lo suficiente, la presión horizontal puede llegar a ser la activa, valor mínimo que no se puede disminuir aun cuando el muro ceda más a partir del instante de su aparición.

García, 2017 Diseño Geotécnico de una excavación profunda, UNAM

Esta condición de empuje mínimo, queda definida por el **coeficiente activo de empuje de tierras**, el cual es igual a:

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

La condición de empuje máximo a su vez se define por el **coeficiente pasivo de empujes de tierras**, el cual es el inverso del K_a :

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

la presión activa de Rankine se calcula con la siguiente expresión

$$\sigma_a = (\gamma_1 Z + q) K_a \quad (1)$$

y la presión pasiva de Rankine se calcula con la siguiente expresión

$$\sigma_p = \sigma_0 K_p + 2c\sqrt{K_p}$$

donde σ_p presión activa de Rankine a cualquier profundidad Z .

Así mismo para suelo granulares con $c'=0$ por enfrente de la tablestaca

$$\sigma_p = \gamma_1 Z K_p \quad (2)$$

en un estrato de arcilla con una cohesión no drenada c ($\phi = 0$)

$$K_a = K_p = 1$$

La presión activa de Rankine a cualquier profundidad Z por detrás de la tablestaca

$$\sigma_a = \gamma_2 Z + q + 2c \quad (3)$$

La presión activa de Rankine a cualquier profundidad Z por delante de la tablestaca

$$\sigma_p = \gamma_2 Z + 2c \quad (4)$$

3.2 Obtención de las envolventes de presiones

Adecuando el método indicado en Braja, Fundamentos de ingeniería de Cimentaciones para el cálculo de las envolventes de presiones.

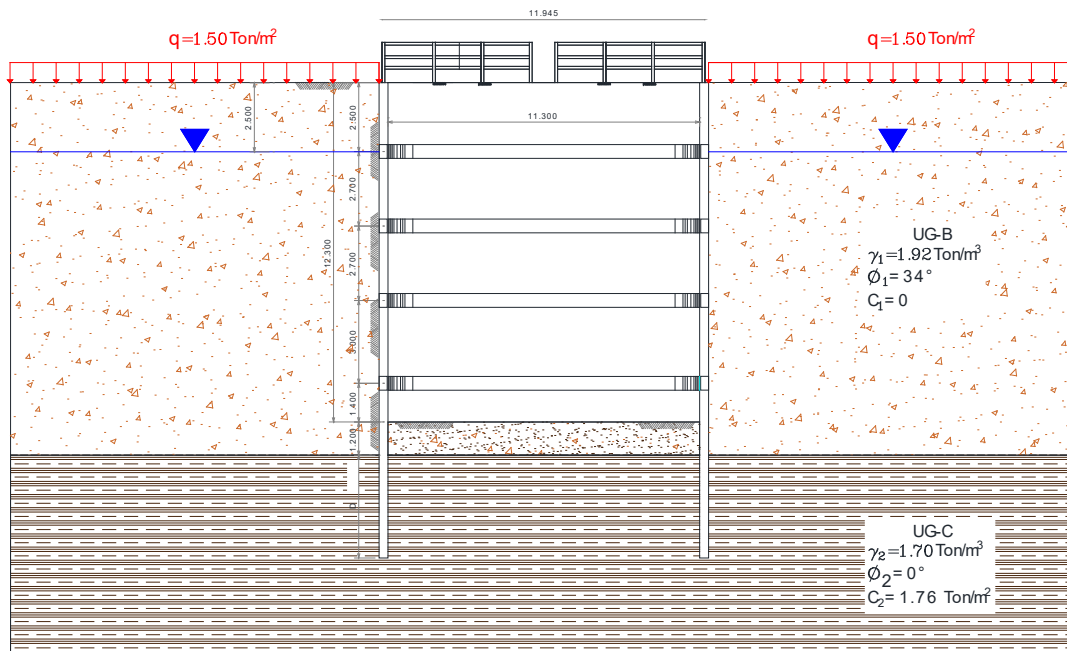


Figura 12. Datos para la obtención de las envolventes de presiones. Autoría propia.

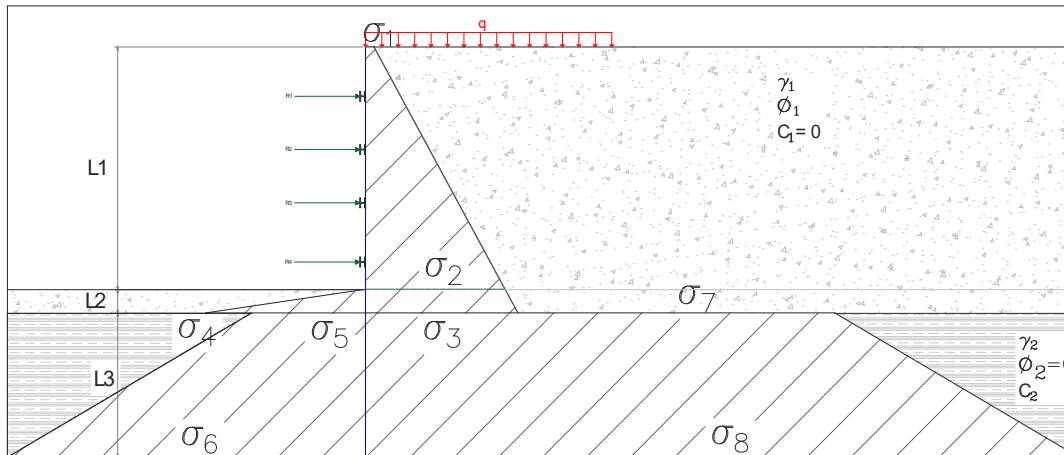


Figura 13. Envolturas de presiones. Autoría propia.

OBTENCION DE LAS PRESIONES A DIFERENTES ALTURAS DE LA TABLESTACA HINCADA

$$\sigma_1 = K_{a_1} q \dots \dots \dots (5)$$

$$\sigma_2 = K_{a_1} (\gamma_1 L_1 + q) \dots \dots \dots (6)$$

$$\sigma_3 = K_{a_1} (\gamma_1 L_1 + \gamma_1 L_2 + q) \dots \dots \dots (7)$$

$$\sigma_4 = K_{p_1} (\gamma_1 L_2) \dots \dots \dots (8)$$

$$\sigma_5 = K_{p_2} (\gamma_1 L_2) + 2c \dots \dots \dots (9)$$

$$\sigma_6 = K_{p_2} (\gamma_1 L_2 + \gamma_2 L_3) + 2c \dots \dots \dots (10)$$

$$\sigma_7 = K_{a_2} (\gamma_1 L_1 + \gamma_1 L_2 + q) - 2c \dots \dots \dots (11)$$

$$\sigma_8 = K_{a_2} (\gamma_1 L_1 + \gamma_1 L_2 + q + \gamma_2 L_3) - 2c \dots \dots \dots (12)$$

A continuación, se obtendrá las envolturas netas, con las cuales se obtendrá el empotramiento óptimo de diseño. No se considera el nivel freático ya que este se abatirá por debajo del empotramiento.

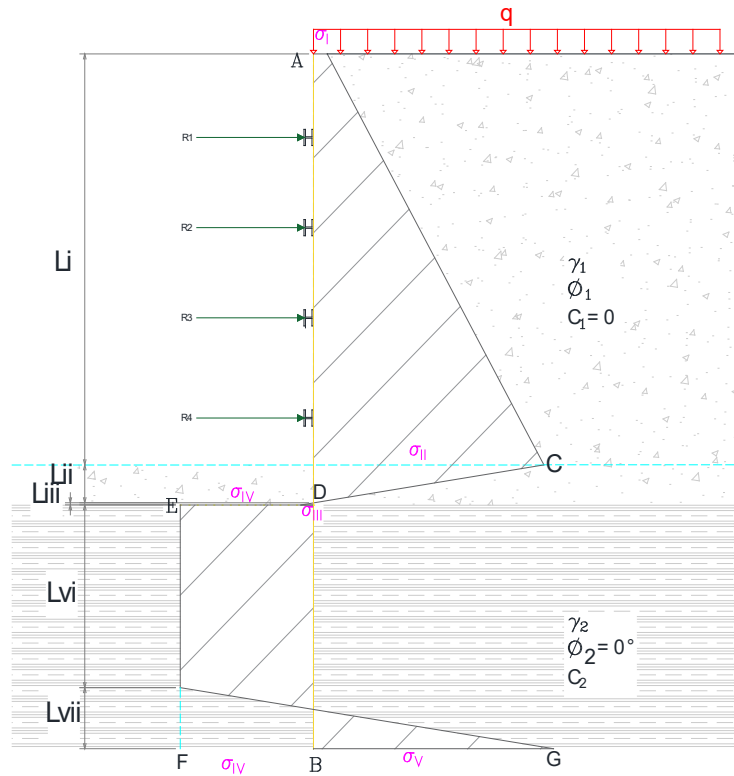


Figura 14. ENVOLVENTES DE PRESIONES NETA. Autoría propia.

Las presiones arriba se quedan de la misma forma $\sigma_1 = \sigma_1$ y $\sigma_2 = \sigma_{II}$

Obtención de L_{II} de la ecuación 8 restamos la ecuación 7

$$L_{II} = \sigma_4 - \sigma_3$$

desarrollando

$$\sigma_4 - \sigma_3 = K_{p1}(\gamma_1 L_2) - [K_{a1}(\gamma_1 L_1 + \gamma_1 L_2 + q)]$$

$$\sigma_4 - \sigma_3 = K_{p1}\gamma_1 L_2 - K_{a1}\gamma_1 L_1 - K_{a1}\gamma_1 L_2 - K_{a1}q$$

Si $\sigma_4 - \sigma_3 = 0$ que es el punto donde las presiones son cero podemos despejar L_{II}

$$0 = K_{p1}\gamma_1 L_2 - K_{a1}\gamma_1 L_2 - K_{a1}\gamma_1 L_1 - K_{a1}q$$

$$0 = \gamma_1 L_2 (K_{p1} - K_{a1}) - K_{a1}\gamma_1 L_1 - K_{a1}q$$



$$L_{II} = \frac{K_{a1}\gamma_1L_1 + K_{a1}q}{\gamma_1(K_{p1} - K_{a1})} = \frac{K_{a1}(\gamma_1L_1 + q)}{\gamma_1(K_{p1} - K_{a1})} = \frac{\sigma_3}{\gamma_1(K_{p1} - K_{a1})} \dots\dots\dots(13)$$

$$\sigma_{III} = \sigma_3 - \sigma_4$$

$$\sigma_{III} = K_{a1}(\gamma_1L_1 + \gamma_1L_2 + q) - K_{p1}(\gamma_1L_2)$$

$$\sigma_{III} = K_{a1}\gamma_1L_1 + K_{a1}\gamma_1L_2 + K_{a1}q - K_{p1}\gamma_1L_2$$

$$\sigma_{III} = K_{a1}\gamma_1L_2 - K_{p1}\gamma_1L_2 + K_{a1}q + K_{a1}\gamma_1L_1$$

$$\sigma_{III} = -\gamma_1L_2(K_{p1} - K_{a1}) + K_{a1}q + K_{a1}\gamma_1L_1 \dots\dots\dots(14)$$

$$\sigma_{IV} = \sigma_5 - \sigma_7$$

$$\sigma_{IV} = K_{p2}(\gamma_1L_2) + 2c - [K_{a2}(\gamma_1L_1 + \gamma_1L_2 + q) - 2c]$$

$$\sigma_{IV} = K_{p2}(\gamma_1L_2) + 2c - K_{a2}(\gamma_1L_1 + \gamma_1L_2 + q) + 2c$$

$$\sigma_{IV} = K_{p2}\gamma_1L_2 + 2c - K_{a2}\gamma_1L_1 - K_{a2}\gamma_1L_2 - K_{a2}q + 2c$$

Al tener $\Phi=0$ entonces $K_{a2} = K_{p2} = 1$

$$\sigma_{IV} = \gamma_1L_2 + 2c - \gamma_1L_1 - \gamma_1L_2 - q + 2c$$

$$\sigma_{IV} = 4c - \gamma_1L_1 - q \dots\dots\dots(15)$$

Considerando que la presión pasiva que actúa desde el lado derecho hacia el lado izquierdo y que la presión pasiva lo hace desde el lado izquierdo hacia el derecho de la tablestaca en el fondo

$$\sigma_V = \sigma_p - \sigma_a$$

$$\sigma_p = (\gamma_1L_1 + \gamma_1L_2 + q + \gamma_2L_3) + 2c$$

$$\sigma_a = (\gamma_1L_2 + \gamma_2L_3) - 2c$$

$$\sigma_V = (\gamma_1L_1 + \gamma_1L_2 + q + \gamma_2L_3) + 2c - [(\gamma_1L_2 + \gamma_2L_3) - 2c]$$

$$\sigma_V = \gamma_1L_1 + \gamma_1L_2 + q + \gamma_2L_3 + 2c - \gamma_1L_2 - \gamma_2L_3 + 2c$$

$$\sigma_V = 4c + \gamma_1L_1 + q \dots\dots\dots(16)$$

Para obtener las reacciones en los troqueles se proponen los niveles para cada uno de los troqueles, se calcula la envolvente de presión para un suelo arenosos. Los niveles de los



troqueles se marcan A, B, C Y D. Las tablestacas se suponen articuladas en los niveles de los troqueles, excepto en la parte superior y en la inferior, las articulaciones están a nivel de los puntales B Y C.

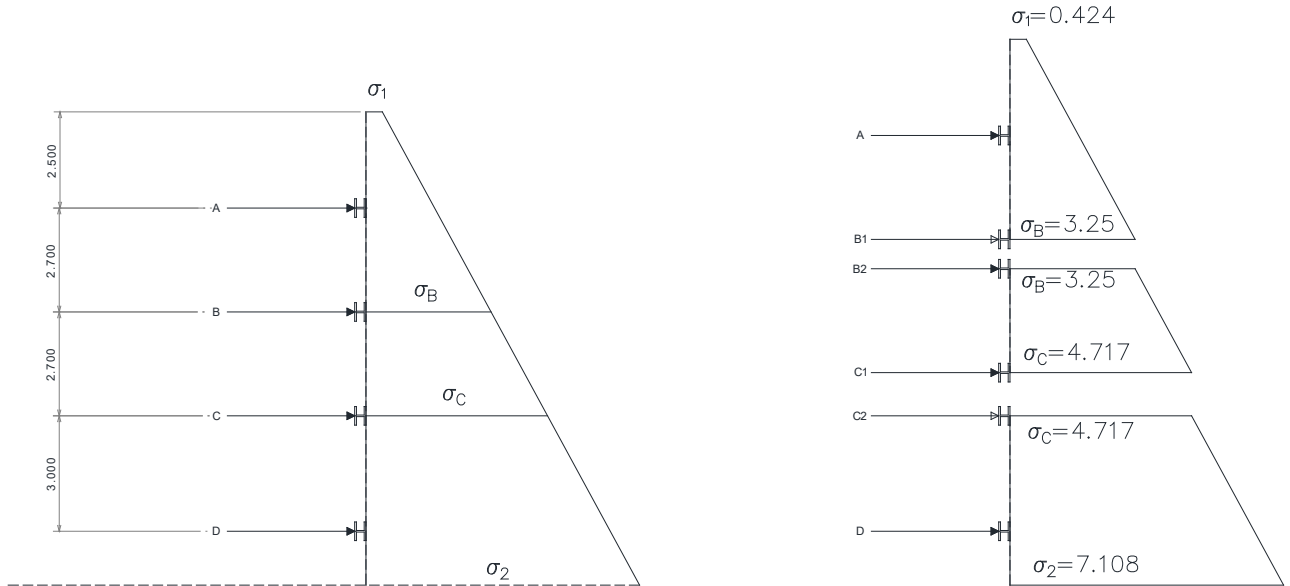


Figura 15. DETERMINACION DE LAS CARGAS EN LOS TROQUELES. Autoría propia.

$$\sigma_1 = K_{a_1} q$$

$$K_a = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) = \tan^2 \left(45 - \frac{34}{2} \right) = .0283$$

$$q = 1.5 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_1 = 0.283 * 1.5 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} = 0.424 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

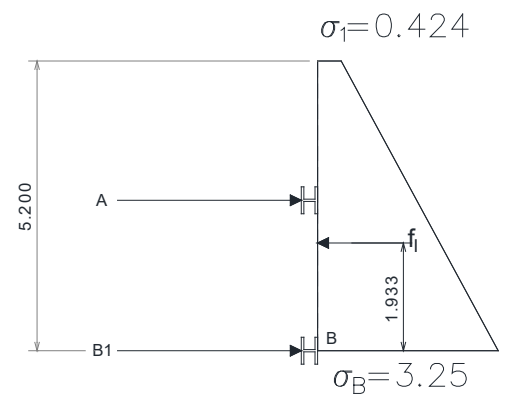
$$\sigma_n = K_{a_1} (\gamma_1 L_n + q)$$

$$\sigma_B = K_{a_1} (\gamma_1 L_{OB} + q)$$

$$\sigma_B = 0.283(1.92 * 5.2 + 1.5) = 3.25 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_C = K_{a_1} (\gamma_1 L_{OC} + q)$$

$$\sigma_C = 0.283(1.92 * 7.9 + 1.5) = 4.717 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$





$$\sigma_2 = K_{a1}(\gamma_1 L_1 + q)$$

$$\sigma_2 = 0.283(1.92 * 12.3 + 1.5) = 7.108 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$\bar{y} = \frac{H}{3} \left(\frac{B + 2b}{B + b} \right)$$

$$\bar{y} = \frac{5.2}{3} \left(\frac{3.25 + 2(0.424)}{3.25 + 0.424} \right) = 1.933 \text{ m}$$

$$f_1 = \frac{(3.25 + 0.424)5.2}{2} = 9.55 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$\sum M_B = 0$$

$$(9.55)(1.933) - A(2.7) = 0$$

$$A = 6.837$$

$$\sum F_x = 0$$

$$6.837 - 9.550 + B_1 = 0$$

$$B_1 = 2.713$$

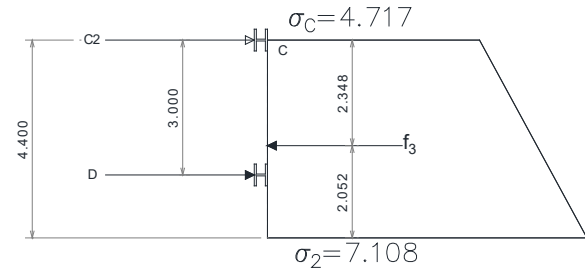
$$\bar{y} = \frac{H}{3} \left(\frac{B + 2b}{B + b} \right)$$

$$\bar{y} = \frac{2.7}{3} \left(\frac{4.717 + 2(3.25)}{4.717 + 3.25} \right) = 1.267 \text{ m}$$

$$f_2 = \frac{(4.717 + 3.25)2.7}{2} = 10.755 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$\sum M_B = 0 \curvearrowright +$$

$$-(10.755)(1.433) + C_1(2.70) = 0$$





ANÁLISIS DE LA ESTABILIDAD DE UNA EXCAVACIÓN MEDIANTE
TABLESTACADO: ESTUDIO DE CASO EN EL ESTADO DE VERACRUZ

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO



$$C_1 = 5.708$$

$$\sum F_x = 0 \longrightarrow +$$

$$-10.755 + 5.708 + B_2 = 0$$

$$B_2 = 5.047$$

$$\bar{y} = \frac{H}{3} \left(\frac{B + 2b}{B + b} \right)$$

$$\bar{y} = \frac{4.4}{3} \left(\frac{7.108 + 2(4.717)}{7.108 + 4.717} \right) = 2.052 \text{ m}$$

$$f_3 = \frac{(7.108 + 4.717)4.4}{2} = 26.015 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$\sum M_C = 0 \curvearrowright +$$

$$-(26.015)(2.348) + D(3.00) = 0$$

$$D = 20.361 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$\sum F_x = 0 \longrightarrow +$$

$$-26.015 + 20.361 + C_2 = 0$$

$$C_2 = 5.654$$

$$B = B_1 + B_2$$

$$C = C_1 + C_2$$

$$B = 2.713 + 5.047 = 7.76 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

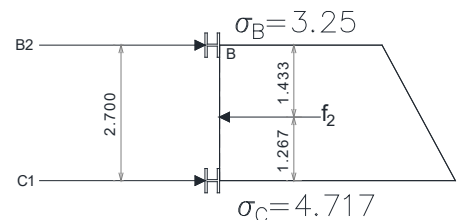
$$C = 5.708 + 5.564 = 11.272 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

Coefficientes de presión activa y pasiva de UG-B

$$K_{a1} = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) = \tan^2 \left(45 - \frac{34}{2} \right) = 0.283$$

$$K_{p1} = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) = \tan^2 \left(45 + \frac{34}{2} \right) = 3.537$$

Coefficientes de presión activa y pasiva de UG-C





$$K_{a_2} = K_{p_2} = 1$$

Cálculo de las envolventes netas y profundidad de empotramiento.

$$\sigma_I = 0.283 * 1.5 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} = 0.424 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_{II} = 0.283(1.92 * 12.3 + 1.5) = 7.108 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$L_{II} = \frac{K_{a_1}(\gamma_1 L_1 + q)}{\gamma_1(K_{p_1} - K_{a_1})} = \frac{0.283(1.92 * 12.3 + 1.5)}{1.92(3.537 - 0.283)} = 1.138 \text{ m}$$

$$\sigma_{III} = -1.92 * 1.2(3.537 - 0.283) + 0.283 * 1.5 + 0.283 * 1.92 * 12.3 = -0.389 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_{IV} = 4(1.76) - (1.92 * 12.3) - 1.5 = -18.076 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_V = 4(1.76) + (1.92 * 12.3) + 1.5 = 32.156 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$



ANÁLISIS DE LA ESTABILIDAD DE UNA EXCAVACIÓN MEDIANTE
TABLESTACADO: ESTUDIO DE CASO EN EL ESTADO DE VERACRUZ

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

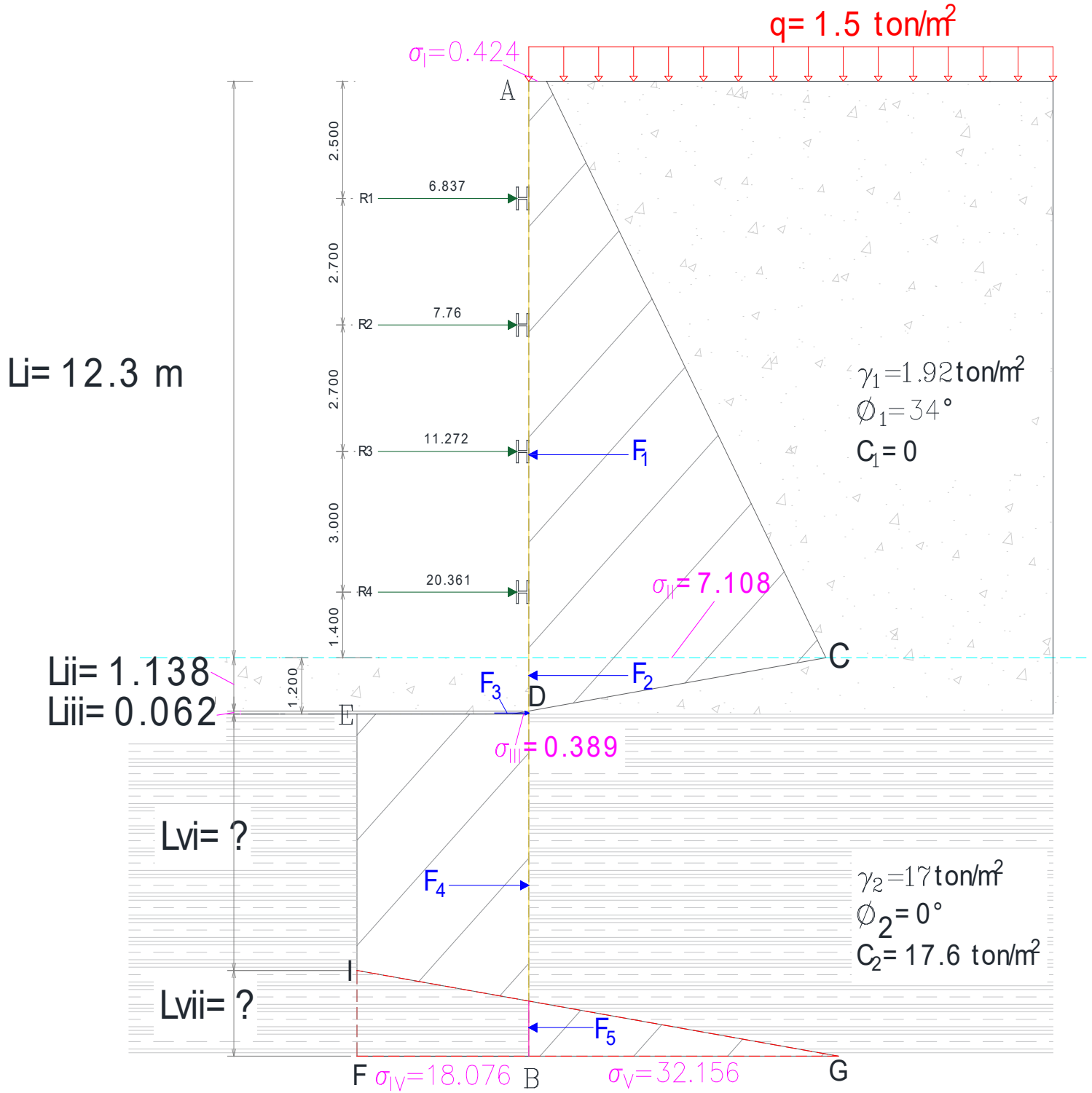


Figura 16. VALORES DE CADA ENVOLVENTE. Autoría propia.



OBTENCION DE LOS EMPUJES SOBRE LA TABLESTACA Y BRAZO DE PALANCA DESDE EL
PUNTO B

$$F_1 = \frac{(\sigma_I + \sigma_{II})L_I}{2}$$

$$F_1 = \frac{\left(7.108 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} + 0.424 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}\right) * 12.3 \text{ m}}{2} = 46.322 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$\bar{y} = \frac{H}{3} \left(\frac{B + 2b}{B + b} \right)$$

$$\bar{y} = \frac{12.3}{3} \left(\frac{7.108 + 2(0.424)}{7.108 + 0.424} \right) = 4.331 \text{ m}$$

$$\bar{B}_1 = 4.331 + 1.138 + 0.062 + L_{VI} + L_{VII}$$

$$\bar{B}_1 = 5.531 + L_{VI} + L_{VII}$$

$$F_2 = \frac{\sigma_2 L_{II}}{2}$$

$$F_2 = \frac{7.108 * 1.138}{2} = 4.0444 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$\bar{y} = \frac{2}{3} * 1.138 = 0.759 \text{ m}$$

$$\bar{B}_2 = 0.759 + 0.062 + L_{VI} + L_{VII}$$

$$\bar{B}_2 = 0.821 + L_{VI} + L_{VII}$$

$$F_3 = \frac{\sigma_3 L_{III}}{2}$$

$$F_3 = \frac{0.389 * 0.062}{2} = 0.012 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$\bar{y} = \frac{1}{3} * 0.062 = 0.021 \text{ m}$$

$$\bar{B}_3 = 0.021 + L_{VI} + L_{VII}$$

Se obtiene el área de la sección \overline{DEFB}

$$F_4 = \sigma_{IV}(L_{VI} + L_{VII})$$



$$F_4 = 18.076(L_{VI} + L_{VII})$$

$$\bar{y} = \frac{(L_{VI} + L_{VII})}{2}$$

$$\bar{B}_4 = 0.5L_{VI} + 0.5L_{VII}$$

Área de la sección \overline{IFG}

$$F_5 = \frac{(18.076 + 32.156)L_{VII}}{2} = 25.116 * L_{VII}$$

$$\bar{B}_5 = \frac{L_{VII}}{3}$$

Reacciones en los troqueles

$$R_4 = 20.361$$

$$\bar{B}_{R_4} = 1.4 + L_{II} + L_{III} + L_{VI} + L_{VII}$$

$$\bar{B}_{R_4} = 1.4 + 1.138 + .062 + L_{VI} + L_{VII}$$

$$\bar{B}_{R_4} = 2.6 + L_{VI} + L_{VII}$$

$$R_3 = 11.272$$

$$\bar{B}_{R_3} = 4.4 + L_{II} + L_{III} + L_{VI} + L_{VII}$$

$$\bar{B}_{R_3} = 4.4 + 1.138 + 0.062 + L_{VI} + L_{VII}$$

$$\bar{B}_{R_3} = 5.6 + L_{VI} + L_{VII}$$

$$R_2 = 7.76$$

$$\bar{B}_{R_2} = 7.1 + L_{II} + L_{III} + L_{VI} + L_{VII}$$

$$\bar{B}_{R_2} = 7.1 + 1.138 + 0.062 + L_{VI} + L_{VII}$$

$$\bar{B}_{R_2} = 8.3 + L_{VI} + L_{VII}$$

$$R_1 = 6.837$$

$$\bar{B}_{R_1} = 9.8 + L_{II} + L_{III} + L_{VI} + L_{VII}$$

$$\overline{B}_{R_1} = 9.8 + 1.138 + 0.062 + L_{VI} + L_{VII}$$

$$\overline{B}_{R_1} = 11 + L_{VI} + L_{VII}$$

3.3 Profundidad de empotramiento

Para encontrar los valores de L_{VI} y L_{VII} se utilizará solver de Excel

Tomando como función objetivo la suma entre momentos y fuerzas e igualando a cero.

Se indica como variables L_{VI} y L_{VII}

Las restricciones son que $\sum M = 0$ y $\sum F = 0$

	A	B	C	D	E	F	G	H	I
3		1.138	σ_{II}	7.108	R_{VI}	7.76	γ_{UGB}	1.92	γ_{UGC}
4		0.062	σ_{III}	0.389	R_{VII}	11.272	ϕ_{UGB}	34	ϕ_{UGC}
5		0.497	σ_{IV}	18.076	R_{VI}	20.361	C_{UGB}	0	C_{UGC}
6		0.689	σ_V	32.156	SOBRECARGA q		1.5		
8		F	BRAZO		M	SENTIDO			
9	F_5	-17.305	0.230	M_5	3.975	3.975			
10	F_4	21.430	0.593	M_4	12.703	-12.703			
11	F_3	0.012	1.206	M_3	0.015	-0.015			
12	F_2	-4.044	2.006	M_2	8.114	8.114			
13	F_1	-46.322	6.716	M_1	311.113	311.113			
14	R_4	20.361	3.786	M_{4a}	77.077	-77.077			
15	R_3	11.272	6.786	M_{3a}	76.487	-76.487			
16	R_2	7.760	9.486	M_{2a}	73.608	-73.608			
17	R_1	6.837	12.186	M_{1a}	83.312	-83.312			
18	SUMA	0.000			SUMA	0.000			
20	D	2.385531774							
22			F+M	1.3167E-07					

Figura 17. Solución Solver

Solución:

$$L_{VI} = 0.497 \text{ m}$$

$$L_{VII} = 0.689 \text{ m}$$

Por lo tanto, el empotramiento neto.



**ANÁLISIS DE LA ESTABILIDAD DE UNA EXCAVACIÓN MEDIANTE
TABLESTACADO: ESTUDIO DE CASO EN EL ESTADO DE VERACRUZ**

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO



$$D = L_{II} + L_{III} + L_{VI} + L_{VII}$$

$$D = 1.138 + 0.062 + 0.497 + 0.689$$

$$D_{teorica} = 2.386 \text{ m}$$

$$D_{diseño} = \sqrt{2} * D$$

$$D_{diseño} = \sqrt{2} * 2.386 = 3.374 \approx 3.4 \text{ m}$$

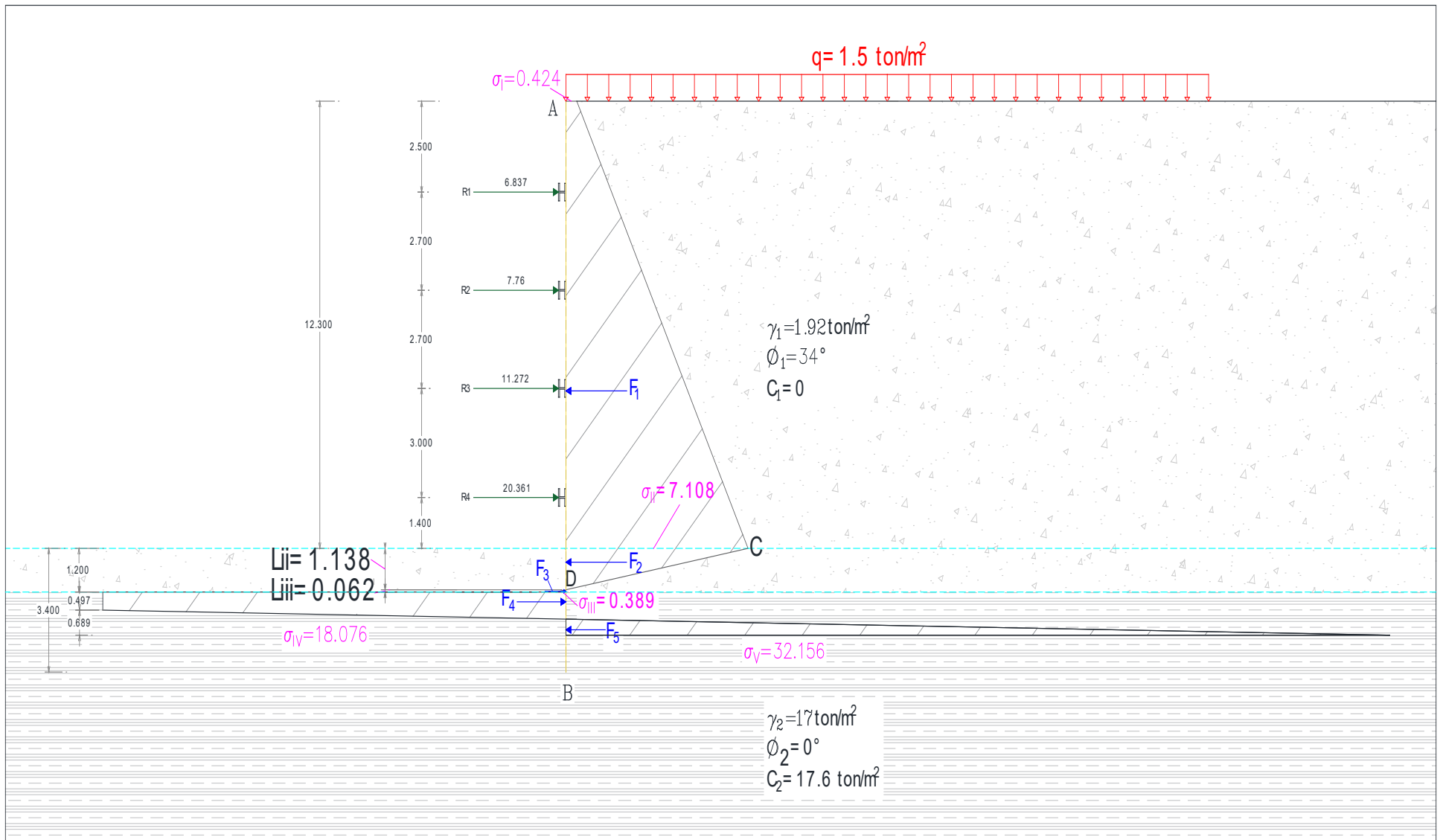


Figura 18. Esquema completo. Autoría propia.



El momento máximo se obtendrá con el programa STAAD PRO, y con el momento máximo se compara con el M_{max} de la tablaestaca para comprobar que la tablaestaca es la adecuada.

La tablaestaca a utilizar es AZ 19-700 ASTM A 572 GRADO 60

Beam End Force Summary

The signs of the forces at end B of each beam have been reversed. For example: this means that the Min Fx entry gives the large value for an beam.

	Beam	Node	L/C	Axial			Shear		Torsion	Bending	
				Fx (Mton)	Fy (Mton)	Fz (Mton)	Mx (MTon·m)	Fz (Mton)	Fy (Mton)	Mx (MTon·m)	My (MTon·m)
Max Fx	1	1	1:EMPUJES	0	0	0.000	0	0	-0.000	0	
Min Fx	1	1	1:EMPUJES	0	0	0.000	0	0	-0.000	0	
Max Fy	1	1	1:EMPUJES	0	0	0.000	0	0	-0.000	0	
Min Fy	1	1	1:EMPUJES	0	0	0.000	0	0	-0.000	0	
Max Fz	7	7	1:EMPUJES	0	0	10.089	0	0	-6.943	0	
Min Fz	6	7	1:EMPUJES	-0	-0	-9.309	-0	-0	-6.943	-0	
Max Mx	1	1	1:EMPUJES	0	0	0.000	0	0	-0.000	0	
Min Mx	1	1	1:EMPUJES	0	0	0.000	0	0	-0.000	0	
Max My	10	11	1:EMPUJES	-0	-0	-0.000	-0	-0	-0.000	-0	
Min My	6	7	1:EMPUJES	-0	-0	-9.309	-0	-0	-6.943	-0	
Max Mz	1	1	1:EMPUJES	0	0	0.000	0	0	-0.000	0	
Min Mz	1	1	1:EMPUJES	0	0	0.000	0	0	-0.000	0	

Figura 19. Cuadro resumen de resultados STAAD PRO



ANÁLISIS DE LA ESTABILIDAD DE UNA EXCAVACIÓN MEDIANTE TABLESTACADO: ESTUDIO DE CASO EN EL ESTADO DE VERACRUZ

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

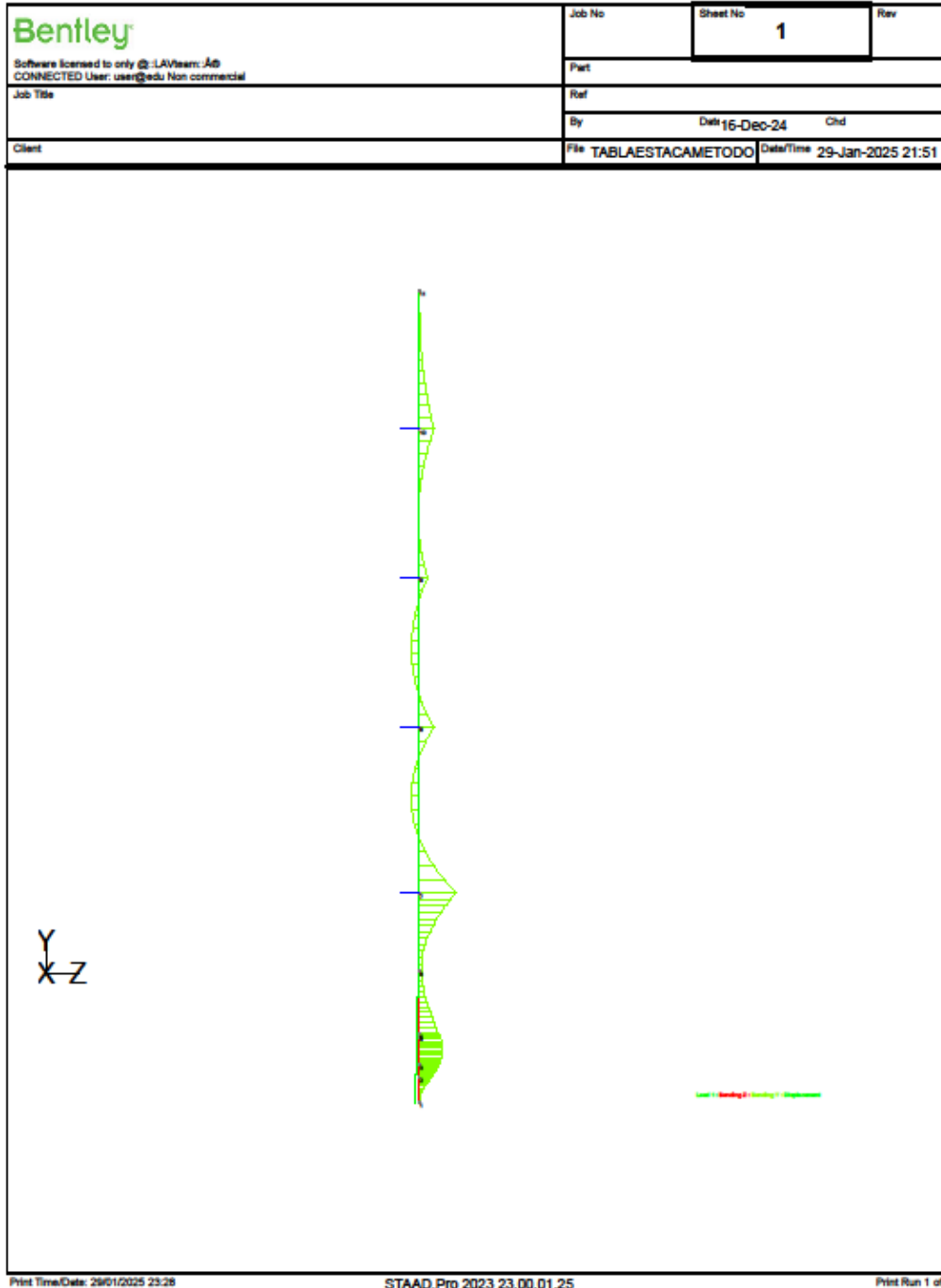


Figura 20. Diagrama de momentos generado por STAAD PRO



**ANÁLISIS DE LA ESTABILIDAD DE UNA EXCAVACIÓN MEDIANTE
TABLESTACADO: ESTUDIO DE CASO EN EL ESTADO DE VERACRUZ**

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO



El momento máximo generado sobre la tablestaca

$$M_{max} = 6.493 \text{ ton} * m$$

Utilizando la expresión

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

Donde

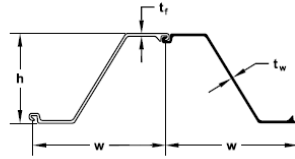
S= módulo de sección de la tablestaca requerido por longitud unitaria de la estructura

σ_{perm} =esfuerzo de flexión permisibles de la tablestaca

Tablestacas de acero laminadas en caliente AZ

Grados de acero disponibles											
ESTADOUNIDENSE			CANADIENSE			EUROPEO			AMLoCor**		
ASTM	LÍMITE ELÁSTICO		CSA G40.21	LÍMITE ELÁSTICO		EN 10248	LÍMITE ELÁSTICO			LÍMITE ELÁSTICO	
	(MPa)	(ksi)		(MPa)	(ksi)		(MPa)	(ksi)		(MPa)	(ksi)
A 328	270	39	Grado 260 W	260	38	S 240 GP	240	35	Blue 320	320	46
A 572 Gr. 42	290	42	Grado 300 W	300	43	S 270 GP	270	39	Blue 355	355	51
A 572 Gr. 50	345	50	Grado 350 W	355	51	S 320 GP	320	46	Blue 390	390	57
A 572 Gr. 55	380	55	Grado 400 W	400	58	S 355 GP	355	51			
A 572 Gr. 60	415	60				S 390 GP	390	57			
A 572 Gr. 65	450	65				S 430 GP	430	62			
A 690	345	50				S 460 AP	460	67			
A 690*	390	57									

Figura 21. Tabla de limites elásticos. Tabla skylinesteel.



SECCIÓN	Ancho (w) mm (in)	Altura (h) mm (in)	ESPESOR		Sección transversal cm ² /m (in ² /ft)	PESO		MÓDULO DE SECCIÓN		Momento de inercia cm ⁴ /m (in ⁴ /ft)	ÁREA DE REVESTIMIENTO	
			Patín (t _p) mm (in)	Alma (t _w) mm (in)		Pilote kg/m (lb/ft)	Pared kg/m ² (lb/ft ²)	Elástico cm ³ /m (in ³ /ft)	Plástico cm ³ /m (in ³ /ft)		Ambos lados (m ² /m) (ft ² /ft)	Superficie de la pared m ² /m ² (ft ² /ft ²)
AZ 12-770	770 30.31	344 13.52	8.5 0.335	8.5 0.335	120.1 5.67	72.6 48.78	94.3 19.31	1245 23.2	1480 27.5	21430 156.9	1.85 6.07	1.20 1.20
AZ 13-770	770 30.31	344 13.54	9.0 0.354	9.0 0.354	125.8 5.94	76.1 51.14	98.8 20.24	1300 24.2	1546 28.8	22360 163.7	1.85 6.07	1.20 1.20
AZ 14-770	770 30.31	345 13.56	9.5 0.375	9.5 0.375	131.5 6.21	79.5 53.42	103.2 21.14	1355 25.2	1611 30.0	23300 170.6	1.85 6.07	1.20 1.20
AZ 17-700	700 27.56	420 16.52	8.5 0.335	8.5 0.335	133.0 6.28	73.1 49.12	104.4 21.38	1730 32.2	2027 37.7	36230 265.3	1.86 6.10	1.33 1.33
AZ 18-700	700 27.56	420 16.54	9.0 0.354	9.0 0.354	139.2 6.58	76.5 51.41	109.3 22.39	1800 33.5	2116 39.4	37800 276.8	1.86 6.10	1.33 1.33
AZ 19-700	700 27.56	421 16.56	9.5 0.375	9.5 0.375	145.6 6.88	80.0 53.76	114.3 23.35	1870 34.8	2206 41.0	39380 288.4	1.86 6.10	1.33 1.33
AZ 20-700	700 27.56	421 16.57	10.0 0.394	10.0 0.394	152.0 7.18	83.5 56.11	119.3 24.43	1945 36.2	2296 42.7	40960 300.0	1.86 6.10	1.33 1.33
AZ 18-800	800 31.5	449 17.68	8.5 0.335	8.5 0.335	128.6 6.07	80.7 54.26	100.9 20.67	1840 34.2	2135 39.7	41320 302.6	2.08 6.82	1.30 1.30
AZ 20-800	800 31.5	450 17.72	9.5 0.375	9.5 0.375	141.0 6.39	88.6 54.56	110.7 20.97	2000 35.0	2330 39.7	45050 302.6	2.08 6.82	1.30 1.30

Figura 22. Tabla de secciones. Tabla skyline steel.

De la tabla entregada por el proveedor obtenemos el esfuerzo de flexión permisible y el módulo de sección.

$$\sigma_{perm} = 415 \text{ MPa} = 42318.223 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$S = 1870 \frac{\text{cm}^3}{\text{m}} = 0.00187 \frac{\text{m}^3}{\text{m}}$$

Despejando M_{max}

$$M_{tables} = S * \sigma_{perm}$$

$$M_{tables} = 0.00187 \frac{\text{m}^3}{\text{m}} * 42318.223 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

Al obtener el momento resistente de la tablestaca por cada metro se compara contra el momento máximo que se ejerce sobre la misma.

$$M_{tables} = 79.135 \text{ ton} * \text{m}$$

$$M_{max} = 6.493 \text{ ton} * \text{m}$$

$$M_{tables} > M_{max}$$

Por lo tanto, la tablestaca con las que cuenta la empresa es factible la construcción de esta lumbrera.



3.4 Estabilidad en la pata del muro

Criterio del Manual de Diseño Geotécnico (COVITUR)

En el Manual de Diseño Geotécnico (Tamez et al., 1987) se revisa la estabilidad de la pata del muro o tablestaca, de acuerdo con el mecanismo que se presenta en la figura 3.26. La falla por el empotramiento de la pata del muro, consiste en el pateo del muro de contención al vencerse la resistencia del suelo frente al muro. Se considera que al nivel del último puntal colocado en cada etapa de excavación se genera una articulación plástica; el factor de seguridad se evalúa con la expresión:

$$FS_p = \frac{\bar{C}Lr + Wl + M_p}{\bar{p} \frac{D^2}{2}}$$

Donde:

\bar{C} Resistencia al corte no-drenada promedio en la superficie de falla

L longitud de la superficie de falla

r radio de la superficie de falla

W peso saturado del suelo dentro de límites de la superficie de falla

L distancia del paño del muro al centro de gravedad del suelo resistente

M_{tables} Momento flexionante resistente del muro de contención, obtenido del diseño preliminar

\bar{p} presión promedio sobre el muro

$$\bar{p} = \frac{P_1 Z_1 + P_2 Z_2}{Z_1 + Z_2}$$

$$P_1 = 0.65(K_a \gamma_1 Z_1 + K_a q)$$

$$P_2 = \gamma_1 Z_1 + q + 0.5 \gamma_2 Z_2 - 2C_2$$

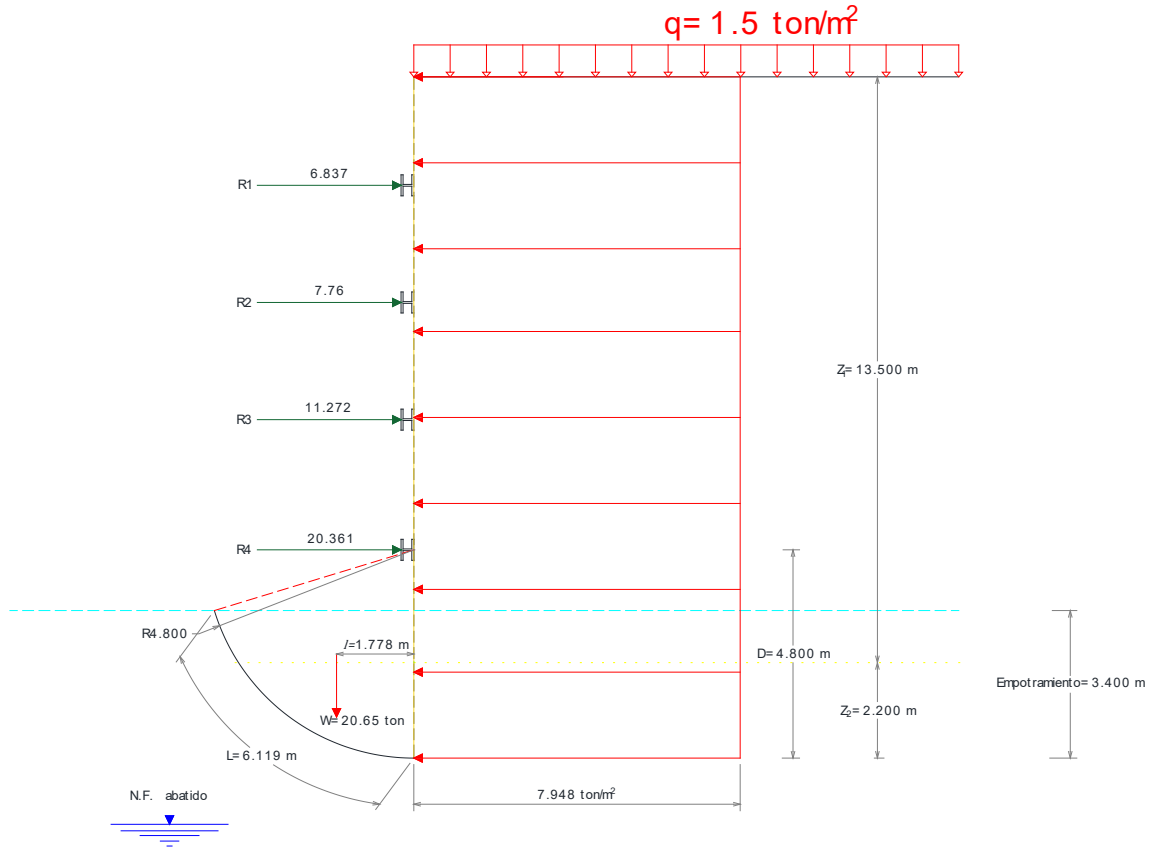


Figura 23. Mecanismo de falla por empotramiento de muro (Tamez et al. 1987)

Sustituyendo:

$$P_1 = 0.65 \left(0.283 * 1.92 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3} * 13.5 \text{ m} + 0.283 * 1.5 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \right) = 5.044 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$P_2 = 1.92 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3} * 13.5 \text{ m} + 1.5 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} + 0.5 * 1.7 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3} * 2.2 \text{ m} - 2 * 1.76 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} = 25.77 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$



ANÁLISIS DE LA ESTABILIDAD DE UNA EXCAVACIÓN MEDIANTE
TABLESTACADO: ESTUDIO DE CASO EN EL ESTADO DE VERACRUZ

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO



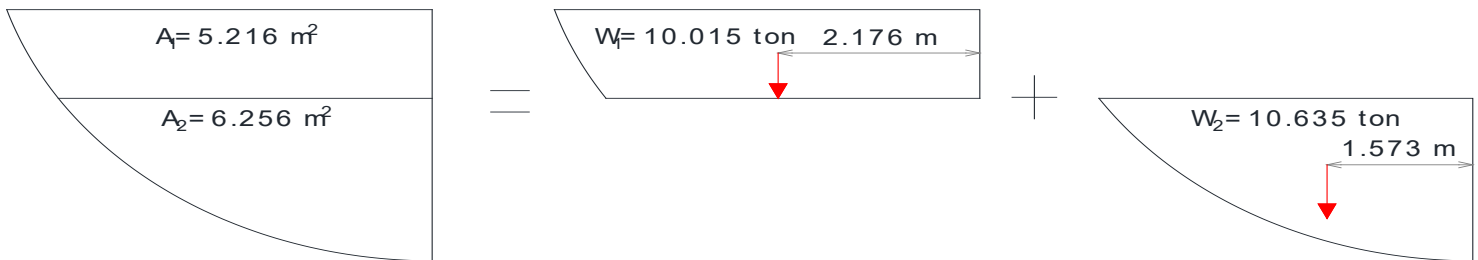
$$\bar{p} = \frac{5.044 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} * 13.5 \text{ m} + 25.77 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} * 2.2 \text{ m}}{13.5 \text{ m} + 2.2 \text{ m}} = 7.948 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$W_1 = \gamma_1 V_1 = 1.92 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3} * 6.216 \text{ m}^3 = 10.015 \text{ ton}$$

$$W_2 = \gamma_2 V_2 = 1.70 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3} * 6.256 \text{ m}^3 = 10.635 \text{ ton}$$

$$W_T = 10.015 \text{ ton} + 10.635 \text{ ton} = 20.65 \text{ ton}$$

$$FS_p = \frac{1.7 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} * 6.116 \text{ m} * 4.8 \text{ m} + 20.65 \text{ ton} * 1.778 \text{ m} + 79.135 \text{ ton} * \text{m}}{7.948 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} * \frac{(4.8 \text{ m})^2}{2} * 1 \text{ m}} = 1.92$$





Tiempo que permanece descargado el fondo de la excavación, en días	Factor de seguridad mínimo recomendado
< 1	1.4
< 15	1.5
< 45	1.6
< 90	1.7
180	1.8
> 180	2

Figura 22. Factor de seguridad mínimo recomendado según el tiempo que permanezca abierta la excavación (Tamez 2001)

Como será una estructura provisional que tendrá una duración de 4 meses el factor cumple contra pateo.

3.5 Falla de fondo

Modo simplificado Deméneghi para el análisis de falla de fondo en un suelo cohesivo.

$$FS = \frac{5.14C_{ub} \left(1 + 0.24 \frac{B}{L}\right) + C_{u1} \left(\frac{H_m + \alpha H_p}{B} + \frac{2H_m}{L}\right)}{\gamma_1 H + q}$$

Donde:

B Ancho de la excavación

H Altura de la excavación

L	Longitud de la excavación
H_p	Longitud de la plata
C_{ub}	Resistencia al corte no drenado
$\gamma_1 H + q$	Presión vertical total
C_{u1}	Resistencia al corte no drenado

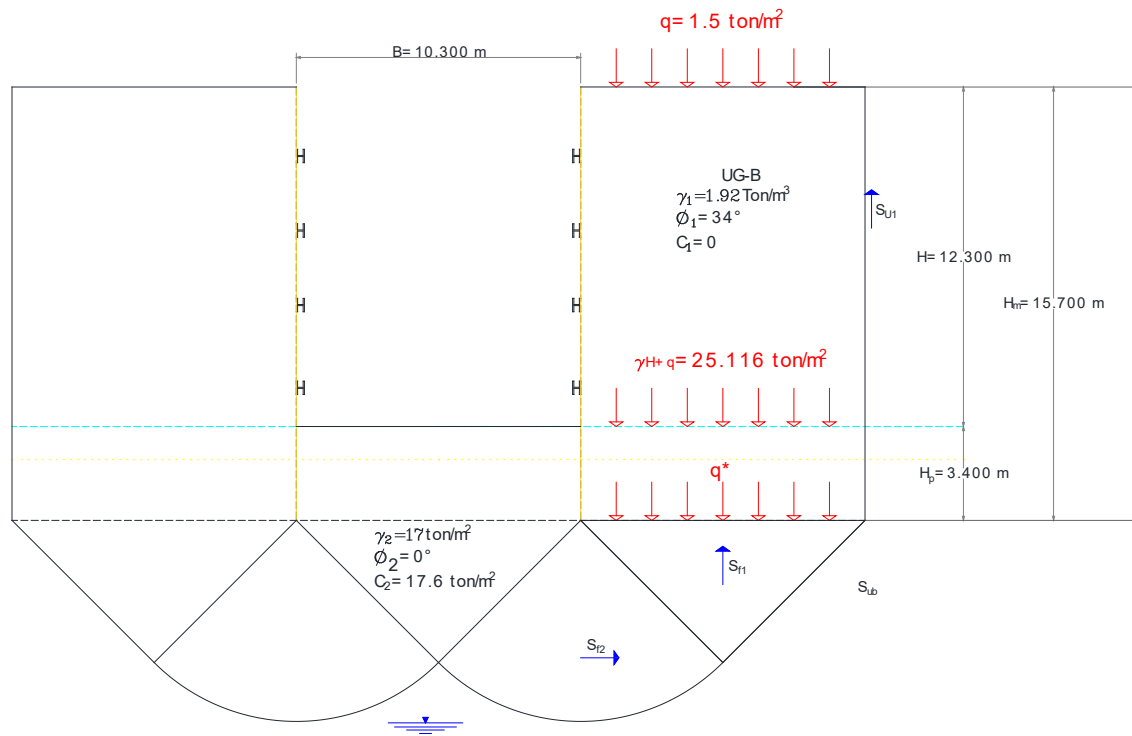


Figura 23. Esquema de falla por levantamiento de fondo por cortante (Deméneghi, 2014)

$$C_{u1} = c + \sigma * \tan\phi$$

$$C_{u1} = (\gamma H + q) * \tan\phi$$

$$C_{u1} = (1.92 * 12.3 + 1.5) * \tan(34) = 16.94 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$FS = \frac{5.14 * 17.6 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \left(1 + 0.24 \frac{10.3 \text{ m}}{10.3 \text{ m}}\right) + 16.94 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \left(\frac{15.7 \text{ m} + \alpha * 3.4 \text{ m}}{10.3 \text{ m}} + \frac{2 * 15.7 \text{ m}}{10.3 \text{ m}}\right)}{19.2 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3} * 12.3 \text{ m} + 1.5 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}}$$

FS=7.77 Por lo que no hay falla por levantamiento de fondo por cortante.



3.6 Comprobación de dimensiones de troqueles.

Se utilizará como base de diseño de los troqueles aquel que esta más cargado, en este caso es 4°

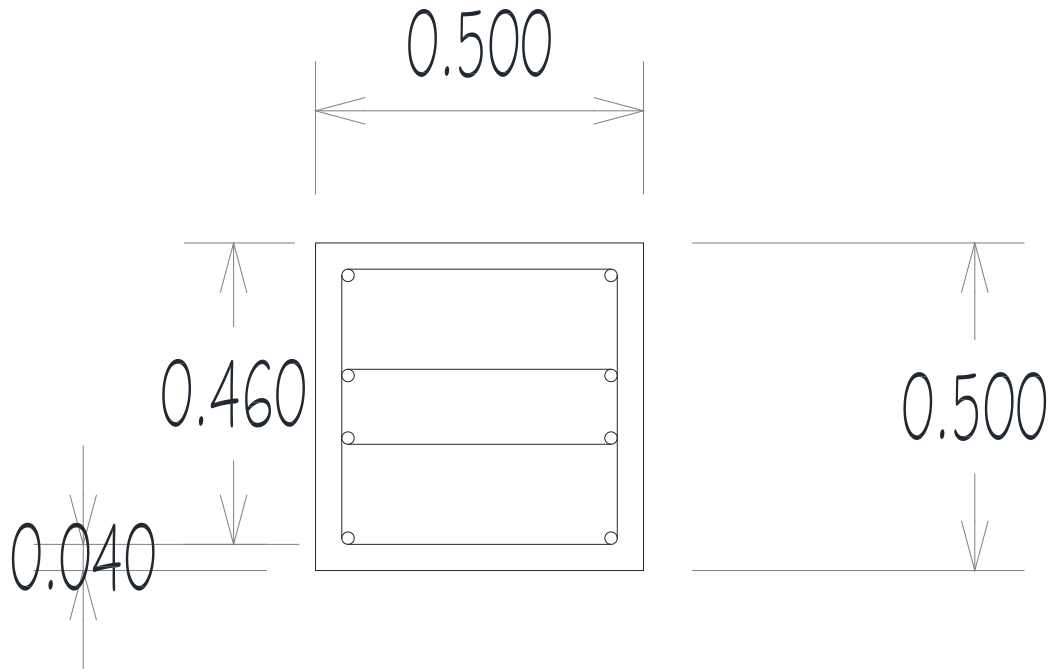


Figura 24. Dimensiones del troquel. Autoría propia.

CARACTERÍSTICAS DEL TROQUEL

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_c = 2100000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\beta = 0.85$$



8 var#6

$$A's = 4(2.87 \text{ cm}^2) = 11.48 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 4(2.87 \text{ cm}^2) = 11.48 \text{ cm}^2$$

$$A_s f_y - A'_s \left[E_c \frac{0.003(c - d')}{c} \right] - 0.85 f'_c \beta_1 c b = 0$$

$$11.48 \text{ cm}^2 * 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} - 11.48 \text{ cm}^2 \left[2100000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \frac{0.003(c - 4)}{c} \right] - 0.85 * 250 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 0.85c * 50 = 0$$

$$48216 - 72324 \frac{(c - 4)}{c} - 9031.25c = 0$$

Multiplicando por c

$$48216c - 72324(c - 4) - 9031.25c^2 = 0$$

$$-9031.25c^2 + 48216c - 72324c + 289296 = 0$$

$$-9031.25c^2 - 24108c + 289296 = 0$$

$$c = 4.480 \text{ cm}$$

$$a = c \beta_1$$

$$a = 4.48 \text{ cm} * 0.85 = 3.808 \text{ cm}$$

$$\epsilon_y = \frac{f_y}{E_s} = \frac{4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{2.1 \times 10^6 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 0.002$$

$$\epsilon'_s = \left(\frac{c - d'}{c} \right) 0.003 = \left(\frac{4.48 - 4}{4.48} \right) 0.003 = 0.0003$$

$$f'_s = E_s \epsilon'_s = 2.1 \times 10^6 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 0.0003 = 630 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$A_{s2} = \frac{A'_s * f'_s}{f_y} = \frac{11.48 \text{ cm}^2 * 630 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 1.722 \text{ cm}^2$$



$$A_{s1} = A_s - A_{s2} = 11.48 \text{ cm}^2 - 1.722 \text{ cm}^2 = 9.758 \text{ cm}^2$$

$$\epsilon_t = \frac{d - c}{c} * 0.003 = \frac{46 - 4.48}{4.48} * 0.003 = 0.028 > 0.005$$

Por lo tanto

$$\phi = 0.9$$

$$M_u = \phi \left[A_{s1} f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) + A_{s2} f_y (d - d') \right]$$

$$M_u = 0.9 \left[9.758 \text{ cm}^2 * 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \left(46 \text{ cm} - \frac{3.808 \text{ cm}}{2} \right) + 1.722 \text{ cm}^2 * 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} (46 \text{ cm} - 4 \text{ cm}) \right]$$

$$M_u = 0.9 * (1,807,212.83 \text{ kg} * \text{cm} + 303,760.8 \text{ kg} * \text{cm}) = 2,110,973.63 \text{ kg} * \text{cm}$$

$$M_u = 2,110,973.63 \text{ kg} * \text{cm}$$

$$M_u = 21.109 \text{ ton} * \text{m}$$

Obteniendo el momento máximo que se produce en el troquel mediante sap2000

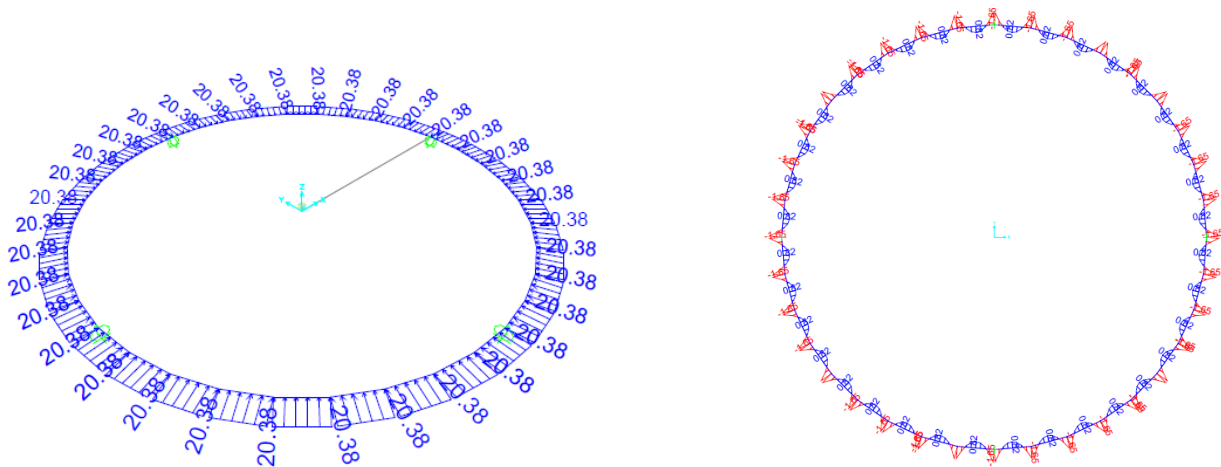


Figura 25. Diagrama de presiones actuantes en troquel y diagramas de momentos generados por el programa sap2000

Obteniendo que el momento máximo es de $M_{\max} = 1.65 \text{ ton} * \text{m}$

$$M_u > M_{\max}$$

Por lo que la viga propuesta es la adecuada.



CAPÍTULO IV. CONCLUSIONES

El análisis realizado en este proyecto permitió evaluar la viabilidad técnica de la construcción de una lumbrera circular en la costa del estado de Veracruz, utilizando el sistema de tablestacado metálico tipo AZ y troquelado. A través de estudios geotécnicos detallados, que incluyeron sondeos con la Prueba de Penetración Estándar (SPT) y la extracción de muestras alteradas e inalteradas, se identificaron las propiedades del suelo y las condiciones específicas del sitio. Estas características, predominantemente arenosas con una capa de arcilla subyacente, contrastan con los suelos arcillosos en los que la empresa ha trabajado anteriormente, lo que representó un desafío técnico significativo.

El análisis de estabilidad de la excavación, basado en el método de equilibrio límite y los criterios de Rankine y Coulomb, permitió determinar la longitud óptima de empotramiento de las tablaestacas y evaluar su comportamiento bajo diferentes solicitaciones. Además, se identificaron riesgos potenciales, como la estabilidad por pateo y la falla de fondo, lo que llevó a proponer ajustes en el diseño y la incorporación de elementos de apoyo, como troqueles, para garantizar la seguridad y eficiencia del sistema.

Los resultados obtenidos demuestran que, a pesar de las diferencias en las condiciones del terreno, el uso de tablestacas metálicas tipo AZ y troquelado es una solución viable para la estabilización de la excavación. Sin embargo, es fundamental considerar las particularidades geotécnicas del sitio y realizar un diseño adaptado a estas condiciones.

Este estudio no solo proporciona una base sólida para el diseño final de la lumbrera, sino que también contribuye a la optimización de costos y recursos, asegurando que el proyecto cumpla con los estándares de seguridad y normativas vigentes.

El trabajo resalta la importancia de realizar estudios geotécnicos detallados y análisis de estabilidad en proyectos de infraestructura en zonas costeras, donde las condiciones del suelo pueden variar significativamente. Los hallazgos y recomendaciones presentados en este informe servirán como referencia para futuros proyectos en áreas con características similares, promoviendo prácticas constructivas más eficientes y seguras.

Los resultados obtenidos evidencian que, a pesar de las diferencias en las condiciones del terreno respecto a proyectos previos de la empresa, el sistema propuesto no presentó inconvenientes significativos. Su aplicación permitirá optimizar tiempos de ejecución y



ANÁLISIS DE LA ESTABILIDAD DE UNA EXCAVACIÓN MEDIANTE TABLESTACADO: ESTUDIO DE CASO EN EL ESTADO DE VERACRUZ

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO



reducir la fuerza de trabajo, además de ofrecer la ventaja de recuperar las tablestacas al finalizar su uso, contribuyendo así a la eficiencia económica del proyecto.

Como recomendación, se sugiere profundizar en el estudio del comportamiento de las tablestacas bajo cargas dinámicas de origen sísmico, dado que el presente análisis se centró en cargas gravitacionales. Este aspecto es especialmente relevante en zonas con actividad sísmica, donde las deformaciones inducidas pueden afectar la estabilidad de las estructuras temporales.

Finalmente, los hallazgos de este trabajo pueden servir como referencia para futuros proyectos en entornos costeros con características geotécnicas similares, promoviendo prácticas constructivas más seguras y eficientes.

Sobre mi formación profesional.

La experiencia adquirida durante mi práctica profesional en el proyecto de análisis y diseño de la estabilidad de una lumbrera, utilizando tablestacado temporal y bombeo, ha sido crucial para mi formación como ingeniero civil. A lo largo de esta experiencia, no solo he logrado aplicar los conocimientos teóricos adquiridos durante mi carrera profesional, sino que también he tenido la oportunidad de enfrentar desafíos reales, tomar decisiones técnicas y trabajar en un entorno profesional colaborativo.

El conocimiento adquirido sobre los métodos de estabilización de suelos, como el tablestacado temporal, así como la comprensión de los aspectos relacionados con el bombeo, ha sido fundamental para consolidar mis habilidades en la planificación, diseño y ejecución

de proyectos. Esta práctica me ha permitido tener una visión más clara del trabajo en equipo y la gestión de proyectos, lo cual considero esencial en la profesión de ingeniería civil.



REFERENCIAS

Braja, M Das, “Fundamentos de ingeniería de cimentaciones”, 7 edición, 2012

Cesar Alejandro García Félix “Diseño Geotécnico de una Excavación Profunda” Tesis,
UNAM, México, D.F, 2017

Felipe Jiménez, Marco Pérez, “Análisis, Modelación y Diseño de excavaciones profundas
en la Ciudad de México,2020

Felipe de Jesus Jiménez, “Sistemas de Contención para Excavaciones en Suelos Blandos
del Valle de México”, Tesis, UNAM, México, D.F, 2018

Manual de Diseño Geotécnico, “cap,4 Tablestacas”: SMIG:2002

Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Cimentaciones,
Gobierno del Distrito Federal

www.skylinesteel.com/es