



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MÉXICO
PROGRAMA ÚNICO DE ESPECIALIZACIONES EN INGENIERÍA

**“Revisión de la Estabilidad de una Lumbrera en La zona del
lago del Valle de México”**

TESIS

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE:

ESPECIALISTA EN GEOTÉCNIA

PRESENTA:

MARTÍN RAMÍREZ DÍAZ

TUTOR

DR. RAÚL AGUILAR BECERRIL

MÉXICO D.F., MAYO DE 2013



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

*A la memoria de mi hermana **Isabel***

AGRADECIMIENTOS

A mis padres

Por haberme apoyado en todo momento, por sus consejos, sus valores, por la motivación constante que me ha permitido ser una persona de bien, por ser el pilar fundamental en todo lo que soy, en toda mi educación, tanto académica como de la vida, por su apoyo incondicional.

A mis hermanas

*A **Isabel** (Q.D.E.P.) y **Lupita**, partes fundamentales en mi vida, por apoyarme y animarme en todo momento, por el consejo sabio y oportuno, por ser un ejemplo a seguir, por quererme siempre.*

*A mis hijos **Martín y Huget** por quienes cada día tiene sentido, los testigos silenciosos de mis luchas cotidianas en busca de un mejor futuro, a ellos, mi esperanza, mi alegría, mi vida y la culminación de este trabajo y lo que representa.*

*A mi esposa **Gabriela** quien ha estado a mi lado compartiendo mis alegrías y angustias, por el estímulo que me supere día con día, por su apoyo incondicional, por ser una compañera inseparable. Gracias por tu amor, paciencia y comprensión.*

Martín Ramírez Díaz

CONTENIDO

1.	INTRODUCCIÓN	1
	1.1 Antecedentes	4
	1.2 Objetivo	5
	1.3 Alcances	5
2.	CONDICIONES GEOTÉCNICAS	7
	2.1 Marco Geológico general	7
	2.1.1 La cuenca	7
	2.1.2 Esquemas y secciones geológicas geológicas	7
	2.1.3 Estratigrafía del relleno cuaternario.	7
	2.1.4 Esquema climático	9
	2.2 Información geotécnica disponible	13
	2.3 Modelo Geotécnico de diseño	14
	2.3.1 Trabajos de campo	14
	2.3.2 Interpretación estratigráfica.	14
	2.3.3 Pruebas de laboratorio	16
	2.3.4 Modelo geotécnico de diseño	19
	2.4 Esfuerzos geoestáticos e hidráulicos	19
3.	ANÁLISIS Y DISEÑO GEOTÉCNICO DE LA LUMBRERA	20
	3.1 Características geométricas y materiales	20
	3.2 Empujes	22
	3.3 Falla general del fondo	25
	3.4 Falla por pateo	26
	3.5 Falla por flotación	29
	3.6 Falla por subpresión	30
	3.6.1 Diseño de pozos de bombeo	32
	3.7 Fricción negativa	36
	3.8 Estabilidad de la excavación para muro Milán	36
	3.9 Análisis a la salida del escudo	40
	3.9.1 Criterio de Tamez	40
	3.10 Comportamiento ante descarga permanente	42
	3.10.1 Distribución de esfuerzos	42
	3.10.2 Análisis de movimientos verticales	44
	3.11 Análisis sísmico	46
	3.11.1 Método riguroso	46
	3.11.2 Método simplificado	47
	3.12 Análisis esfuerzo-deformación con MEF	55
	3.12.1 Condiciones iniciales	57
	3.12.2 Etapas constructivas.	58
	3.12.3 Resultados obtenidos	58

4.	PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO GENERAL	69
4.1	Abatimiento del nivel freático	69
4.2	Construcción de la plataforma de trabajo.	69
4.3	Construcción del brocal temporal.	69
4.4	Muro Milán	69
4.5	Construcción del brocal definitivo	77
4.6	Instrumentación	78
4.7	Excavación del núcleo central	80
	4.7.1 Apuntalamiento	80
4.8	Construcción de la losa de fondo	81
4.9	Anclaje de la losa de fondo con el muro Milán	81
5.	CONCLUSIONES	82
6.	REFERENCIAS Y BIBLIOGRAFÍA	83

ANEXO 1 SONDEO DE EXPLORACIÓN

ANEXO 2 PRUEBAS DE LABORATORIO

LISTA DE TABLAS

Tabla 1.	Resultados de ensayos de consolidación	18
Tabla 2.	Resultados de ensayos triaxiales UU	18
Tabla 3.	Modelo geotécnico de diseño	19
Tabla 4.	Estación piezométrica	19
Tabla 5.	Cálculo de esfuerzos verticales	20
Tabla 6.	Cálculo de la presión activa y presión redistribuida de diseño, y presión de para el revestimiento definitivo	diseño 23
Tabla 7.	Falla general del fondo	26
Tabla 8.	Falla por pateo del muro Milán	28
Tabla 9.	Información para bombeo	32
Tabla 10.	Permeabilidad del modelo geotécnico	32
Tabla 11.	Estabilidad de la zanja con lodo bentonítico	37
Tabla 12.	Estabilidad de la zanja con concreto fresco	38
Tabla 13.	Presión neta	43
Tabla 14.	Parámetros de los sistemas investigados	49

Tabla 15. Valores sugeridos de N_{kh}	51
Tabla 16. Valores de las constantes	51
Tabla 17. Resultados de la velocidad cortante y la densidad promedio	51
Tabla 18. Resultados obtenidos de velocidad de corte s , densidad ... promedio y periodo dominante T_s	54
Tabla 19. Parámetros geotécnicos del modelo para Plaxis	58
Tabla 20. Parámetros de los elementos placa para el modelo Plaxis	58
Tabla 21 Factores de seguridad contra la falla de la excavación al final de la excavación	82

LISTA DE FIGURAS

Figura 1. Construcción de lumbrera flotada
Figura 2. Lumbrera de anillos
Figura 3. Lumbrera con muro Milán
Figura 4. Lumbrera con pilas secantes
Figura 5. Ubicación de la lumbrera de análisis
Figura 6. Elementos morfológicos más importantes de la Cuenca
Figura 7. Secciones geológicas de la Cuenca
Figura 8. Geología y morfología tridimensional de la cuenca
Figura 9. Secuencias pleistocénicas debajo de la Ciudad
Figura 10. Eventos geológicos ambientales durante el Holoceno y Pleistoceno
Figura 11. Zonificación geotécnica de la Ciudad de México
Figura 12. Sondeo de cono eléctrico
Figura 13 Modelo Geotécnico de diseño
Figura 14. Presiones de diseño para el revestimiento primario
Figura 15. Presiones de diseño para el revestimiento definitivo
Figura 16. Mecanismo de Terzagui-Prandtl para la falla de fondo
Figura 17. Falla general del fondo de la excavación
Figura 18. Falla por pateo
Figura 19. Mecanismo de falla por pateo del muro
Figura 20. Mecanismo de falla por flotación

- Figura 21. Mecanismo de falla por subpresión
- Figura 22. Características de un pozo con puntas eyectoras
- Figura 23. Esquema de pozo de bombeo profundo
- Figura 24. Curva de abatimiento
- Figura 25. Arreglo de los pozos de bombeo
- Figura 26. Presiones y esfuerzos inducidos en la zanja por el lodo bentonítico
- Figura 27. Presiones y esfuerzos inducidos en la zanja por el concreto fluido
- Figura 28. Mecanismo simplificado de falla de frente de un túnel
- Figura 29. Distribución de esfuerzos en un área circular dentro de la masa de suelo
- Figura 30. Distribución de esfuerzos verticales, Nishida (1966)
- Figura 31. Convención de signos de movimientos verticales
- Figura 32. Dominio de análisis
- Figura 33. Sistema suelo-lumbrera para análisis de interacción dinámica, modelo geotécnico de dos capas
- Figura 34. Espectros de peligro uniforme en roca para el Valle de México
- Figura 35. Velocidad de onda de corte
- Figura 36. Coeficientes de respuesta para el cortante y momentos estáticos
- Figura 37. Cortante y momento dinámicos para la condición temporal
- Figura 38. Cortante y momentos dinámicos para la condición definitiva
- Figura 39. Modelo geomecánico axisimétrico para el análisis de elemento finito
- Figura 40. Malla de elementos finitos al inicio (izquierda) y a los 5 m de excavación (derecha)
- Figura 41. Malla de elementos finitos a los 10 m (izquierda) y a los 15 m de excavación (derecha)
- Figura 42. Malla de elementos finitos a los 20 m (izquierda) y a los 25 m de excavación (derecha)
- Figura 43. Malla de elementos finitos a los 30 m (izquierda) y a los 35 m de excavación (derecha)
- Figura 44. Desplazamientos excavación a 5m, $u_{\max}=20.0\text{cm}$ (izquierda) y 10m, $u_{\max}=32.0\text{cm}$ (derecha)
- Figura 45. Desplazamientos excavación a 15m, $u_{\max}=42.0\text{cm}$ (izquierda) y 20m, $u_{\max}=47.6\text{cm}$ (derecha)
- Figura 46. Desplazamientos excavación a 25m, $u_{\max}=54.1\text{cm}$ (izquierda) y 30m, $u_{\max}=62.3\text{cm}$ (derecha)
- Figura 47. Desplazamientos excavación a 35m, $u_{\max}=69.2\text{cm}$ (izquierda) y construcción de losa de fondo, $u_{\max}=16.6\text{cm}$ (derecha)

Figura 48. Incremento de fuerza cortante (izquierda) y puntos de plastificación (derecha) a la profundidad máxima de excavación (35m)

Figura 49. Detalle del brocal

Figura 50. Secuencia de excavación de tableros

Figura 51. Junta de muro Milán

Figura 52. Limpieza del fondo de la zanja

Figura 53. Manejo de armados

Figura 54. Orejas de fijación del acero de refuerzo

Figura 55. Centrales

Figura 56. Detalle de colado

Figura 57. Extracción de la junta de colado

Figura 58. Brocal definitivo

Figura 59. Instrumentación requerida para la lumbrera

Figura 60. Diagrama de cuerpo libre de un segmento circular de muro

Figura 61. Conexión losa - muro

1. INTRODUCCIÓN

Las lumbreras son excavaciones verticales por las cuales se puede tener acceso a instalaciones o estructuras subterráneas como túneles. Construidas bajo muy diferentes técnicas, estos pozos verticales tienen un diámetro mayor al del túnel que intersecan y permiten bajar el equipo de excavación, realizar operaciones durante la construcción como la evacuación del material de rezaga y, durante su operación, sirven para darle mantenimiento al túnel.

Clasificación de lumbreras de acuerdo a su función específica:

- a) *Lumbreras de ensamble*: se denominan así a las lumbreras donde se baja el equipo para la excavación del túnel independientemente del procedimiento constructivo empleado. Pueden ser varias las lumbreras de ensamble dependiendo la magnitud del proyecto. Por ejemplo, si la excavación del túnel se realiza por medio de diferentes frentes de excavación y cada uno de estos frentes posee un escudo, las lumbreras de ensamble serán aquellas a donde lleguen los diversos componentes del escudo para que, abajo, vía la lumbrera, se lleve a cabo el montaje del escudo. Estas lumbreras poseen por lo general dimensiones mayores a las de las lumbreras de servicio.
- b) *Lumbreras de servicio*: son aquellas lumbreras que funcionan para la salida de rezaga del frente de excavación, la entrada y salida de herramienta y personal.

Clasificación de las lumbreras con base en el procedimiento constructivo.

- a) *Lumbrera flotada*: esta técnica ha sido una de las más usadas en la zona lacustre del Valle de México surgida en los años 60. Consiste en construir un brocal circular, excavando por paneles una zanja circular, dejando un núcleo central de suelo sin excavar. Posteriormente se excava el núcleo estabilizando la excavación con lodo. A continuación se instala un tanque circular flotante sobre el lodo y se construye la estructura de la lumbrera sobre este tanque que se va sumergiendo en el lodo conforme se construye la lumbrera encima de él. Así, paulatinamente, se sumerge la estructura hasta alcanzar su posición final de diseño. El espacio anular vacío entre la lumbrera y el suelo se rellena con mortero (Figura 1).
- b) *Lumbreras con anillos*: el método de anillos de concreto reforzado nace como una alternativa al procedimiento de flotación. El primer paso de su procedimiento constructivo consiste en construir brocales de concreto reforzado, uno interior y otro exterior, para guiar a la almeja que realiza una excavación perimetral en secuencia alternada, misma que se estabiliza con lodo bentonítico. La excavación del núcleo se realiza empleando una almeja de otro tipo y de mayor capacidad que la guiada, sustituyendo de nueva cuenta el suelo por lodo bentonítico. Los anillos de concreto reforzado son muy esbeltos, generalmente de 0.15 m de espesor y hasta 3.0 m de altura, por lo que su manejo se hace delicado. Cuando el núcleo esté totalmente excavado (y consecuentemente inundado de lodo bentonítico) los anillos ya deberán estar contruidos. El primer anillo que se baja a la lumbrera deberá tener vigas radiales que a su vez funcionarán como acero de refuerzo de la losa de fondo. También en ese

primer anillo se sueldan vigas verticales de sección rectangular hueca en el perímetro para que funjan como guías para los siguientes anillos por bajar. Después de bajar 2 ó 3 anillos (mismos que deberán estar suspendidos respecto del fondo de la excavación) se cuela la losa de fondo, sobre la cual, teóricamente, descansan los anillos de concreto. Después de que la losa de fondo alcance una cierta resistencia, se baja la totalidad de los anillos y se hace un relleno anular entre los anillos y el suelo perimetral a base de mortero y bentonita. Se debe esperar a que el relleno perimetral tenga una cierta resistencia para evacuar el lodo bentonítico que inunda el núcleo. Finalmente y después de limpiar las paredes de la lumbrera, se construye el revestimiento definitivo que consiste en otra losa de fondo y muros perimetrales de concreto reforzado utilizando cimbra deslizante (Figura 2).



Figura 1. Construcción de lumbrera flotada

- c) *Lumbrera con muro milán*: los muros Milán en la construcción de lumbreras juegan un papel de tablestacado perimetral que permite, mediante una correcta ejecución de su construcción, un soporte anular (a pesar que los muros sean planos) que contenga adecuadamente los esfuerzos circunferenciales del terreno. Se comienza con la construcción de brocales en superficie que servirán de guías para la excavación de los tableros de muro Milán; posteriormente con la ayuda de una almeja o en su caso una hidrofresa (dependiendo si el suelo es blando o duro, respectivamente) comienza la excavación de los tableros estabilizando con lodo bentonítico para que una vez llegando al nivel máximo de excavación se introduzca el acero de refuerzo y se haga el colado con la ayuda de tubo *tremie*. La excavación de los tableros en todo el perímetro de la lumbrera debe ser de manera alternada y conservando en todo momento la verticalidad. Posterior a la construcción de los muros, se inicia la construcción de la trabe circular de coronamiento que está a nivel de superficie y cuya función será unir estructuralmente todos los muros Milán, previo descabece de éstos. Una vez que se construye la trabe de coronamiento se procede a excavar el núcleo central de suelo por medios mecánicos hasta llegar a una cota fijada en proyecto donde se construye otra trabe circular (llamada ahora anillo de rigidez) que ayudará, como su nombre lo indica, a rigidizar la

zona baja de la lumbrera cuando se abra paso para la tuneladora. Finalmente, se construye la losa de fondo (Figura 3).

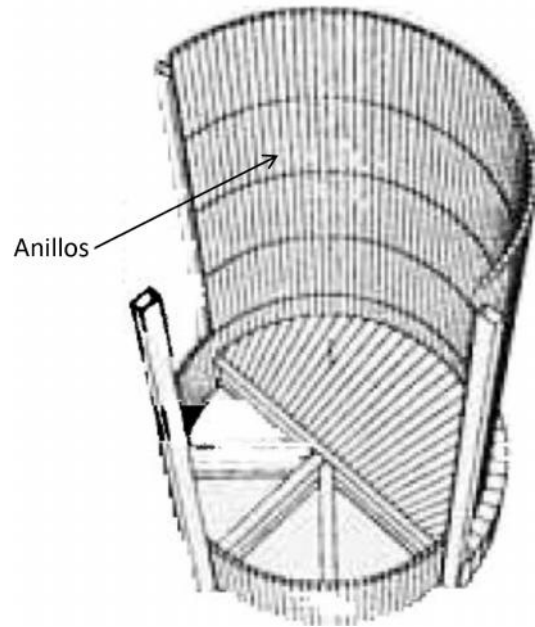


Figura 2. Lumbrera de anillos



Figura 3. Lumbrera con muro Milán

- d) *Lumbrera con pilas secantes*: consiste en realizar desde superficie perforaciones continuas en forma intercalada, hasta lograr formar una batería de pilas secantes capaces de simular un muro largo de concreto, esto se realiza en paralelo con la sección o estructura que se pretende construir para posteriormente excavar el núcleo e ir colocando los elementos estructurales de apoyo como traveses y bardas de liga.



Figura 4. Lumbrera con pilas secantes

Elección del tipo de lumbrera a analizar.

Se escogió analizar la lumbrera con muro Milán debido a que la lumbrera flotada y con anillos tiene riesgo de la inestabilidad del fondo y paredes de la excavación, obstrucción al descenso del tanque e inestabilidad general. Por otro lado, el muro Milán existe antes de la excavación y funciona como elemento estructural y definitivo.

1.1 Antecedentes

La construcción de lumbreras en la Ciudad de México ha sido basta y diversa en los últimos 40 años. Se han construidos estructuras de este tipo con diámetros y profundidades variadas, en terrenos muy difíciles como en los arcillosos del lago virgen, o en resistentes como las tobas del poniente de la ciudad, debajo o arriba del nivel freático, en lugares aislados o poblados en donde la generación de movimientos superficiales podrían haber ocasionado accidentes.

En algunos casos las condiciones de terreno conllevan a un riesgo alto, como lo han sido las lumbreras construidas en las arcillas de la zona del lago virgen, donde la resistencia al esfuerzo cortante y el módulo de deformación del suelo, son bajos y aún con efectos ligeros de artesianismo en los estratos permeables. Estas condiciones del subsuelo han obligado a la ingeniería mexicana a adecuar, pero en la mayoría de los casos a desarrollar, las técnicas de análisis y los procesos constructivos.

En la presente tesis se hará énfasis en las propuestas generadas principalmente en el aspecto de diseño aunque tomando como base el proceso constructivo de lumbrera con muros colados en el lugar (muro **Milán**), se utiliza el Método de Equilibrio Límite para analizar los diferente meca-

nismos de falla que se pueden presentar. Sin embargo, es común en la actualidad llevar a cabo el análisis del problema con métodos numéricos como el Método de Elementos Finitos (*MEF*), con lo cual se logra una aproximación mayor al modelado del problema, involucrando la secuencia constructiva, la presencia de heterogeneidades y diferentes condiciones de carga, pero principalmente la evaluación de estado de deformaciones o desplazamientos inducidos, siendo así posible verificar las condiciones de servicio de la lumbrera.

La excavación convencional de cárcamos profundos en suelos arcillosos blandos es un proceso complejo y peligroso, que está expuesto al de inestabilidades en las paredes y el fondo de la excavación.

La incertidumbre que se presenta en los mecanismos de falla obliga a conocer la necesidad de la precisión en la información geotécnica en la que se basa el diseño, que va de la mano de la técnica de exploración adecuada para suelos blandos. La técnica del cono eléctrico ha demostrado estar menos expuesta a errores humanos y ser capaz de detectar todos los pequeños detalles estratigráficos de un sitio. Asimismo, es necesario conocer la distribución de la presión de poro con la profundidad y su variación con el proceso constructivo.

El lugar donde se ubica la lumbrera analizada se muestra en la Figura 5, se localiza dentro de la Zona Federal del Lago de Texcoco, al norte colinda con el El Caracol Sosa Texcoco, al sur con el lago Nabor Carrillo, al este con San Salvador Atenco y al Oeste con el Río de los remedios.

1.2 Objetivo

Se analizará la estabilidad de una lumbrera con base en el procedimiento constructivo con muro **Milán** ante los distintos posibles mecanismos de falla.

1.3 Alcances

Los alcances son los siguientes:

- a) Se construirá el Modelo Geotécnico de análisis de la lumbrera.
- b) Se definirán las condiciones hidráulicas del sitio.
- c) Se determinarán los esfuerzos geostáticos del sitio.
- d) Se realizará el diseño geotécnico de la lumbrera con muro **Milán** con los siguientes análisis: estabilidad de la zanja con lodo y con concreto, empotramiento de la pata del muro milán, falla general del fondo, empujes laterales, flotación, subpresión, fricción negativa, análisis esfuerzo-deformación con *MEF*, comportamiento ante descarga permanente, análisis sísmico. Finalmente, se describirá el procedimiento general de construcción.



Figura 5. Ubicación de la lumbrera de análisis

2. CONDICIONES GEOTÉCNICAS

2.1 Marco Geológico general

2.1.1 La cuenca

El subsuelo de la cuenca se puede describir como un complejo cúmulo de sucesivas formaciones volcánicas que alcanzan más de 2,000 m de espesor, el cual descansa sobre un basamento de rocas sedimentarias marinas. En la Figura 6 se definen los elementos morfológicos más importantes de la cuenca que se cerró en el Cuaternario Superior, al formarse la Sierra Chichihuatzin, hace unos 600,000 años (Referencia 1).

2.1.2 Esquemas y secciones geológicas geológicas

La Figura 7 muestra una sección desde el Mezquital hasta el Tepozteco, a lo largo de 150 km; en el norte domina la tectónica del Arco Tarascom, en el sur la del Arco Chichihuatzin, caracterizada esta última por los hundimientos más pronunciados. Una “alto” que separa ambos arcos está dado por la sierra de Guadalupe, que probablemente forma, junto con la Sierra de Patlachique, el resto del arco volcánico antiguo, mio-plioceno. Al sur de la sección el basamento prevolcánico de sedimento marinos plegados muestra la separación de los elementos laramídicos y oaxaqueños.

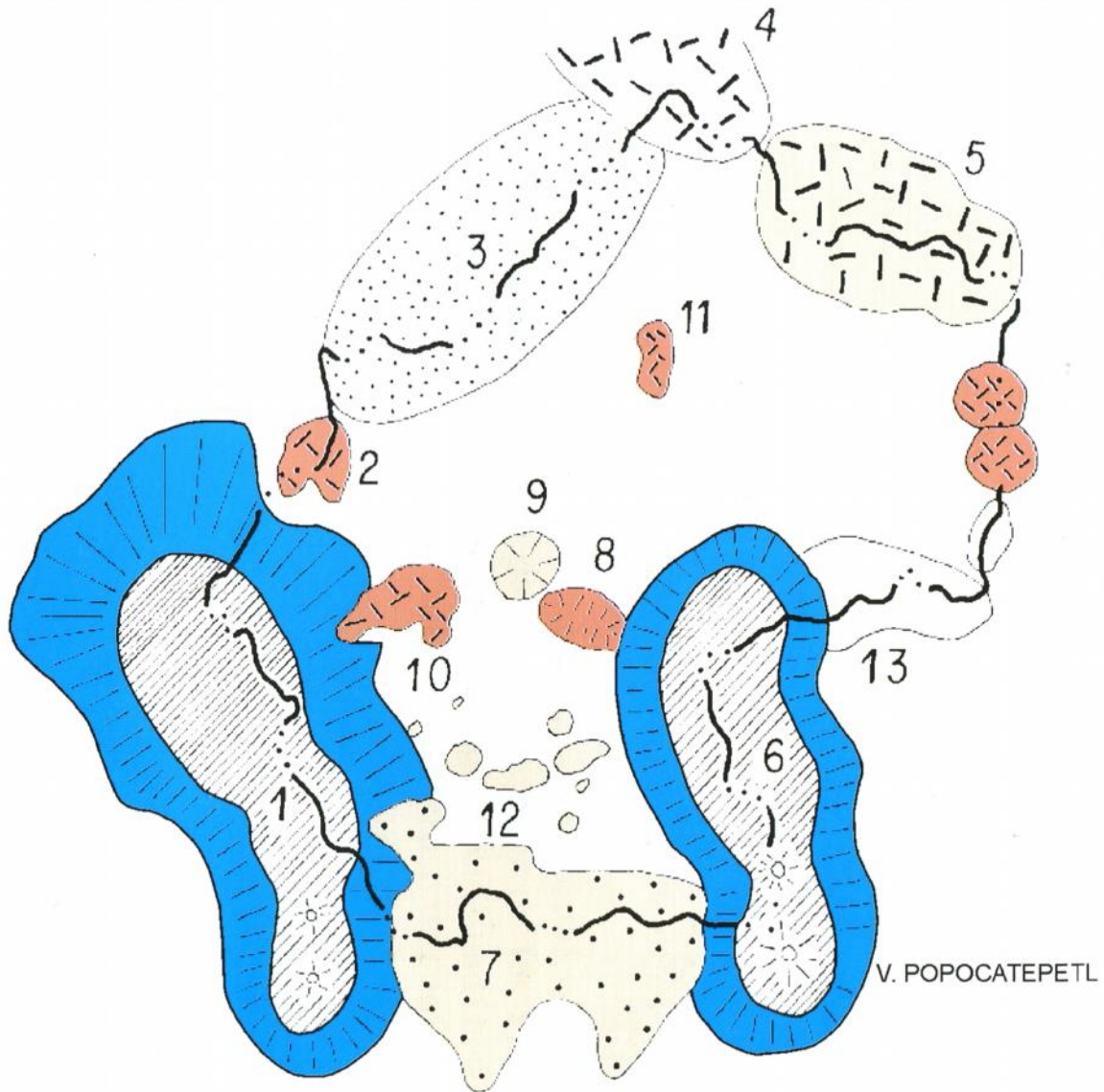
En la Figura 8 se muestra de manera tridimensional la cuenca (Referencia 1), abarca desde el Chichihuatzin hasta Pachuca, desde las Sierra de las cruces hasta la Sierra Nevada. Aparecen en ella los Arcos Tarasco y Chichihuatzin y dos de los colapsos del Cerro de San Miguel. También se indica un corte a lo largo de la Sierra del Chichihuatzin y también se muestra la fosa Roma.

2.1.3 Estratigrafía del relleno cuaternario.

La cuenca de México asemeja una enorme presa azolvada: la cortina situada al sur está representada por los basaltos de la Sierra de Chichihuatzin, mientras que los rellenos del vaso están constituidos en su parte superior por las arcillas lacustres y en su parte inferior por los clásticos derivados de la acción de los ríos, arroyos, glaciares y volcanes (Referencia 2).

El conjunto de rellenos contiene además capas de cenizas y estratos de pómez producto de las erupciones volcánicas menores y mayores durante el último medio millón de años, en el Pleistoceno Superior. También se reconocen en el citado relleno numerosos suelos, producto de la meteorización de los depósitos volcánicos, fluviales, aluviales y glaciares (estos suelos transformados en paleosuelos o tobas).

La Figura 9 muestra una sección de la secuencia estratigráfica para las arcillas y relleno aluvial debajo de la ciudad de México. Esta secuencia son: a) arcillas superiores, b) Capa Dura, c) Arcillas Inferiores Consolidadas y d) Depósitos Profundos.



- | | |
|-----------------------------------|-----------------------------|
| 1 Sierra de las Cruces-Monte Alto | 8 Sierra Patlachique |
| 2 Sierra Tepetztlán | 9 Cerro Chiconautla |
| 3 Sierra Tezontlalpan | 10 Sierra Guadalupe |
| 4 Sierra de Pachuca | 11 Sierra de las Pitayas |
| 5 Sierra de Singuilucan | 12 Sierra de Santa Catarina |
| 6 Sierra Nevada-Río Frío | 13 Sierra Calpulalpan |
| 7 Sierra Chichinautzin | |

Figura 6. Elementos morfológicos más importantes de la Cuenca

2.1.4 Esquema climático

El clima uniformemente cálido y a menudo desértico del Plioceno, en las latitudes de la Meseta Central Mexicana, cedió a climas cambiantes y extremos del Pleistoceno.

Comenzó el cambio con ligeras oscilaciones de periodos calurosos a fríos los que se fueron acentuando hasta hace un millón de años cuando se inicio la primera gran glaciación, la *Nebraska*, con una duración aproximada de 100, 000 años (Referencia 2).

Siguió un lapso caluroso, el cuál cedió a un segundo periodo de glaciación prolongada, la *Kansas*. Entonces se produjo un lapso extenso de clima caliente de unos 200, 000 años, este intervalo se denomina en Norteamérica el *Yarmouth* o el *Gran Interglacial*, prevaleció hace 400, 000 a 600, 000 años en todo el orbe.

Siguió un tercer periodo glacial, el *Illinois*, para el cual se han podido determinar dos avances separados por un periodo con clima moderado. Esta tercera glaciación terminó al desarrollarse de nuevo un clima relativamente cálido a lo largo de 80,000 y 100, 000 años, se le conoce como el *Tercer Interglacial* o *Sangamon* en Norteamérica. De nuevo se fue enfriando el clima, imponiéndose la cuarta glaciación, la *Wisconsin*, caracterizada por tres oscilaciones y dos estadales de clima moderado, terminó hace 100,000 años aproximadamente. Es entonces que comenzó el *Holoceno* o *Reciente*, periodo climático actual.

En resumen, la cuenca de México, desde su cierre en el sur por los basaltos de la Sierra Chichinautzin, ha pasado por cuatro periodos de glaciación, la *Nebraska*, la *Kansas*, el *Illinois* y el *Wisconsin* y dos interglaciales, el *Yarmouth* y el *Sangamon*, tal como se indica en la Figura 10.

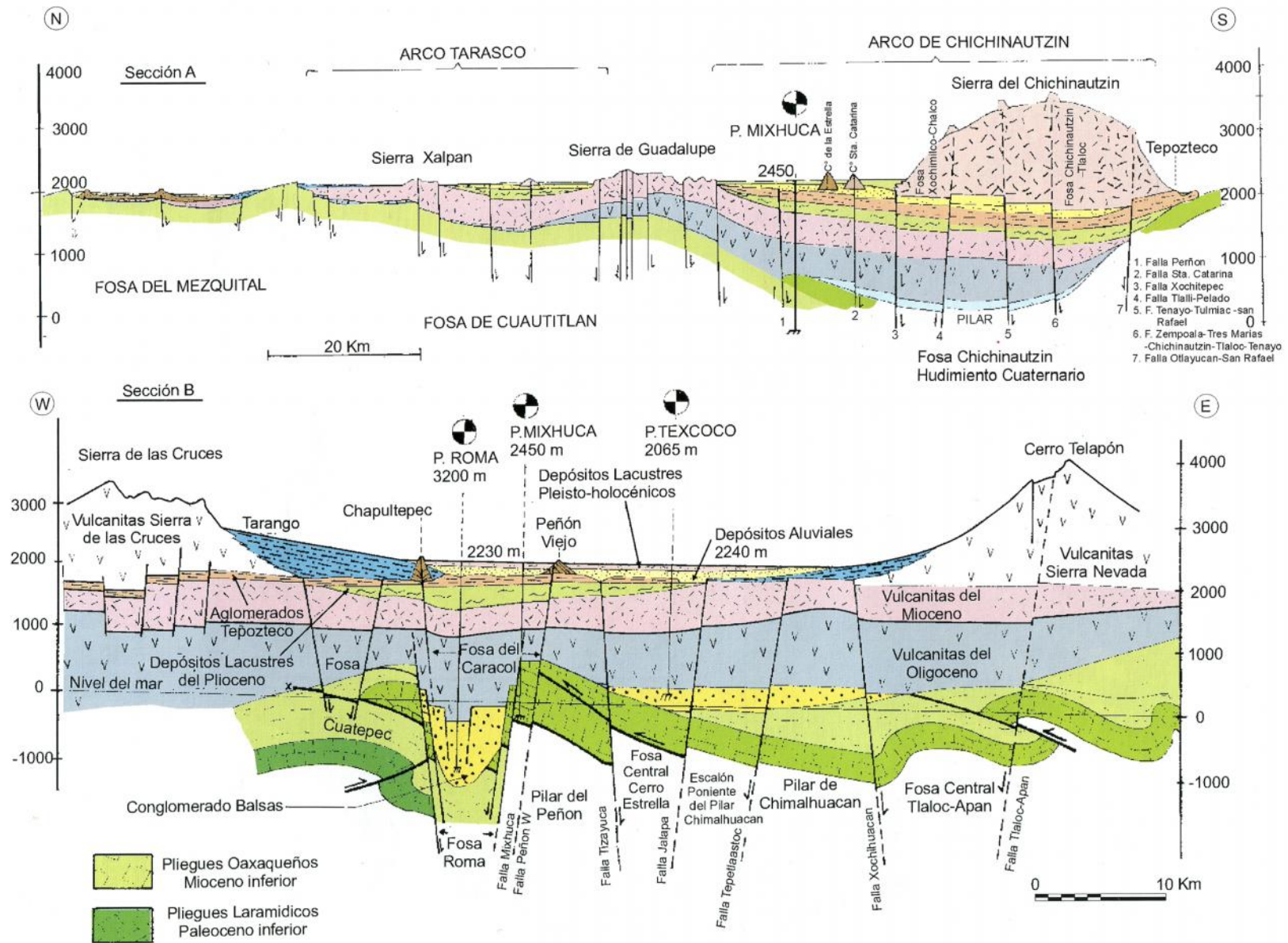
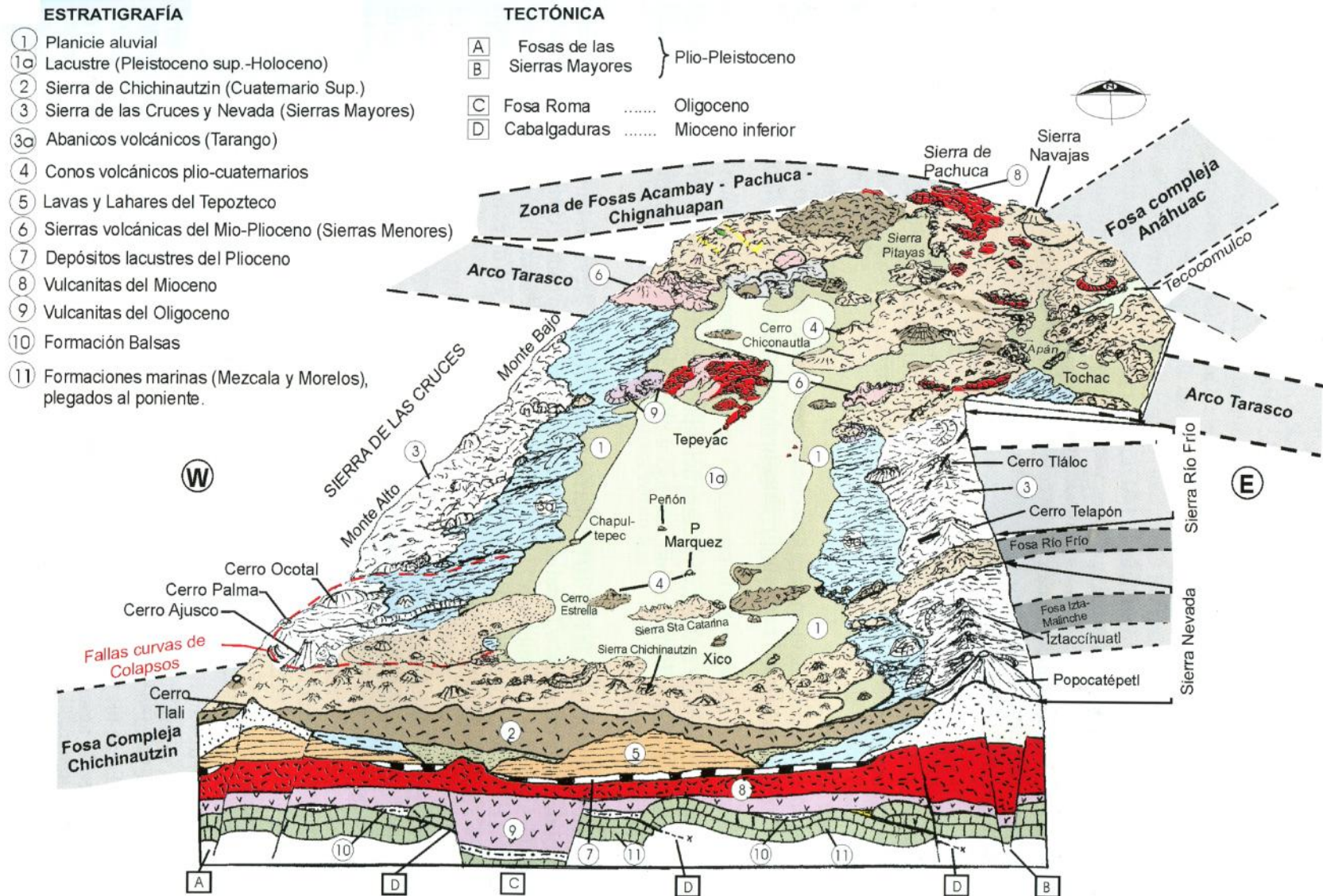


Figura 7. Secciones geológicas de la Cuenca



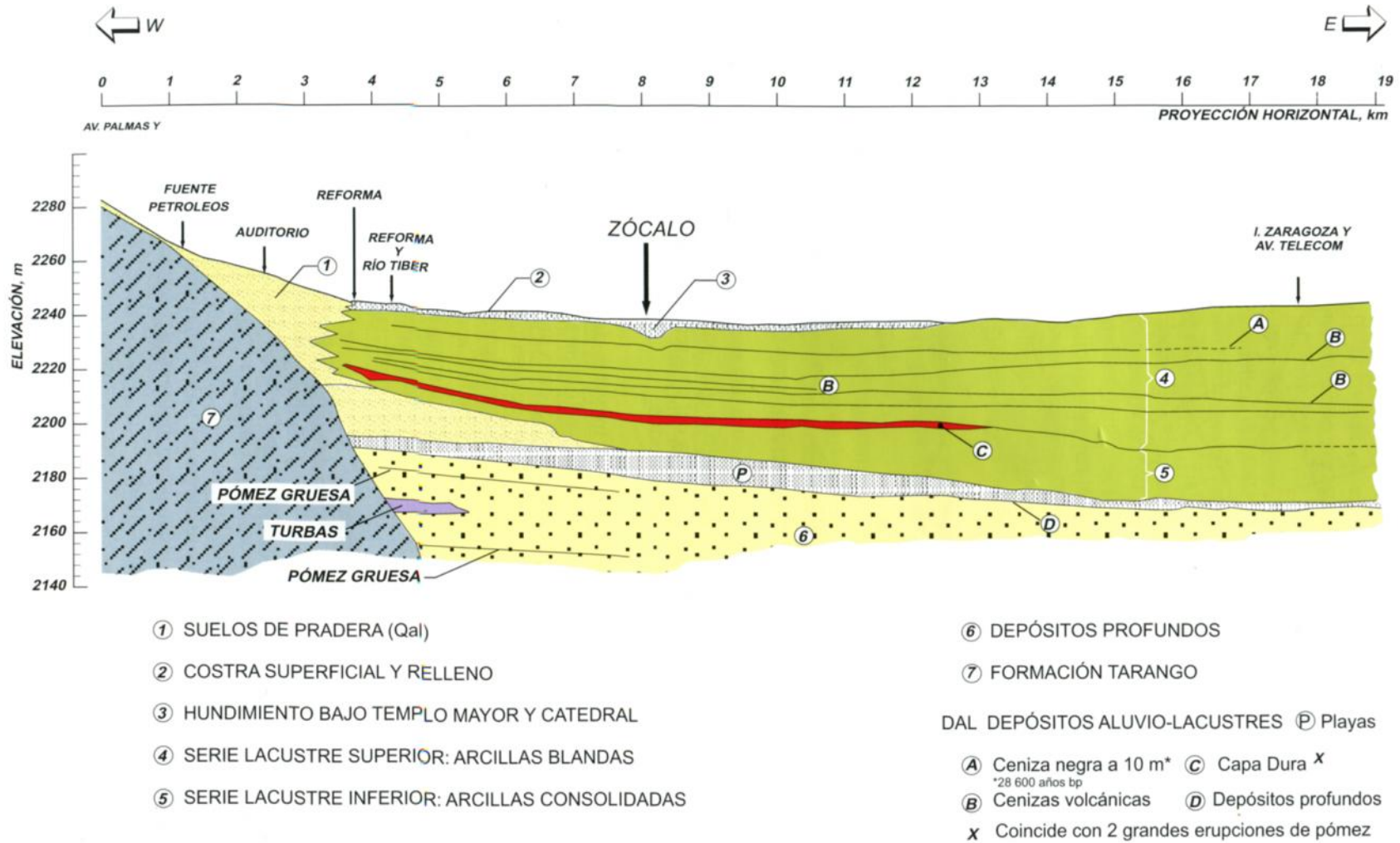


Figura 9. Secuencias pleistocénicas debajo de la Ciudad

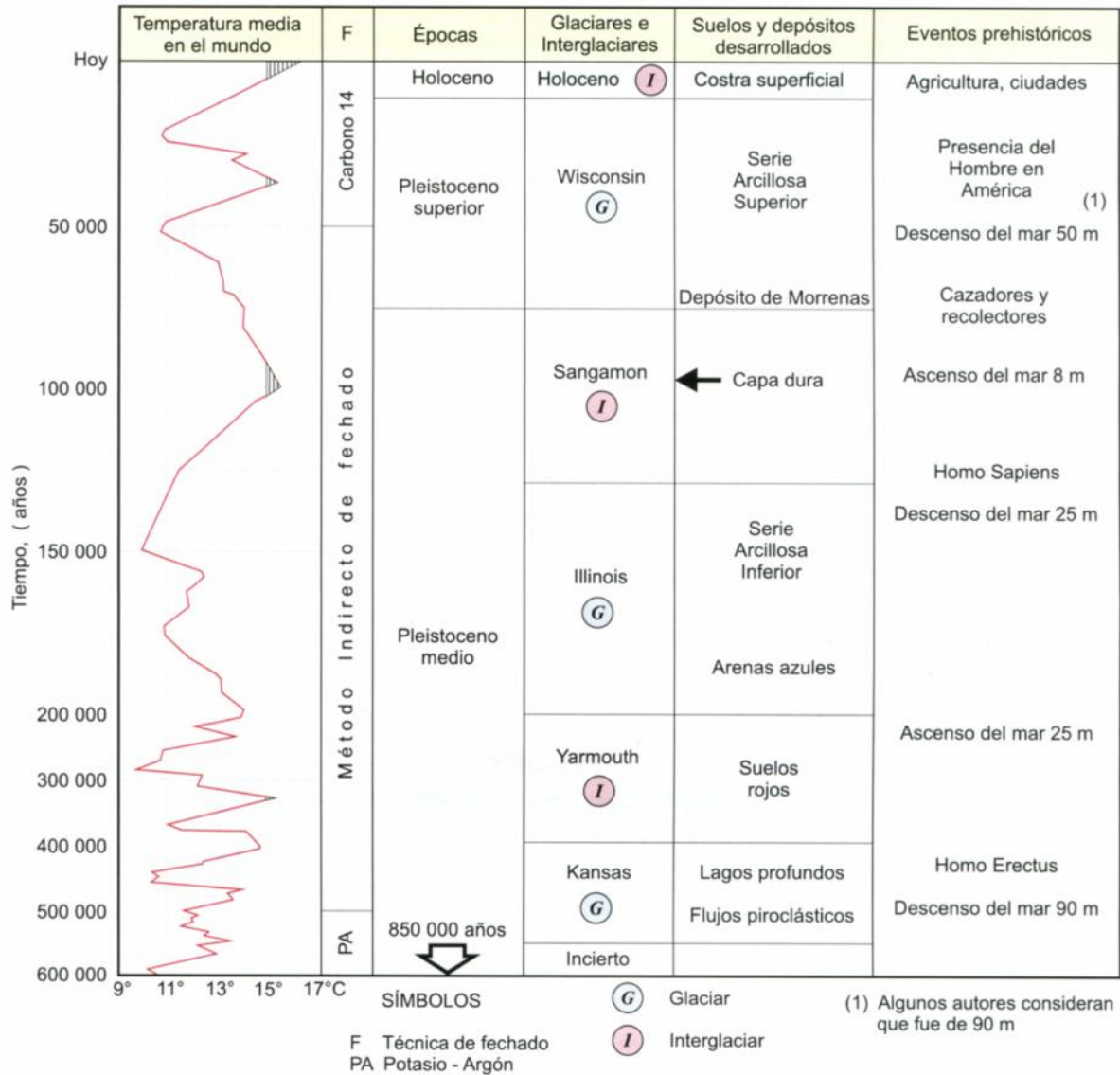


Figura 10. Eventos geológicos ambientales durante el Holoceno y Pleistoceno

2.2 Información geotécnica disponible

De acuerdo con la zonificación para el Distrito Federal (Referencia 3), el predio se localiza en la zona geotécnica denominada *Zona III* (Ver Figura 11), en la zona de *Lago*, específicamente en la subzona *Lago Virgen* (Referencia 2), corresponde al sector oriente del lago, cuyos suelos prácticamente han mantenido sus propiedades mecánicas desde su formación, con algunas variaciones relativamente recientes debido al incremento de cargas en la superficie y el bombeo profundo para extracción de agua.

2.3 Modelo Geotécnico de diseño

2.3.1 Trabajos de campo

Para precisar la secuencia estratigráfica del sitio se realizó un sondeo de exploración geotécnica con la técnica de cono eléctrico (SCE-1) y un sondeo de muestreo selectivo (SMS-1).

Sondeo de exploración. Se llevó hasta una profundidad de 51 m; el sondeo de cono permitió definir las propiedades de resistencia y espesores de los estratos compresibles. En la Figura 12 se muestra la variación de la resistencia de punta registrada en el cono.

Sondeo de muestreo selectivo. A partir de los resultados de la exploración geotécnica se realizó un sondeo de muestreo selectivo a 34.6 m de profundidad extrayendo muestras inalteradas, con un muestreador de pared delgada para suelos blandos (tubo shelby), para determinar las propiedades de compresibilidad y resistencia de los estratos de interés.

Nivel del brocal. Los brocales de los sondeos (SCE-1 y SMS-1) estuvieron referidos al nivel del terreno natural.

NAF. El nivel de aguas freáticas se encontró a los 0.65 m de profundidad.

2.3.2 Interpretación estratigráfica.

Con base en el sondeo de exploración geotécnica con la técnica de cono eléctrico (SCE) se precisó la secuencia estratigráfica del sitio. Se definieron las condiciones estratigráficas que se resumen a continuación (Figura 13):

Costra superficial (CS), de 0.00 a 2.6 m.

Formada por limo arenoso de consistencia media a firme por efecto de secado solar, el cono eléctrico registró resistencias de punta registrada entre 5 y más de 50 kg/cm².

Formación arcillosa superior (FAS) -normalmente consolidada-, de 2.6 a 27.8 m.

Bajo la costra superficial se encuentra un potente espesor de arcilla plástica de origen lacustre, de consistencia baja, con resistencias a la penetración del cono eléctrico media de 5.0 kg/cm². Se registraron cinco lentes duros (marcadores) a los 9.7, 19.1, 20.5, 22.5 y 24.1 m de profundidad.

Capa dura (CD), de 27.8 a 29.6 m.

Bajo los suelos arcillosos blandos compresibles se encontró una secuencia de estratos alternados de suelos arenosos limosos, el cono registró resistencias a la penetración del cono eléctrico mayores de 100 kg/cm².

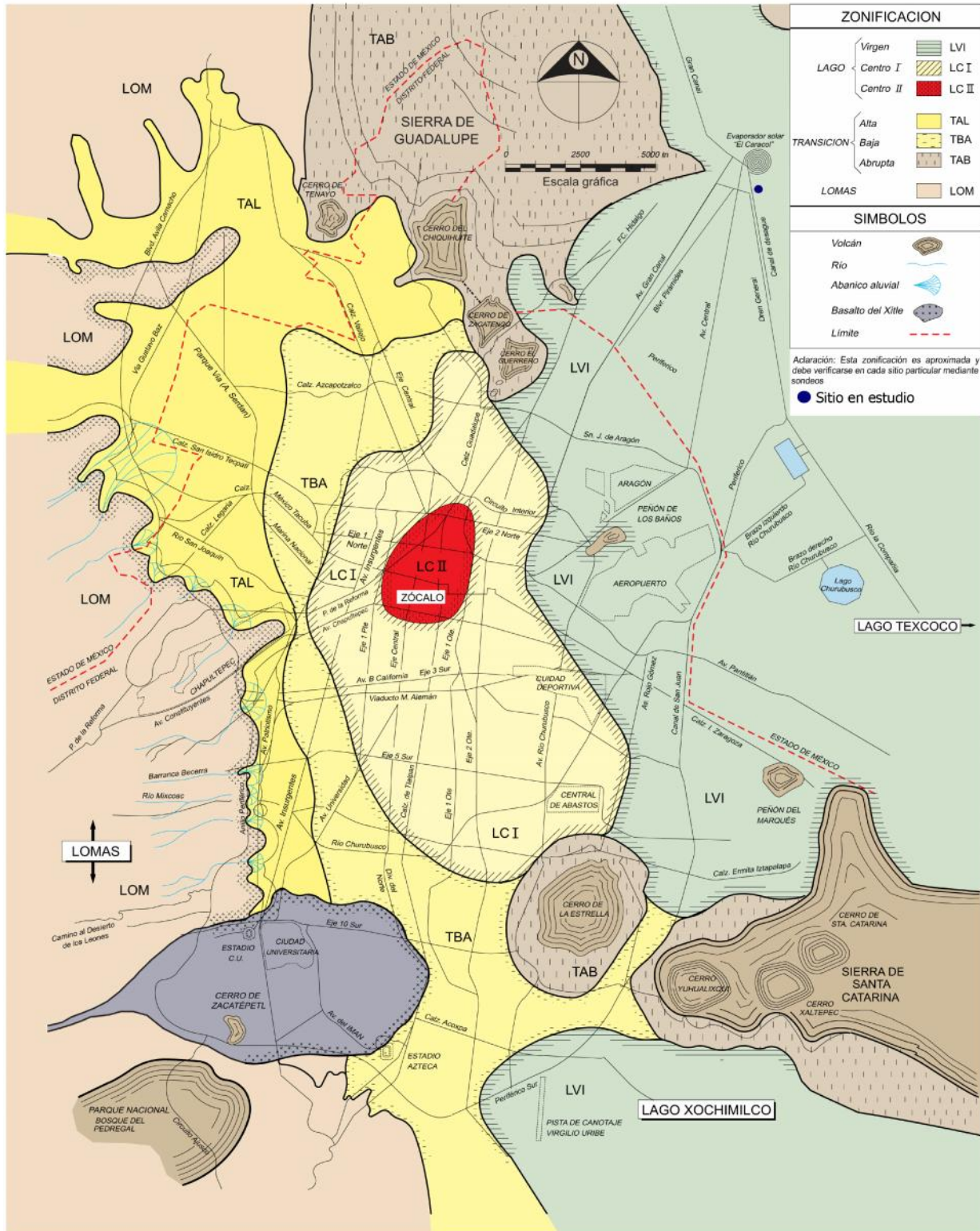


Figura 11. Zonificación geotécnica de la Ciudad de México

Formación Arcillosa Inferior (FAI), de 29.6 a 39.0 m.

Bajo la capa dura se localiza un estrato de suelos arcillosos de compresibilidad media, en el que el cono eléctrico encuentra resistencias entre 10 y 15 kg/cm²; tiene un espesor de 9.0 m y se encuentra interrumpida por delgadas capas de suelos duros (lentes) de resistencias mayores a 100 kg/cm².

Depósitos Profundos (DP), de 39.0 a 47.0 m.

Subyaciendo los suelos arcillosos de compresibilidad media se encuentran suelos de mayor resistencia, en su mayoría de naturaleza granular aunque con gran contenido de finos; en estos suelos el cono eléctrico no penetra con facilidad y registra resistencia de 45 y mayores a 100 kg/cm².

Formación Arcillosa Profunda (FAP), 47.0 a 51.0 m (profundidad máxima de exploración).

Finalmente, tenemos una arcilla profunda de mediana a baja compresibilidad donde se registra una resistencia de punta en cono eléctrico media de 25 kg/cm². Este estrato está interrumpido por dos lentes duros que alcanzan resistencias de punta superiores a los 100 kg/cm².

2.3.3 Pruebas de laboratorio

Pruebas índice

Las muestras recuperadas en el sondeo de muestreo selectivo y la penetración estándar se clasificaron en forma visual y manual en húmedo y en seco, y se determinó su contenido natural de agua.

Adicionalmente se realizaron los siguientes ensayos:

- a) Límites de consistencia líquido y plástico.
- b) Densidad de sólidos.

Basándose en los resultados de los ensayos mencionados se procedió a identificar los principales depósitos que constituyen el subsuelo, clasificándolos conforme al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS).

Pruebas mecánicas

Una vez definida la estratigrafía del subsuelo, se realizaron las pruebas mecánicas necesarias para determinar las propiedades de resistencia de los depósitos del subsuelo. Se realizaron las siguientes pruebas:

- a) Triaxiales UU (no consolidadas no drenadas)
- b) Consolidación unidimensional

Los registros de los ensayos triaxiales UU y de las pruebas de consolidación se presentan en el Anexo 2 y en la Tabla 1 y en la Tabla 2 se muestran los parámetros de resistencia obtenidos.

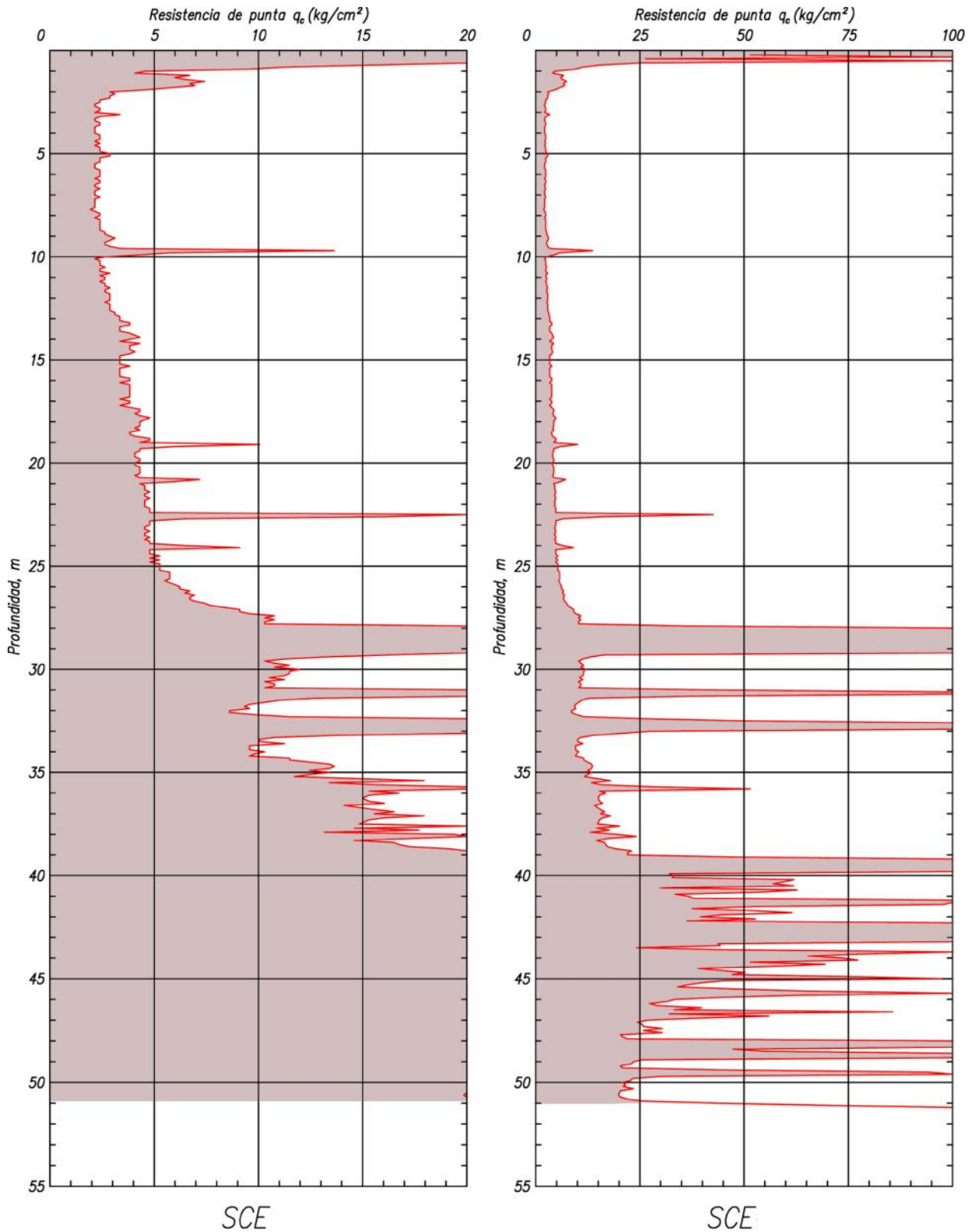


Figura 12. Sondeo de cono eléctrico

Tabla 1. Resultados de ensayos de consolidación

Sondeo	Sondeo de cono	Prof m	ω %	γ t/m ³	Ss	e_o	σ_o t/m ²	σ_c t/m ²	OCR
SMS-1	SCE-1	2.5	265	1.23	2.531	6.52	1.62	2.8	1.73
		3.5	248	1.24	2.649	6.42	1.88	2.7	1.44
		5.5	263	1.24	2.676	6.81	2.34	3.0	1.28
		6.5	330	1.23	2.417	7.44	2.58	2.8	1.09
		7.5	509	1.18	2.600	12.38	2.80	2.8	1
		8.7	385	1.22	2.600	9.36	3.08	3.0	1
		9.3	324	1.23	2.600	7.99	3.22	-	-
		13.2	273	1.27	2.853	7.39	4.26	5.7	1.33
		18.0	262	1.30	2.958	7.28	5.54	7.5	1.35
		21.9	290	1.29	3.150	8.50	6.74	8.0	1.19
		27.3	262	1.29	2.944	7.27	12.54	21.5	1.71
		34.5	148	1.41	2.944	4.18	23.26	23.3	1

ω contenido de agua
 χ peso volumétrico
 Ss densidad de sólidos
 SMS sondeo de muestreo selectivo
 SCE sondeo de cono eléctrico
 e_o relación de vacíos inicial
 σ_o esfuerzo efectivo
 σ_c esfuerzo de preconsolidación
 OCR relación de preconsolidación

Tabla 2. Resultados de ensayos triaxiales UU

Sondeo	Sondeo de cono	Prof m	ω %	Gw %	γ t/m ³	C kg/cm ²	E kg/cm ²	q_c kg/cm ²	N_K
SMS-1	SCE-1	1.7	189	97	1.27	0.375	57.0	2.3	6.1
		2.5	228	97	1.17	0.125	15.7	2.3	18.4
		3.5	219	100	1.25	0.155	14.7	2.3	14.8
		4.5	239	100	1.24	0.140	19.0	2.3	16.4
		5.5	192	99	1.27	0.145	17.7	2.3	15.9
		6.5	240	100	1.24	0.160	21.7	2.3	14.4
		7.5	296	100	1.18	0.190	18.0	2.3	12.1
		8.7	256	100	1.22	0.165	23.0	2.3	13.9
		9.3	213	98	1.23	0.150	19.3	2.3	15.3
		13.2	167	96	1.27	0.265	29.0	3.8	14.3
		18.0	201	99	1.26	0.265	37.6	3.8	14.3
		27.2	146	98	1.34	0.930	123.3	4.8	5.2
		34.5	112	96	1.41	0.910	104.3	11.0	12.1

ω contenido de agua
 χ peso volumétrico
 Gw grado de saturación
 C cohesión
 E módulo de elasticidad
 q_c resistencia de punta
 N_K factor de correlación

2.3.4 Modelo geotécnico de diseño

Las propiedades mecánicas se definieron con base en las pruebas de laboratorio, correlación con el cono eléctrico y utilizando la Referencia 4 y 5. El modelo geotécnico de diseño consta de seis unidades, en la Tabla 3 se resume la estratigrafía y los parámetros considerados en los cálculos; con estos datos se integró el modelo de diseño para la lumbrera en estudio (ver Figura 13).

Tabla 3. Modelo geotécnico de diseño

Estrato	Descripción	Profundidad m	q_c kg/cm ²	N_k	χ t/m ³	C t/m ²	w	E t/m ²
A	CS	0.0 a 2.6	56	15	1.4	4.0	25	350
B	SAS	2.6 a 9.7	2.3	14.5	1.23	1.58	-	200
		9.7 a 19.0	3.8	14	1.26	2.7	-	300
		19.0 a 27.8	4.8	10	1.31	4.8	-	450
C	CD	27.8 a 29.60	50	-	1.6	15	30	600
D	SAI	29.60 a 39.0	11	12.1	1.35	9.1	-	500
E	DP	39.0 a 47.00	40	-	1.65	12.5	35	650
F	SAP	47.00 a 51.00	20	24	1.4	8.3	12	450

CS	costra superficial	E	módulo de elasticidad
SAS	serie arcillosa superior	q_c	resistencia de punta
CD	capa dura	N_k	factor de correlación
SAI	serie arcillosa inferior	C	cohesión
DP	depósitos profundos	χ	peso volumétrico

2.4 Esfuerzos geoestáticos e hidráulicos

En la Tabla 4 se presentan las lecturas de una estación piezométrica instalada en el sitio.

Con base en esta información se determinaron los diagramas de esfuerzos totales, presión de poro y esfuerzos efectivos, los cuales se resumen en la Tabla 5 y en la Figura 13 se presentan estos resultados de manera gráfica.

Tabla 4. Estación piezométrica

Piezómetro Número	Profundidad del bulbo m	Nivel del agua m	Presión piezométrica, t/m ²
PA-1	73.05	36.75	36.30
PA-2	58.35	17.60	40.75
PA-3	39.50	17.52	21.98
PA-4	28.10	5.74	22.36
PA-5	23.55	0.77	22.78
PA-6	10.15	0.65	9.50
TO-1	6.00	0.63	----

PA piezómetro abierto

Tabla 5. Cálculo de esfuerzos verticales

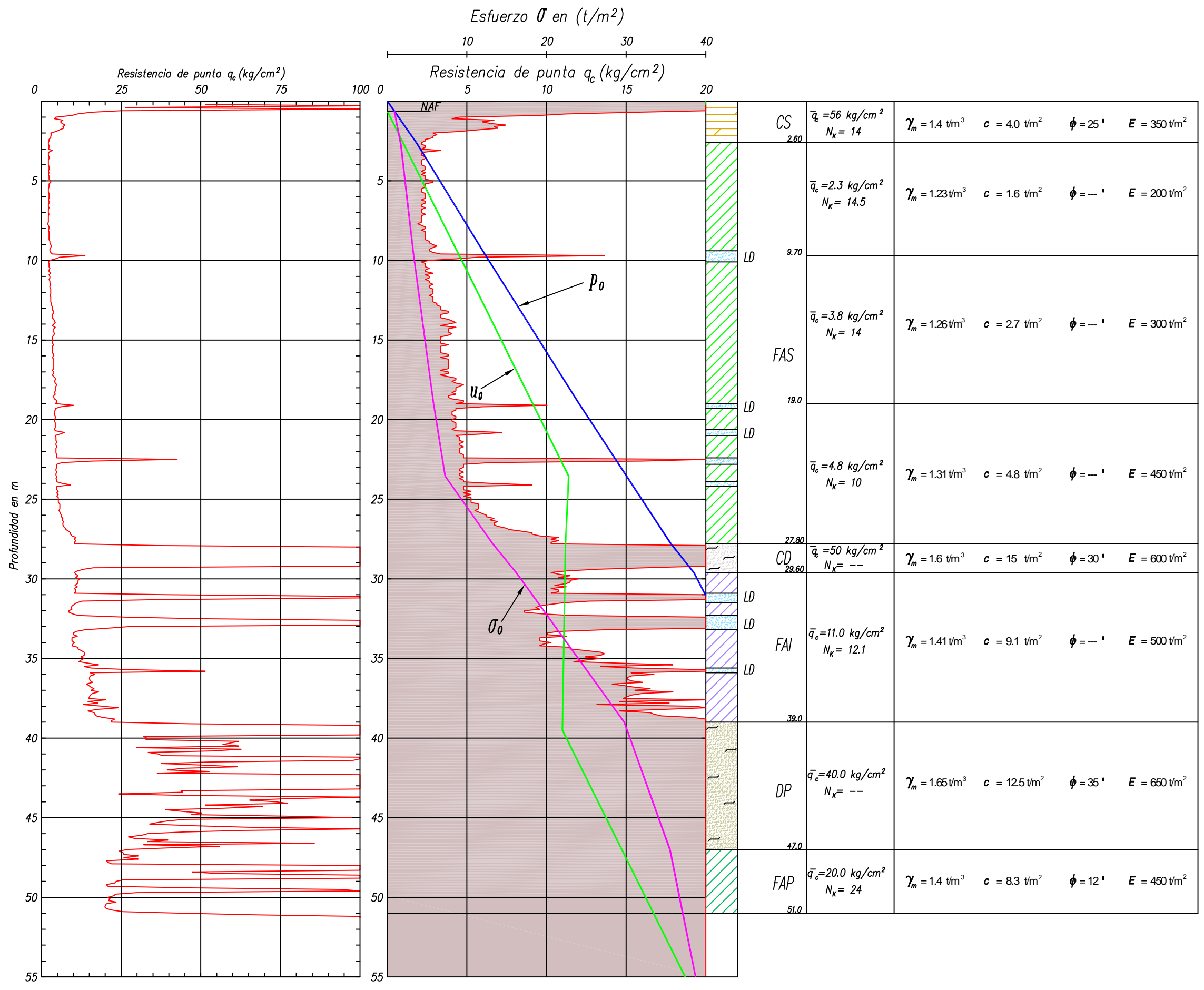
Estrato	Profundidad	χ	Profundidad de análisis	Esfuerzos totales, p_o	Presión hidrostática	Presión piezométrica, u_o	Esfuerzos efectivos, \dot{t}_o
	m	t/m ³	m	t/m ²	t/m ²	t/m ²	t/m ²
			0.0	0.0			0.0
A	0.0 a 2.6	1.4	2.6	3.64	1.97	1.97	1.67
B	2.6 a 9.7	1.2	9.7	12.37	9.07	9.07	3.30
	9.7 a 19.0	1.2	19.0	24.09	18.37	18.28	5.81
	19.0 a 27.80	1.2	27.8	35.62	27.37	22.38	13.24
C	27.8 a 29.6	1.6	29.6	38.50	28.97	22.32	16.18
D	29.6 a 35.0	1.35	35.0	46.11	34.37	22.14	23.97
	35.0 a 39.0	1.35	39.0	51.75	38.37	22.00	29.75
E	39.0 a 47.0	1.65	47.0	64.95	46.37	29.46	35.49
F	47.0 a 51.0	1.4	51.0	70.55	50.37	33.44	37.11

3. ANÁLISIS Y DISEÑO GEOTÉCNICO DE LA LUMBRERA

3.1 Características geométricas y materiales

La lumbrera de estudio tiene las siguientes especificaciones:

- a) Diámetro interior de la lumbrera: 13.0 m
- b) Profundidad de desplante: 46.0 m
- c) Profundidad de excavación: 35.0 m
- d) El concreto para el muro Milán será tipo estructural, con una resistencia especificada a la compresión simple f'_c de 350 kg/cm²
- e) El peso volumétrico considerado para el concreto reforzado es de 2.4 t/m³
- f) Acero de refuerzo corrugado, con límite elástico mínimo igual a 4200 kg/cm² en los conectores de cortante, y de 5000 kg/cm² en las mallas electrosoldadas.
- g) Modulo de elasticidad del acero igual a 2,160,000 kg/cm²
- h) Módulo de elasticidad del concreto igual a $14000\sqrt{f'_c} = 261,916$ kg/cm².
- i) El acero estructural tendrá un módulo de elasticidad E de 2.1E6 kg/cm².
- j) Refuerzo del muro milán: varillas del No. 8 @20 cm en dos lechos y recubrimiento de 7.5 cm.



- ### SIMBOLOGÍA
- Costra superficial
 - Suelos arcillosos blandos, de alta compresibilidad
 - Lentes duros
 - Suelos arenosos y limosos de mediana a alta compacidad
 - Suelos arcillosos de mediana a alta compresibilidad
 - Suelos arenosos y limosos de alta compacidad
 - Suelos arcillosos de mediana a baja compresibilidad
 - CS Costra Superficial
 - SAS Seriea Arcillosa Superior
 - CD Capa dura
 - FAI Formación Arcillosa inferior
 - DP Depósitos profundos
 - FAP Formación Arcillosa profunda
 - LD Lente duro
 - p_0 Esuerzos totales
 - σ_0 Esfuerzo efectivo
 - u_0 Presión de poro

Fig. 8 Modelo geotécnico de diseño

3.2 Empujes

Presiones de diseño durante la construcción. Para determinar las presiones que el suelo ejercerá sobre el revestimiento, se calcularon la magnitud y la distribución de los empujes laterales con base en el modelo de equilibrio plástico del suelo de Terzaghi y Peck para el diseño de ademes; de acuerdo con esta teoría, la magnitud del empuje depende principalmente de la deformación que el suelo presente durante la excavación. Si la rigidez de la estructura de contención permite que el suelo se deforme lo necesario, su empuje lateral pasa de la condición de reposo a una condición de empuje actuante activo; sin embargo, la continuidad estructural del muro genera una redistribución de presiones que corresponde con un valor constante, p_{rm} , en un espesor entre una y dos veces el diámetro de la lumbrera, D , por arriba del fondo de la excavación; este criterio considera el efecto de la profundización de la lumbrera conforme avanza la excavación.

Las ecuaciones utilizadas son las siguientes (Referencia 6):

$$p_{az} = K_a \cdot (\gamma \cdot z - u_z + q_s) - 2c \cdot \sqrt{K_a} + u_z \quad (1)$$

$$K_a = \frac{1}{N_w} = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{W}{2} \right) \quad (2)$$

$$p_{rm} = \frac{E_a}{D} \quad (3)$$

donde:	p_{az}	presión horizontal activa a la profundidad z
	K_a	coeficiente de presión horizontal para la condición activa de Rankine
	W	ángulo de fricción interna del suelo
	c	cohesión del suelo
	γ	peso volumétrico del suelo
	z	profundidad de análisis
	q_s	sobrecarga en la superficie, se considera un valor de 3.0 t/m ²
	u_z	presión de poro, durante la construcción, a la profundidad z
	E_a	empuje de diseño (área del diagrama de presión horizontal) en un espesor igual a D por arriba del fondo de la excavación

Las presiones negativas que se producen en el suelo no se transmiten al muro, por tanto las presiones de cálculo incluyen solamente la zona de compresión.

Los resultados de los cálculos se enlistan en la Tabla 6; con estos datos se dibujaron los diagramas de la Figura 14, en los cuales se observa la presión activa, así como la redistribución de presiones que definen la envolvente de diseño para el revestimiento primario.

Tabla 6. Cálculo de la presión activa y presión redistribuida de diseño, y presión de diseño para el revestimiento definitivo

Profundidad	Presión activa	Profundidad	Presión redistribuida de diseño	Profundidad	Presión de diseño del revestimiento definitivo
m	t/m ²	m	t/m ²	m	t/m ²
0.00	0.00	0.00	3.59	0.0	1.5
0.00	-3.88	6.0	3.59	2.6	4.43
2.6	-1.23	6.0	9.87	9.7	12.22
2.6	3.48	14.0	9.87	19.0	22.73
9.7	12.21	14.0	17.79	27.8	32.89
9.7	9.97	21.0	17.79	29.6	35.23
19.0	21.69	21.0	22.54	35.0	41.74
19.0	18.57	24.2	22.54	39.0	46.56
27.8	29.02	24.2	26.76	47.0	55.79
27.8	10.47	29.6	26.76	51.0	61.50
29.6	11.39	29.6	29.7		
29.6	23.30	34.1	29.7		
35.0	30.91	47.0	37.25		
39.0	36.55	51.0	39.6		
39.0	17.86				
47.0	26.88				
47.0	42.63				
51.0	47.75				

Presiones de diseño para el revestimiento definitivo. Para calcular este diagrama de presión lateral se utilizó la ecuación (4), con un coeficiente de empuje de tierras en reposo $K_0 = 0.5$.

$$p_{0z} = K_0 \cdot (x \cdot z - u_z + q_s) + u_z \quad (4)$$

En la Tabla 6 se muestran los resultados obtenidos y en la Figura 15 se observa el diagrama de presión de poro y la distribución piezométrica.

Cálculo de la presión activa y la presión de diseño del revestimiento primario, según Tamez et al., 1987

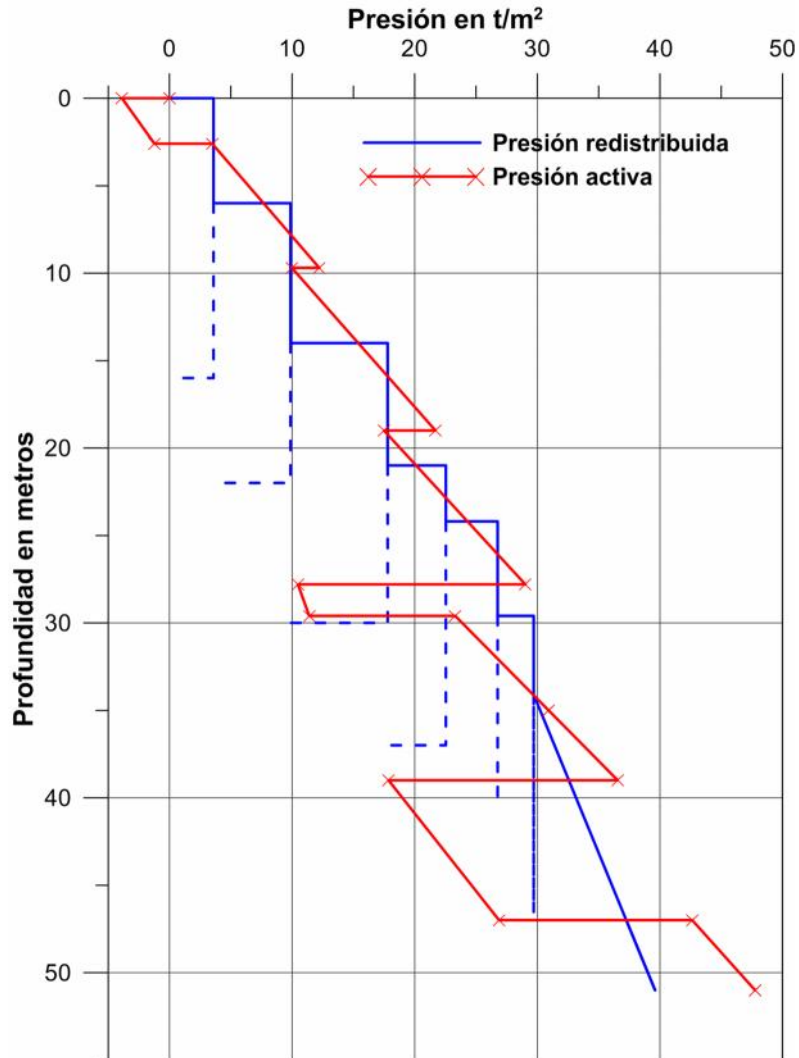


Figura 14. Presiones de diseño para el revestimiento primario

Cálculo de la presión de diseño para el revestimiento definitivo, según Tamez et al., 1987

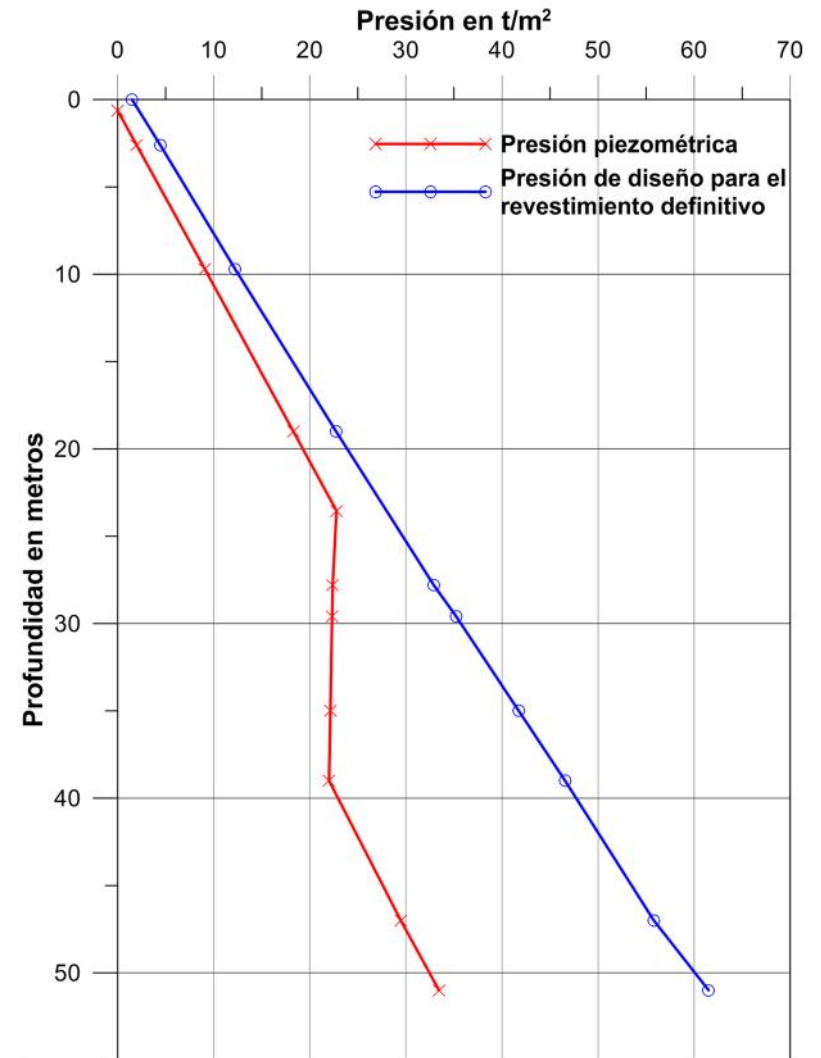


Figura 15. Presiones de diseño para el revestimiento definitivo

3.3 Falla general del fondo

La falla de fondo por esfuerzo cortante, se presenta en arcillas blandas y saturadas, manifestándose como un levantamiento brusco del fondo provocado por el desalojo del material simultáneamente con el hundimiento repentino de la superficie del terreno aledaño a la excavación. La rigidez estructural del muro introduce dos acciones favorables ante la falla del suelo en la que se empotra el muro: aquella producida por el momento resistente del muro y la otra por la fricción que se desarrolla entre el muro y el suelo.

En la Figura 16 se muestra el mecanismo de falla de fondo en excavaciones profundas ademas.

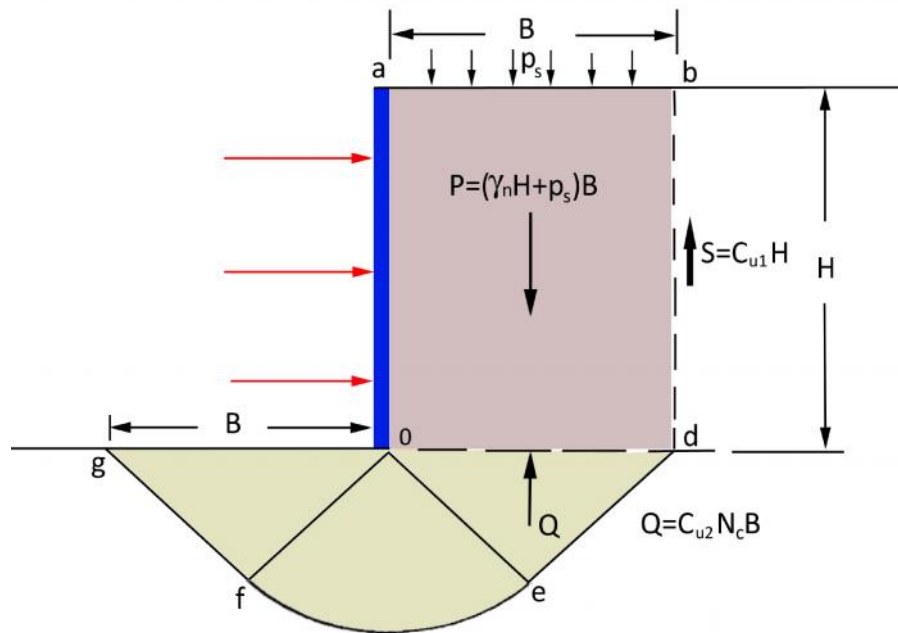


Figura 16. Mecanismo de Terzagui-Prandtl para la falla de fondo

El factor de seguridad que debe ser superior a 1.7 (Referencia 6), se determina mediante la relación entre los momentos de las fuerzas resistentes y de las fuerzas actuantes; para un depósito homogéneo, la ecuación simplificada para un mecanismo de falla tridimensional es:

$$(FS)_f = \frac{5.14 \cdot \left(1 + 0.2 \cdot \frac{H}{B}\right) \cdot \left(1 + 0.2 \cdot \frac{B}{L}\right) \cdot c_u}{(\gamma \cdot H) + q_s} \geq 1.7 \quad (5)$$

- donde:
- c_u resistencia no drenada media a lo largo de la superficie de falla, la cual se extiende entre 2.5D por arriba del fondo de la excavación y 0.7B por debajo de esa profundidad, t/m^2
 - γ peso volumétrico del suelo, t/m^3
 - H profundidad de análisis
 - B ancho de la excavación
 - L longitud del tramo a excavar
 - q_s sobrecarga en la superficie, $1.5 t/m^2$

Para una lumbrera se tiene $B=L=D$, diámetro de la excavación; asimismo, deben considerarse los siguientes valores máximos:

$$\frac{H}{B} \leq 2.5 \quad \text{y} \quad \frac{B}{L} \leq 1.0$$

En la Tabla 7 y en la Figura 17 se muestran los resultados obtenidos donde se aprecia que a partir de los 23.5 m se presentará falla de fondo.

Tabla 7. Falla general del fondo

ESTRATO	Material	Profundidad de calculo ml	FS_f
A	CS	2.60	9.36
B	FAS	9.70	3.68
		12.50	2.32
		15.00	1.99
		19.00	2.06
		23.50	1.78
		27.80	1.59
C	CD	29.60	1.26
D	FAI	35.00	1.33

3.4 Falla por pateo

Este factor de seguridad se calcula con la siguiente expresión (Referencia 6), ver Figura 19:

$$(FS)_p = \frac{c \cdot L \cdot r + W \cdot l + M_p}{p_r \cdot \frac{h_p^2}{2}} \geq 1.5 \quad (6)$$

donde:

- c resistencia al corte no drenada media a lo largo de 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 los límites de la superficie de falla
- l distancia del paño del muro al centro de gravedad del suelo resistente
- M_p momento flexionante resistente del muro, obtenido del diseño estructural preliminar
- p_r presión redistribuida sobre el muro
- h_p longitud del muro entre el último nivel de apuntalamiento y el nivel de desplante

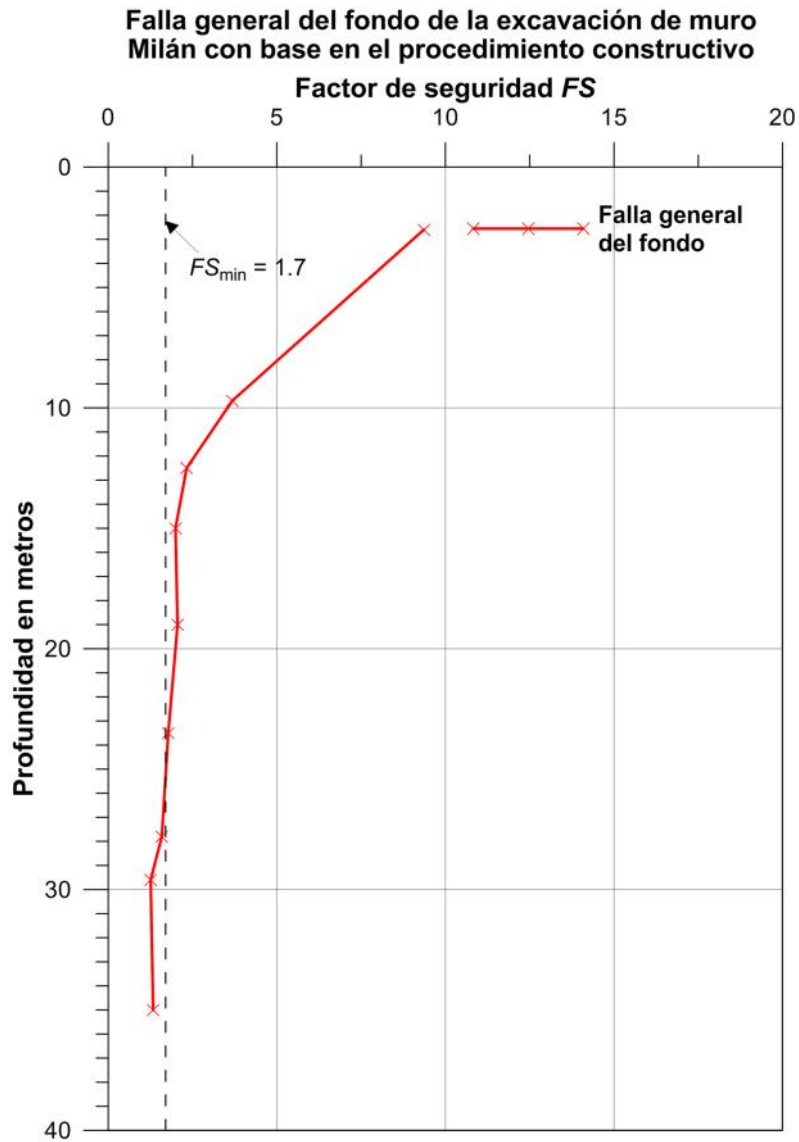


Figura 17. Falla general del fondo de la excavación

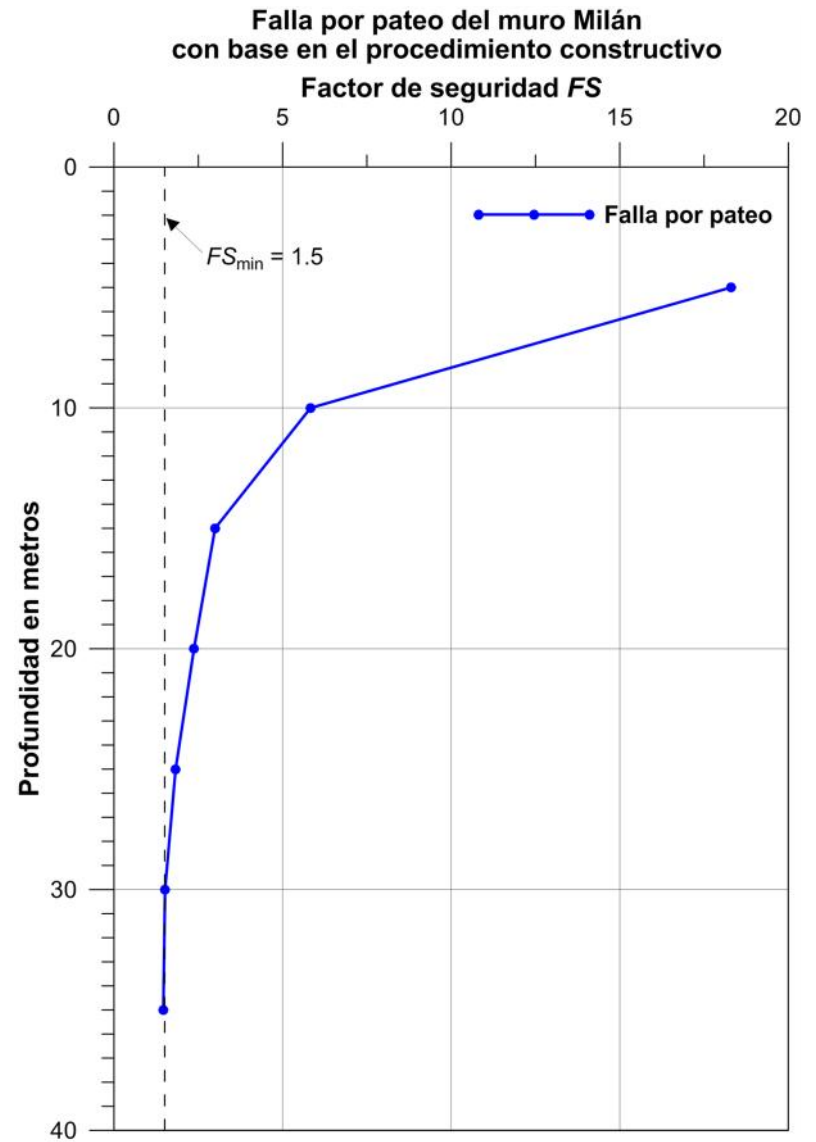


Figura 18. Falla por pateo

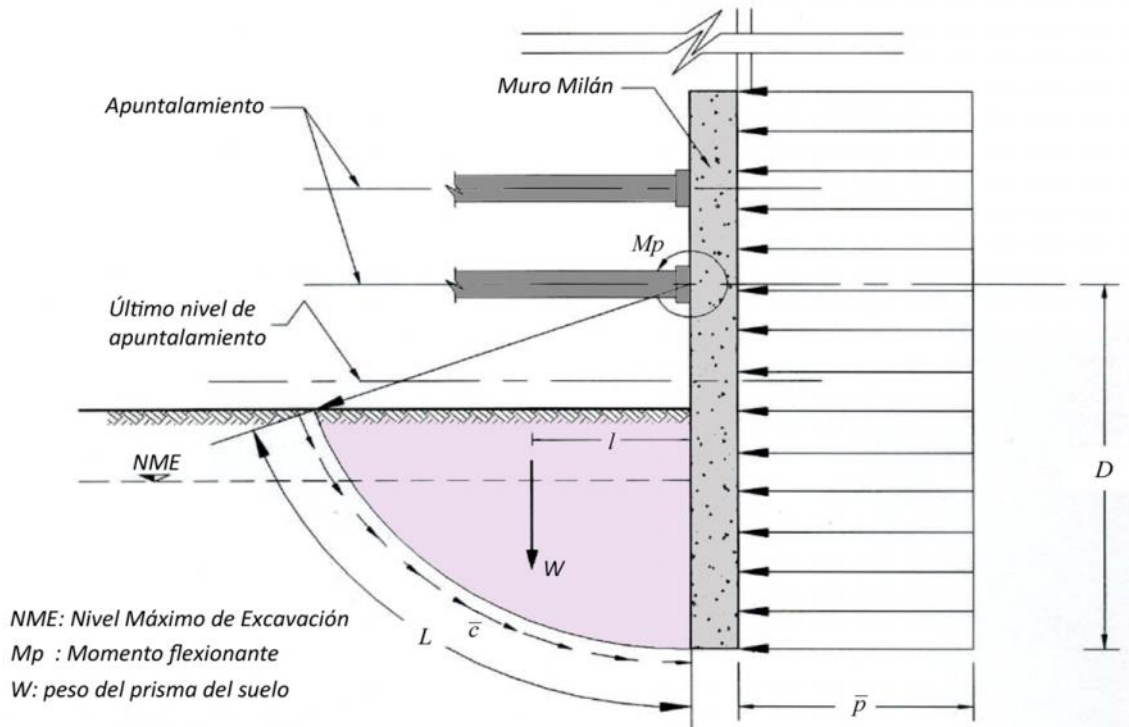


Figura 19. Mecanismo de falla por pateo del muro

En la Tabla 8 y en la Figura 18 se presentan los resultados obtenidos con base al procedimiento de excavación, considerando la colocación del apuntalamiento 3.0 m arriba del nivel de excavación de análisis.

La longitud de empotramiento resultó de 11.0 m debajo del nivel máximo de excavación de 35.0 m, por lo que la profundidad del muro Milán es de 46.0 m.

Tabla 8. Falla por pateo del muro Milán

ESTRATO	Material	Profundidad de cálculo m	FS_p
A	CS		
B	FAS	5.00	18.30
		10.00	5.83
		15.00	3.00
		20.00	2.37
		25.00	1.83
C	CD	30.00	1.51
D	FAI	35.00	1.46

3.5 Falla por flotación

Condiciones estáticas. Una vez que se diseñe el revestimiento definitivo de la lumbrera, se revisará mediante la expresión (7) que el peso total de la lumbrera más un efecto de adherencia entre las paredes de la estructura y el suelo, sea mayor que la fuerza de subpresión en la base, ver Figura 20.

$$FS_{flotEST} = \frac{W_{Lumbrera} + \bar{s}_0 \cdot A_{lateral}}{u_b \cdot a_{base}} \geq 1.4 \quad (7)$$

donde: $W_{Lumbrera}$ peso total de la lumbrera, ton
 $A_{lateral}$ adherencia lateral, m²
 a_{base} área de la base, m²
 u_b subpresión en la base, t/m²
 \bar{s}_0 adherencia media, t/m²

La variación de la adherencia con la profundidad, s_{0z} , se estima en función de los esfuerzos efectivos verticales con la siguiente ecuación (Referencia 7):

$$s_{0z} = K_{wz} \cdot \dagger_z \quad (8)$$

de donde la adherencia media se calcula como:

$$\bar{s}_0 = \frac{K_\phi \cdot \int \sigma_0 \cdot dz}{H_{máx}} \quad (9)$$

donde: K_{1w} coeficiente de fricción lateral igual a 0.3
 $H_{máx}$ profundidad máxima de excavación de la lumbrera
 $\int \sigma_0 dz$ área del diagrama de esfuerzos verticales efectivos en la masa de suelo

Sustituyendo en la ecuación (7) y con los siguientes datos:

$W_{Lumbrera} = 5,652.04 \text{ t/m}^2$, obtenido del análisis estructural
 $a_{lateral-Lumbrera} = 2,167.7 \text{ m}^2$ para D = 15 m y profundidad del muro de 46.0 m
 $a_{base} = 153.94 \text{ m}^2$
 Adherencia media de $\bar{s}_0 = 3.95$
 Subpresión en la base $U_{base} = 22.14 \text{ t/m}^2$

Se obtiene un factor de seguridad estática por flotación $(FS)_{flotEST} = 4.17$ superior al mínimo recomendable.

Condiciones sísmicas. En este caso se considera que el efecto de adherencia podría perderse por desplazamientos relativos entre el fuste de la lumbrera y el suelo circundante; la expresión (7) se reduce a:

$$FS_{floatSIS} = \frac{W_{Lumbrera}}{u_b \cdot a_{base-Lumbrera}} \geq 1.1 \quad (10)$$

Se obtiene un factor de seguridad sísmico por flotación $(FS)_{floatSIS} = 1.66$ superior al mínimo recomendable.

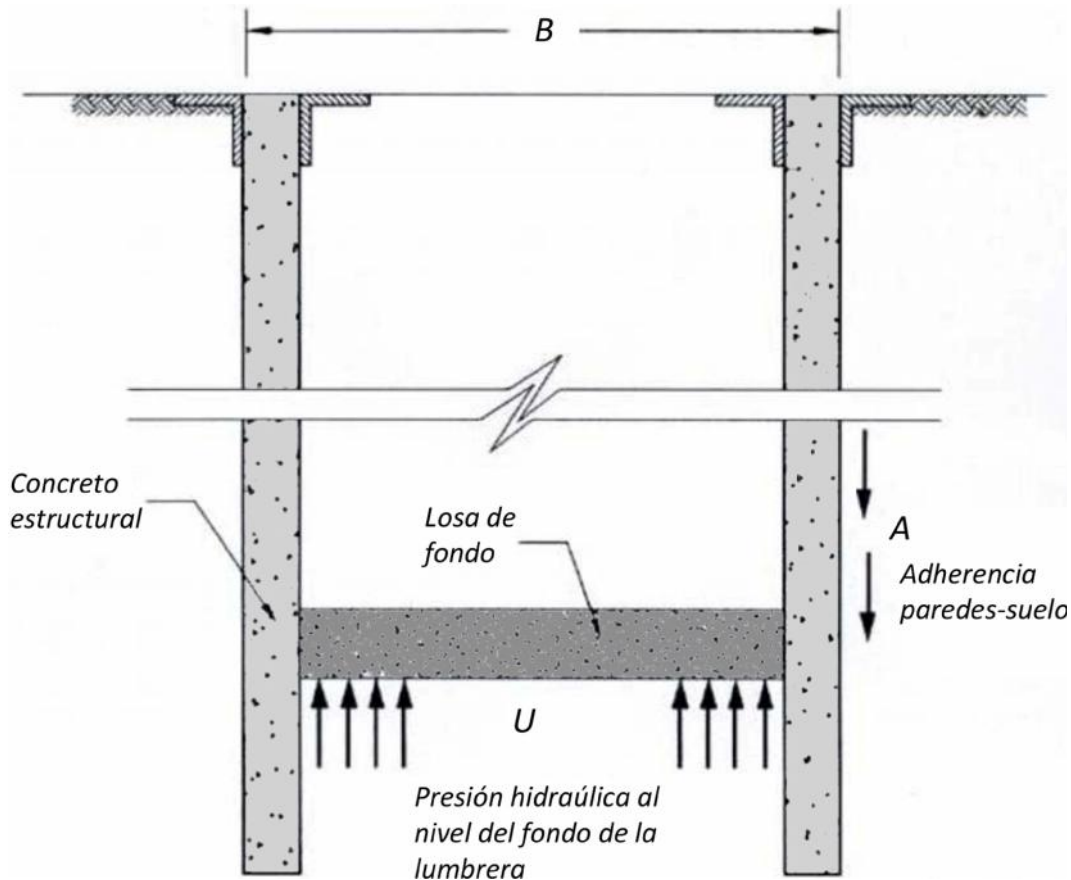


Figura 20. Mecanismo de falla por flotación

3.6 Falla por subpresión

El factor de seguridad contra la falla del fondo por el efecto de subpresión ejercida en los estratos de arena profundos se determina como (Figura 21):

$$(FS)_{sub} = \frac{P+S}{U} \geq 1.3 \quad (11)$$

- donde:
- P peso saturado del prisma bajo el fondo, ton
 - S fuerza resistente en las caras del prisma del fondo
 - U fuerza total de subpresión en la base del prisma del fondo

Considerando las propiedades del suelo, la geometría de la excavación y despreciando la resistencia lateral del suelo, la ecuación (11) queda como:

$$(FS)_{sub} = \frac{\chi h_f \cdot f D_{int} L}{u_z a_b} \geq 1.3 \quad (12)$$

donde: h_f distancia entre el fondo de la excavación y el estrato permeable, 13.5 m
 L longitud de desplante del muro Milán, 46.0 m
 u_z presión piezométrica, 30.94 t/m²
 a_b área de la base, 153.94 m²
 D_{int} diámetro interior de la lumbrera, 13.0 m

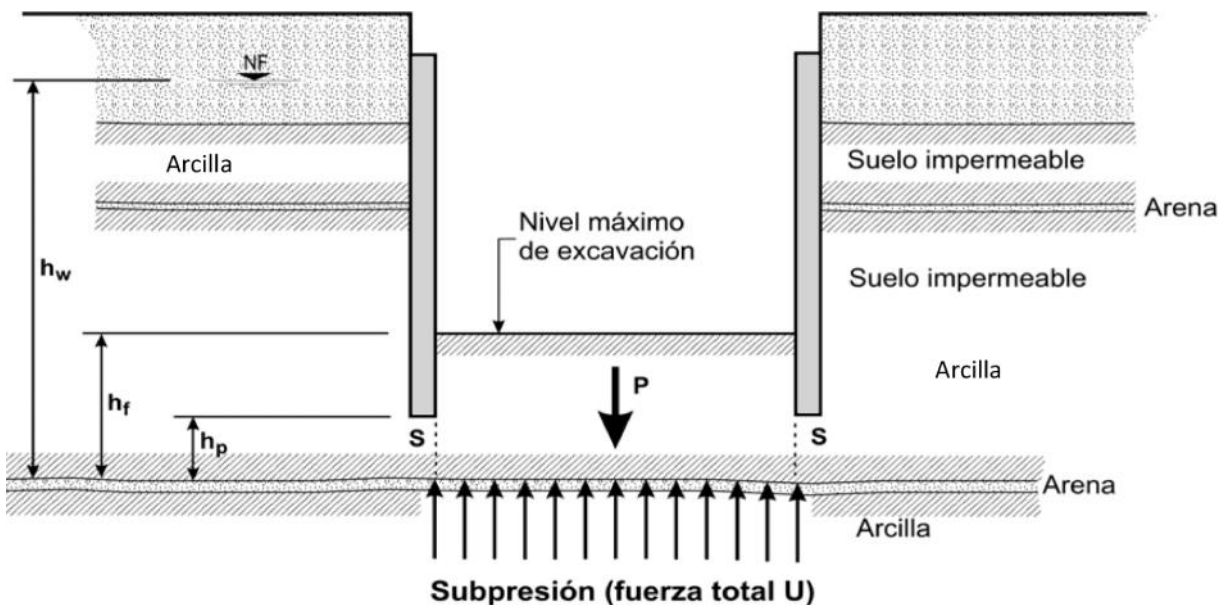


Figura 21. Mecanismo de falla por subpresión

Aplicando la expresión (12) y considerando que el lente permeable se encuentra entre los 48.0 y 49.0 m de profundidad (Ver Figura 13), nos da un factor de seguridad contra la falla por subpresión $(FS)_{sub} = 0.67$. Por lo tanto, se levantaría la arcilla del fondo de la excavación y se perdería el empuje pasivo de la pata, produciéndose así la falla por subpresión, por lo que es indispensable abatir la presión piezométrica en los estratos permeables.

Para impedir el levantamiento del fondo es necesario que la presión en la capa de arena, en el contacto superior con la arcilla, sea menor que la presión vertical total p_v , con un factor de seguridad de 2.0.

Se determinó la profundidad mínima de abatimiento, para prevenir una falla por subpresión con un factor de seguridad mínimo de 2.0, ver Tabla 9.

Tabla 9. Información para bombeo

Profundidad de estratos permeables		u_0 en la frontera superior del estrato permeable t/m ²	χ_f t/m ³	h_f m	Profundidad máxima de excavación sin bombeo, (FS=1) m	Profundidad de abatimiento desde el fondo de la excavación (FS=2.0) m
Frontera superior m	Frontera inferior m					
48.00	49.00	30.94	1.53	13.5	29.0	3.0

χ_f Peso volumétrico del suelo entre el fondo de la excavación y el estrato permeable en revisión

h_f Espesor de suelo desde el fondo de la excavación al estrato permeable para FS=1

Por lo anterior, para fines de especificación del bombeo durante la construcción, se recomienda mantener abatido el nivel del agua un mínimo de 3.0 m por debajo de la profundidad del fondo durante todo el proceso de excavación.

3.6.1 Diseño de pozos de bombeo

El gasto de de bombeo se determina mediante la siguiente expresión:

$$q = \left(\frac{f k_0 (d_0 + y_0) + 2f \sum k_{di} d_i}{\ln \frac{R_0}{r_0}} \right) S_0 \quad (13)$$

- donde:
- k_0 permeabilidad media, cm/s
 - S_0 nivel dinámico de pozos, cm
 - $\sum k_{di} d_i$ sumatoria del i-ésimo estrato con su k-esima permeabilidad
 - R_0 radio de influencia del pozo, cm
 - r_0 radio del pozo de bombeo, cm
 - d_0 nivel estático, cm
 - y_0 distancia entre el nivel dinámico y el primer estrato

Considerando una distancia entre pozos de 8.0 m, un diámetro de pozo de 12" y las permeabilidades que se indican en la Tabla 10, se obtuvieron las curvas de abatimiento que se muestran en la Figura 24, con un abatimiento de 2.8 m debajo del nivel máximo de excavación.

Tabla 10. Permeabilidad del modelo geotécnico

Estrato	Espesor d_i cm	Permeabilidad k_i cm/s
A	260	1×10^{-3}
B	2520	1×10^{-8}
C	180	1×10^{-3}
D	940	1×10^{-4}
E	800	3×10^{-3}
F	5300	1×10^{-5}

Métodos de bombeo.

- a) *Pozos de bombeo con puntas eectoras:* consiste en la excavación con máquina rotatoria usando agua como fluido de perforación, el diámetro usual es de 25 cm, posteriormente se coloca un ademe ranurado de tubo PVC de 7.5 a 10 cm de diámetro interior, el espacio anular entre el ademe y el pozo se rellena con gravilla en toda la longitud el pozo. Dentro del ademe se colocan bombas tipo eector con tubos de inyección de 13 mm de diámetro y salida de 19 mm (Figura 22).

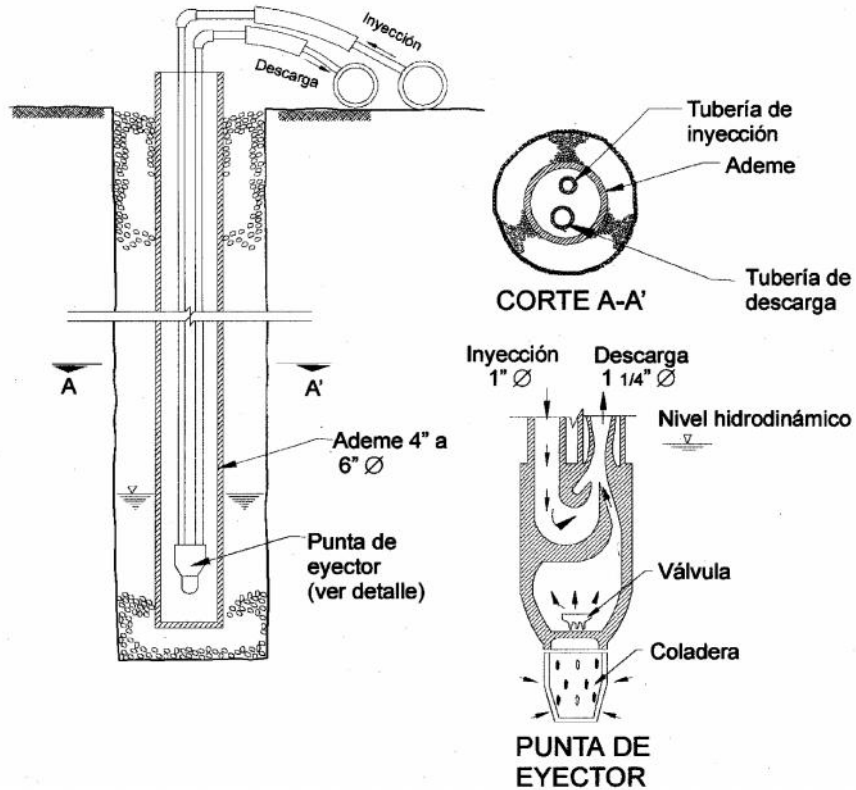


Figura 22. Características de un pozo con puntas eectoras

- b) *Pozo de bombeo profundo:* Consiste en un pozo con un filtro y ademe ranurado al que se le instala una bomba sumergible (Figura 25).

Elección del sistema de bombeo.

En la Figura 25 se muestra el arreglo mediante 12 pozos de bombeo profundo que van a extraer un caudal de 5 lps cada uno.

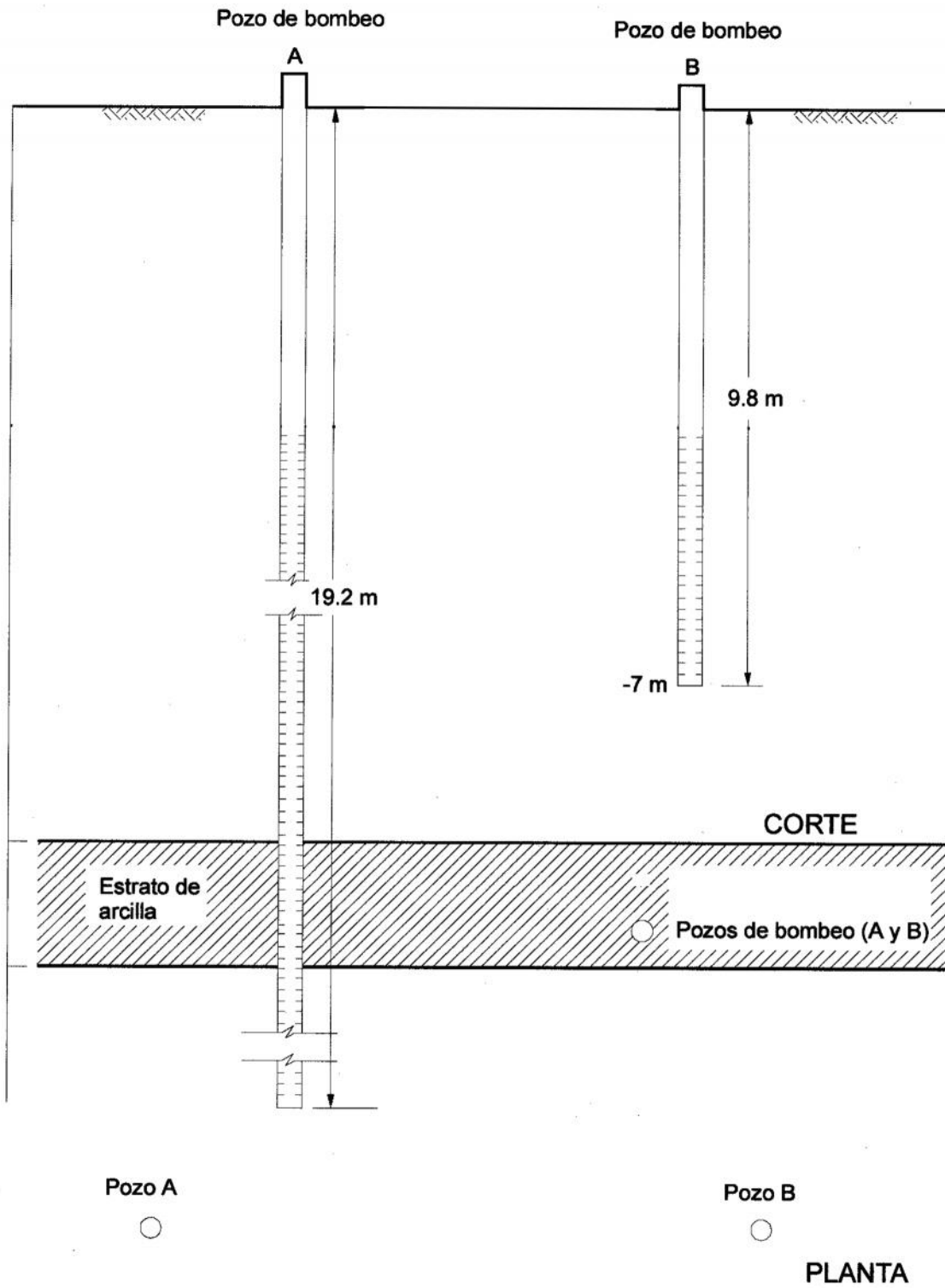


Figura 23. Esquema de pozo de bombeo profundo

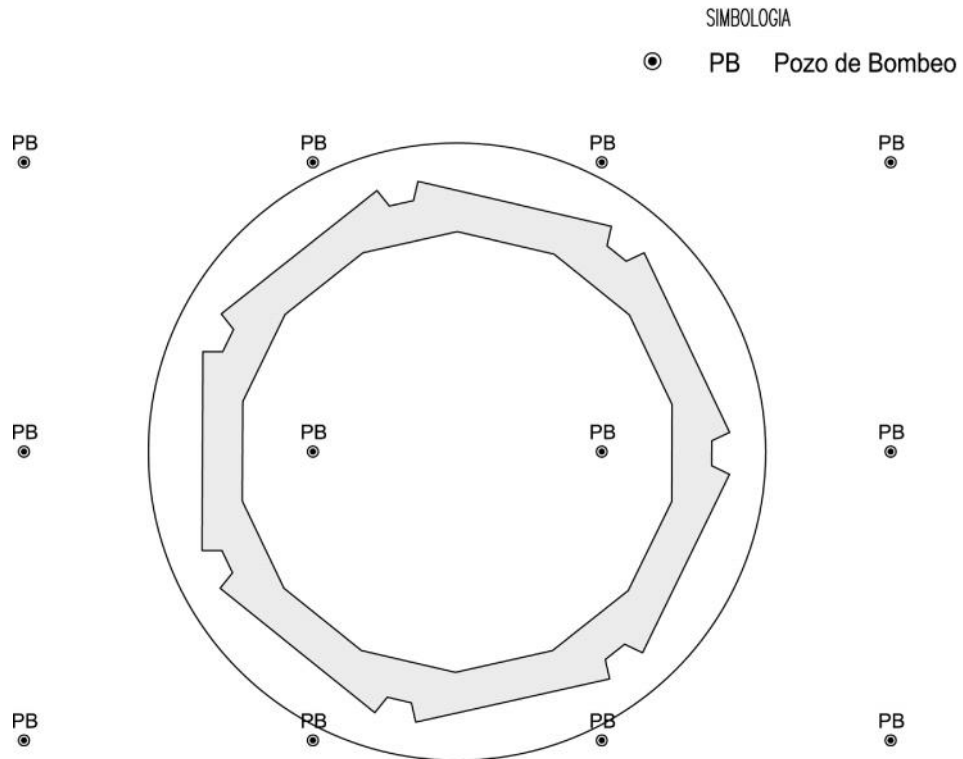
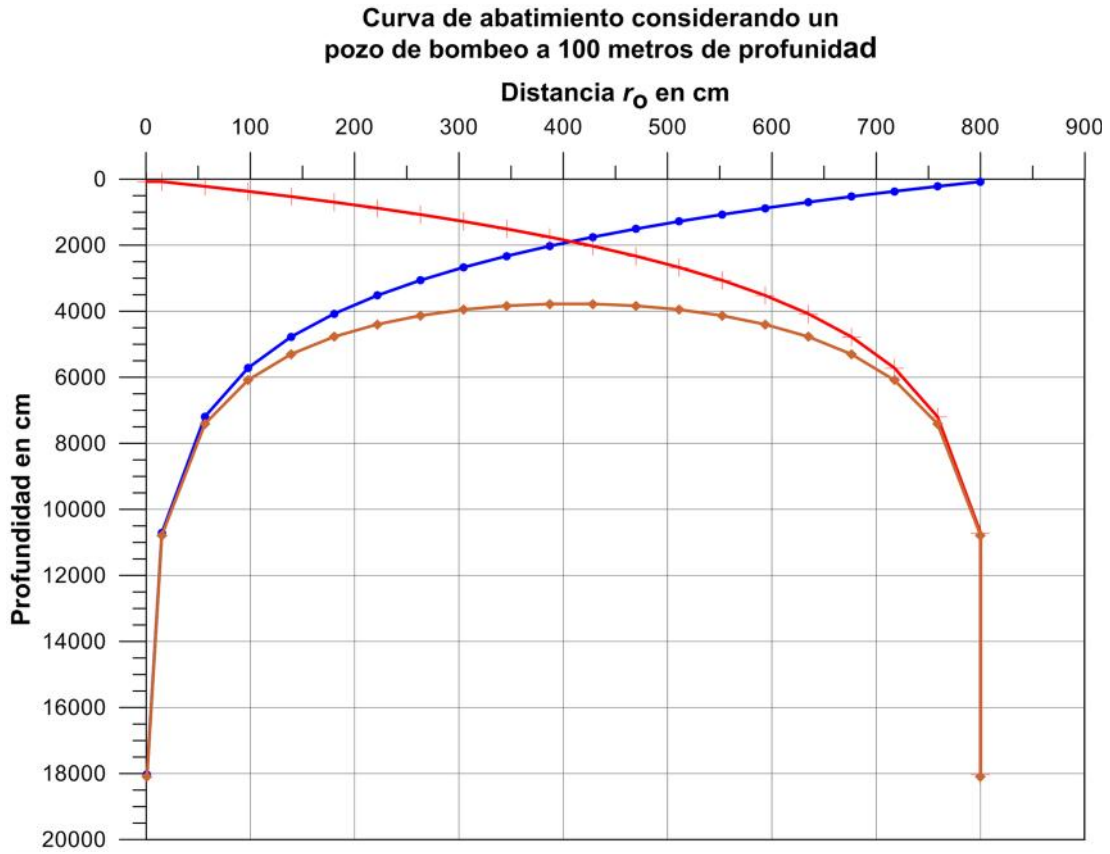


Figura 25. Arreglo de los pozos de bombeo

3.7 Fricción negativa

En caso de que el abatimiento piezométrico afecte los estratos superficiales podría generarse fricción negativa sobre el fuste de la lumbrera. Considerando que los materiales deformables se localizan hasta 39.0 m de profundidad, la fricción negativa a desarrollarse se calcula con la siguiente ecuación (Referencia 7):

$$FN = \pi D \cdot K_{\phi} \cdot \int \sigma_0 \cdot dz_i \quad (14)$$

donde: FN fricción negativa sobre la lumbrera
 D diámetro exterior de la lumbrera
 K_w coeficiente de empuje a largo plazo del estrato i , $K_{\phi} \approx 0.3$
 $\int \sigma_0 dz_i$ área del diagrama de esfuerzos verticales efectivos (para abatimiento total) en la masa de suelo

Aplicando la expresión (14) y considerando un área del diagrama de esfuerzos efectivos de 605.5 m² obtenido con la Figura 13, se obtiene:

$$FN = f \cdot D \cdot 0.3 \cdot 605.5 = 570.67 \cdot D$$

Por lo tanto, la sección más crítica del fuste de la lumbrera corresponde a la profundidad de 35 m, donde se tendrá un incremento de carga máximo de 8,560 ton para un $D = 15$ m y que deberá tomarse en cuenta en el diseño estructural.

3.8 Estabilidad de la excavación para muro Milán

La estabilidad de la zanja por excavar al construir el muro milán se revisa bajo dos condiciones: cuando esté llena con lodo bentonítico y cuando se realice la colocación del concreto.

Lodo bentonítico. El análisis de estabilidad de la zanja para el muro Milán durante la excavación, consiste en confirmar que la densidad del lodo sea la adecuada con el fin de que la presión que ejerce la columna de lodo bentonítico sobre las paredes de la excavación impida que se genere la superficie de falla; se deberá cumplir la siguiente condición:

$$\text{Resistencia confinada del suelo, } \tau_1 > \text{Esfuerzo efectivo vertical del suelo, } \tau'$$

La resistencia confinada del suelo se calcula con la siguiente expresión:

$$\sigma_1 = \sigma_3 \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) + 2c \tan \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) \quad (15)$$

donde: c resistencia al corte no drenada media del estrato representativo
 τ_3 esfuerzo efectivo del lodo bentonítico (para la revisión de la zanja con concreto corresponde al esfuerzo efectivo vertical del suelo)

Los resultados se enlistan en la Tabla 11 y con estos datos se dibujaron los diagramas de la Figura 26, en la cual se observa que si se cumple que la resistencia confinada del suelo es mayor que el esfuerzo vertical efectivo (se usó un valor de densidad de lodo bentonítico de 1.07 ton/m^3), pero en general el factor de seguridad calculado da por debajo del mínimo recomendable de 1.95.

Concreto. La introducción de concreto fresco en la zanja cambia la presión lateral ejercida contra la pared; la nueva presión es mayor que la presión hidrostática ejercida por el lodo bentonítico, por lo que se deberá revisar la siguiente condición:

$$\text{Presión efectiva del concreto, } \uparrow_c < \text{Resistencia confinada del suelo, } \uparrow_1$$

Los resultados se muestran en la Tabla 12 con los que se dibujaron los diagramas de la Figura 27, que muestra gráficamente la variación del esfuerzo efectivo ejercido por el concreto con la profundidad, junto con la resistencia confinada del suelo; al comparar ambas gráficas se observa que la desigualdad sólo se cumple entre los 0.0 y 6.0 m, y de 29.0 a 35.0 m de profundidad, donde la resistencia confinada del suelo es mayor que la presión efectivo del concreto. Por lo tanto, donde no se cumple la desigualdad, el concreto provocará un ensanchamiento de la zanja y se reflejará en el muro como un incremento en su espesor.

Tabla 11. Estabilidad de la zanja con lodo bentonítico

ESTRATO	Prof m	c t/m ²	ϕ °	Esfuerzo efectivo t/m ²	Presión del lodo t/m ²	Presión de poro t/m ²	$\tan^2(45+\phi/2)$	Resistencia confinada del suelo t/m ²	FS
Superficie	0			0		0.00		0.0	
A	2.6	4	25	1.67	2.78	1.97	2.4	8.81	5.28
B1	9.7	1.6	0	3.3	10.38	9.07	1	4.47	1.35
B2	19.0	2.7	0	5.81	20.33	18.28	1	7.45	1.28
B3	23.5	4.8	0	7.26	25.15	22.78	1	11.97	1.65
B4	27.8	4.8	0	13.24	29.75	22.38	1	16.97	1.28
C	29.6	15.0	25	16.18	31.67	22.32	2.4	39.35	2.43
D1	35.0	9.1	0	23.97	37.45	22.14	1	33.51	1.40
D2	39.	9.1	0	29.75	41.73	22	1	37.93	1.27
E	47.0	12.5	0	35.49	50.29	29.46	1	45.83	1.29
F	48.0	8.3	0	35.90	51.36	30.45	1	37.51	1.04

Tabla 12. Estabilidad de la zanja con concreto fresco

ESTRATO	Prof. m	c t/m ²	ϕ °	Esfuerzo efectivo t/m ²	Presión de poro t/m ²	$\tan^2(45+\phi/2)$	Presión efectiva concreto t/m ²	Resistencia confinada del suelo t/m ²	FS
Superficie	0			0	0.0			0.0	
A	2.6	4	25	1.67	1.97	2.4	6.24	12.27	1.97
B1	9.7	1.6	0	3.3	9.07	1	23.28	17.37	0.75
B2	19.0	2.7	0	5.81	18.28	1	45.6	32.72	0.72
B3	23.5	4.8	0	7.26	22.78	1	56.4	43.22	0.77
B4	27.8	4.8	0	13.24	22.38	1	66.72	53.94	0.81
C	29.6	15.0	25	16.18	22.32	2.4	71.04	188.8	2.66
D1	35.0	9.1	0	23.97	22.14	1	84.0	80.06	0.95
D2	39.0	9.1	0	29.75	22	1	93.6	89.80	0.96
E	47.0	12.5	0	35.49	29.46	1	112.8	108.34	0.96
F	48.0	8.3	0	35.90	30.45	1	115.2	101.35	0.88

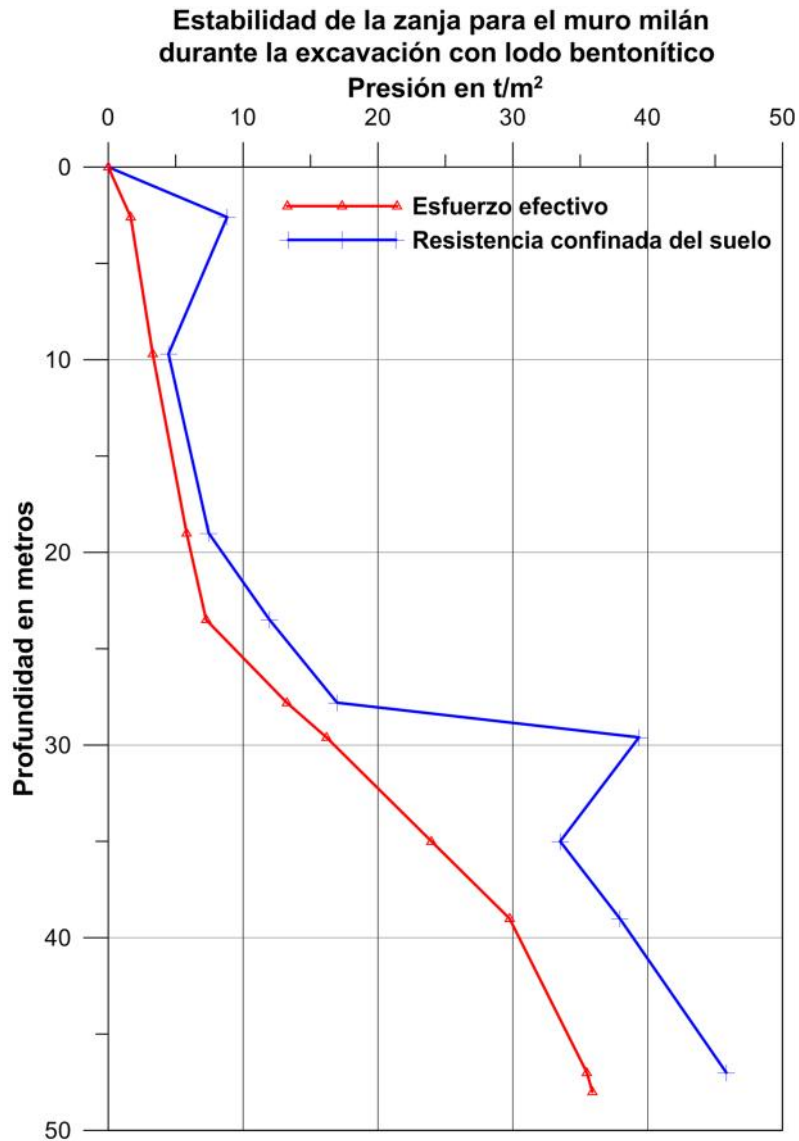


Figura 26. Presiones y esfuerzos inducidos en la zanja por el lodo bentonítico

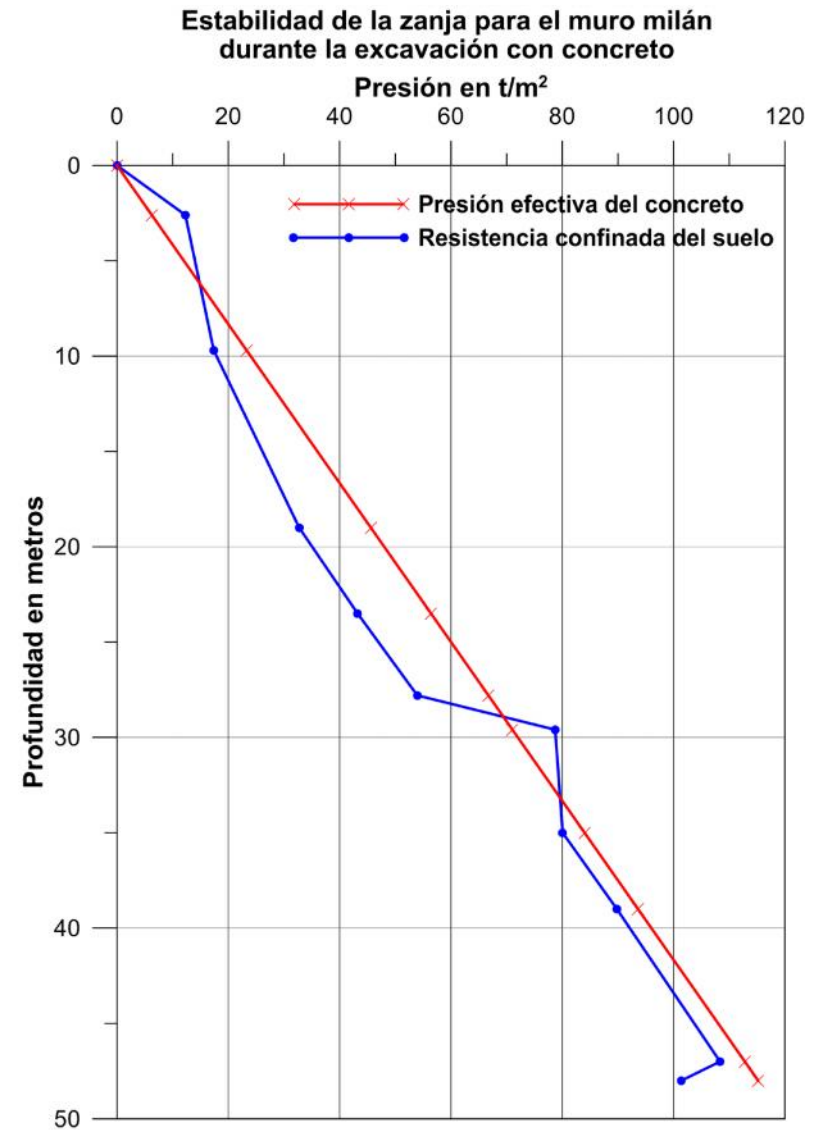


Figura 27. Presiones y esfuerzos inducidos en la zanja por el concreto fluido

3.9 Análisis a la salida del escudo

El análisis de estabilidad de la conexión de la lumbrera hacia el túnel se realiza revisando la estabilidad del frente de la excavación resultante de demoler el revestimiento de la lumbrera para permitir el paso de la tunelera, ver Figura 28.

3.9.1 Criterio de Tamez

En la Figura 28 se observa el mecanismo simplificado para analizar el equilibrio de la masa de suelo que rodea al frente de un túnel propuesto por Tamez.

$$(FS)_{esc} = \frac{2 \cdot s_{m2} \cdot \frac{Z_d}{A} \cdot (1 + \sqrt{K_p}) + 2.7 \cdot c_1 \cdot \sqrt{K_p}}{\frac{x_1 \cdot A}{3} + x_2 \cdot H + q_s + \Delta q_s} \quad (16)$$

donde:

$$s_{m2} = K_f \cdot c_2 + 0.5 \cdot [x_2 \cdot (H - Z_d) + q] \cdot tgW_2 \quad (17)$$

$$K_f = \frac{1 - \text{sen}^2 W_2}{1 + \text{sen}^2 W_2} \quad (18)$$

$$q = 2.7 \cdot c_1 \cdot \sqrt{K_p} - 0.5 \cdot x_1 \cdot A \quad (19)$$

$$K_p = tg^2 \left(45^\circ + \frac{W_1}{2} \right) \quad (20)$$

donde:	Z_d	altura de descarga
	c_1, c_2	cohesión del suelo en los prismas 1 y 2, respectivamente
	x_1, x_2	peso volumétrico del suelo en los prismas 1 y 2, respectivamente
	W_1, W_2	ángulo de fricción interna del suelo en los prismas 1 y 2, respectivamente
	A	avance sin soporte
	H	profundidad de análisis
	q_s	sobrecarga en la superficie
	Δq_s	incremento de la sobrecarga debido al revestimiento
	s_{m2}	resistencia media en las caras del prisma 2
	q	capacidad de carga neta del prisma 1 (valor límite $q = x \cdot H$)
	K_f	factor de fricción
	K_p	coeficiente de empuje pasivo

Considerando A = diámetro del túnel, la expresión del factor de seguridad para un túnel profundo en suelos puramente cohesivos se simplifica como sigue:

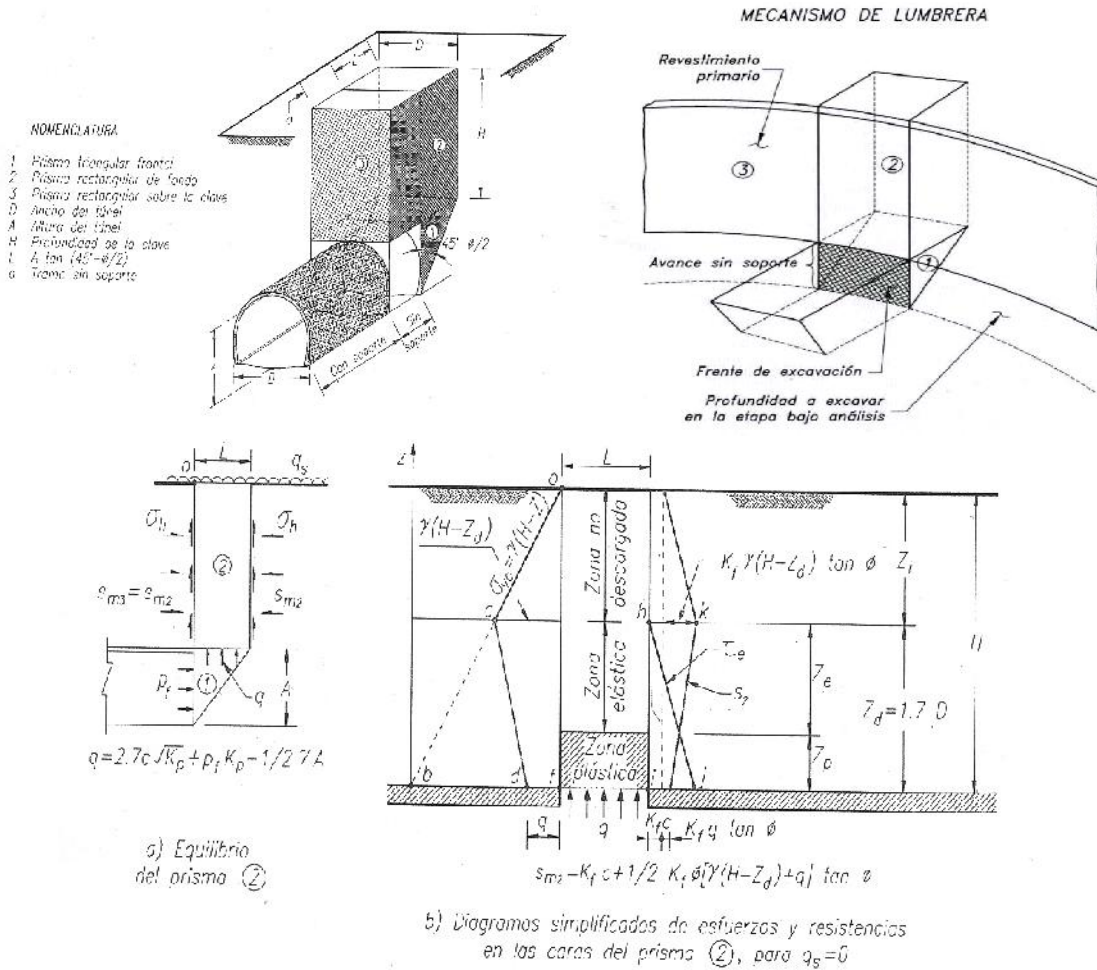


Figura 28. Mecanismo simplificado de falla de frente de un túnel

$$FS = \frac{4 \cdot \frac{Z_d}{D} \cdot c_2 + 2.7c_1}{\frac{\gamma_1 \cdot D}{3} + \gamma_2 \cdot H + q_s} \quad (21)$$

Sustituyendo los valores correspondientes se obtiene:

$$(FS)_{esc} = \frac{4 \times 1.7 \times 60 + 2.7 \times 90}{\frac{12.9 \times 7.5}{3} + 11.7 \times (32.63 - 7.5) + 30} = 1.83$$

Este valor es menor al valor mínimo de estabilidad recomendable de 2 (Referencia 8).

3.10 Comportamiento ante descarga permanente

El comportamiento de estructuras sobrecompensadas ha demostrado que la expansión continúa a través de varios años después de concluida la construcción, con velocidad decreciente en el tiempo.

3.10.1 Distribución de esfuerzos

La ecuación de Midlin para el cálculo del esfuerzo vertical \dagger_{z_0} al centro, actuando dentro de la masa de suelo (Referencia 9) ha sido integrada por Nishida (1966) para un área circular (Figura 29) mediante la siguiente expresión:

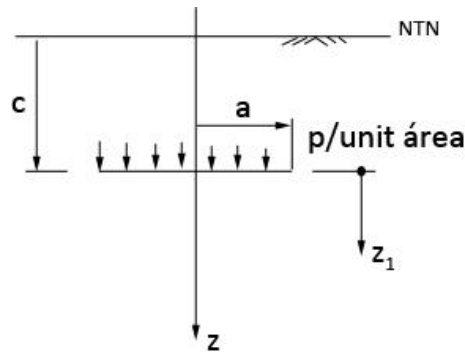


Figura 29. Distribución de esfuerzos en un área circular dentro de la masa de suelo

$$\dagger_{z_0} = \frac{p}{4(1-\epsilon)} \left[(1-2\epsilon)(z-c) \left\{ \frac{1}{\sqrt{a^2+(z+c)^2}} - \frac{1}{\sqrt{a^2+(z-c)^2}} + \frac{1}{z-c} - \frac{1}{z+c} \right\} - \left\{ \left(\frac{z+c}{\sqrt{a^2+(z+c)^2}} \right)^3 - 1 \right\} \cdot \frac{3(3-4\epsilon)z(z+c)^2 - 3c(z+c)(5z-c)}{3(z+c)^3} + 1 - \left(\frac{z-c}{\sqrt{a^2+(z-c)^2}} \right)^3 + \frac{6cz}{(z+c)^2} \cdot \left\{ 1 - \left(\frac{z+c}{\sqrt{a^2+(z-c)^2}} \right)^5 \right\} \right] \quad (22)$$

- donde:
- p esfuerzo, t/m^2
 - ν módulo de Poisson, 0.45
 - c profundidad de desplante de la lumbrera, 35 m
 - a radio de la lumbrera, 7.5 m
 - z profundidad de análisis

En la Figura 30 se muestran los esfuerzos inducidos en la masa del suelo con base en la expresión (22), tomando en cuenta las siguientes consideraciones.

- Peso volumétrico promedio: 1.41 t/m^3
- Profundidad de desplante de la lumbrera: 35.0 m
- Esfuerzo de descarga:

$$\dagger = \gamma D_f = 1.41 \frac{\text{t}}{\text{m}^3} \times 35 \text{ m} = 49.35 \frac{\text{t}}{\text{m}^2} \quad (23)$$

- Presión neta transmitida al terreno por la lumbrera construida (Tabla 13):
- Radio de la lumbrera: 7.5 m

Tabla 13. Presión neta

Diámetro interior	13.00	m
Profundidad de desplante	35.0	m
Espesor de muros	1.00	m
Diámetro exterior	15.00	m
Espesor de losa de fondo	2.50	m
Tirante de agua máximo considerado	7.80	m
Peso volumétrico del concreto	2.40	t/m^3
Peso volumétrico del agua	1.00	t/m^3
Peso de concreto	5,219.25	t
Peso de agua	1,035.31	t
Peso total de la lumbrera	6,254.57	t
Área de la lumbrera	176.71	m^2
Presión neta	35.39	t/m^2

Como se observa en la Figura 30, se aprecia que a la profundidad de 35.0 m se define un valor de esfuerzo de descarga igual a 49.35 t/m^2 y la presión provocada por la construcción de la lumbrera es de 35.39 t/m^2 , por lo que se presentó una expansión al momento de construir dicha lumbrera.

Observamos también que el diferencial del decremento de la distribución del esfuerzo con respecto de la profundidad es de 13.96 t/m^2 al nivel de desplante y disminuye prácticamente a cero a la profundidad de 40.60 m .

Por lo cual, se comprueba que a mayor profundidad el valor de la distribución del esfuerzo vertical no es relevante en un análisis esfuerzo-deformación, siendo la profundidad de 41 m la adecuada para el cálculo de movimientos verticales.

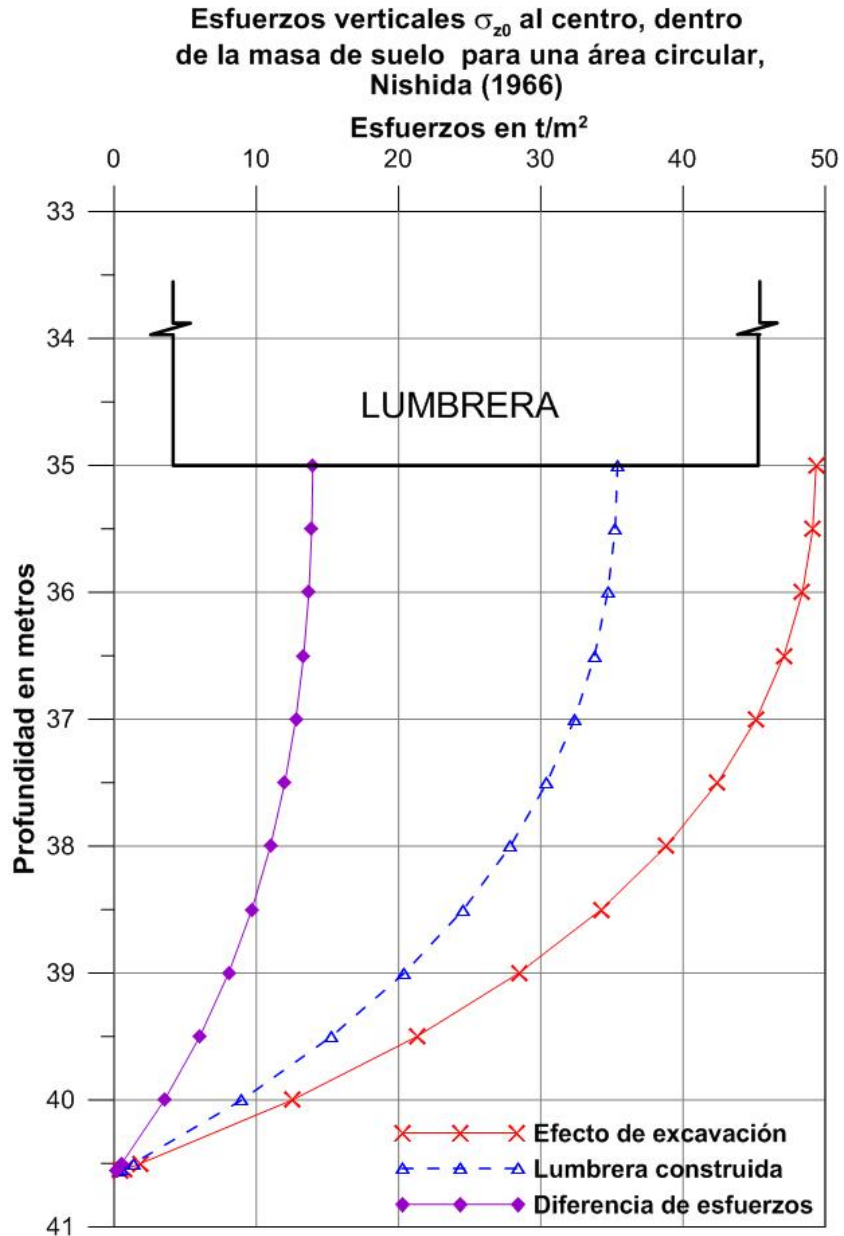


Figura 30. Distribución de esfuerzos verticales, Nishida (1966)

3.10.2 Análisis de movimientos verticales

Se deben estimar las expansiones y asentamientos en cada una de las etapas constructivas del cajón y durante su vida útil; en el cálculo se analizarán las siguientes deformaciones:

1) Asentamiento por bombeo previo

Cuando se emplea el bombeo por gravedad para eliminar la subpresión en una capa de arena bajo el fondo de la excavación, el asentamiento puede estimarse considerando que el abatimiento del nivel freático se presenta sólo en la zona a excavar. El asentamiento por bombeo previo puede estimarse con la siguiente expresión:

$$u_b = m_v \cdot x_w h \cdot B \cdot F_f \cdot U \quad (24)$$

donde: m_v módulo de compresibilidad volumétrica
 B ancho de la cimentación, igual al diámetro de la lumbrera, 15 m
 $x_w h$ abatimiento de la presión piezométrica, 30.44 t/m²
 F_f factor de forma, adimensional
 U grado de consolidación alcanzado durante el bombeo, %

Se obtiene un asentamiento por bombeo previo de $u_b = 17$ cm.

2) Expansión asociada a la excavación.

Es indispensable revisar las condiciones a largo plazo para verificar si existirá una descarga neta, se analizará la expansión provocada por el alivio de esfuerzo al realizar la excavación dada por la siguiente expresión:

$$u_e = M_e \Delta \uparrow_{exc} H \quad (25)$$

$$M_e = \frac{1}{E} \quad (26)$$

donde M_e módulo elástico, cm²/kg
 $\Delta \uparrow_{exc}$ decremento de esfuerzos, kg/cm²
 H espesor del estrato considerado, 500cm
 E módulo de elasticidad, 50 kg/cm²

La expansión provocada por el alivio de esfuerzo al realizar la excavación resultó de $u_{z0exp} = 45.0$ cm.

3) Asentamiento por recompresión.

Los desplazamientos verticales al centro dentro de una masa de suelo para un área circular se evalúan con la expresión siguiente (Referencia 9):

$$u_{z0} = \frac{p(1+\epsilon)}{4E(1-\epsilon)} \left[(3-4\epsilon) \left\{ \sqrt{a^2 + (z-c)^2} - (z-c) \right\} + (5-12\epsilon + 8\epsilon^2) \left\{ \sqrt{a^2 + (z+c)^2} - (z+c) \right\} + \right. \\ \left. (z-c) - \frac{(z-c)^2}{\sqrt{a^2 + (z-c)^2}} + \frac{(3-4\epsilon)(z+c)^2 - 2cz}{z+c} - \frac{2cz(z+c)^2}{\left(\sqrt{a^2 + (z+c)^2} \right)^3} + \frac{2cz}{z+c} - \right. \\ \left. \frac{(3-4\epsilon)(z+c)^2 - 2cz}{\sqrt{a^2 + (z+c)^2}} \right] \quad (27)$$

donde: E módulo de elasticidad, 500 t/m²

El asentamiento por recompresión al colocar la lumbrera resulta de $\dots_{z0rec} = 17.0 \text{ cm}$.

Para el análisis de movimientos verticales emplearemos la siguiente convención:

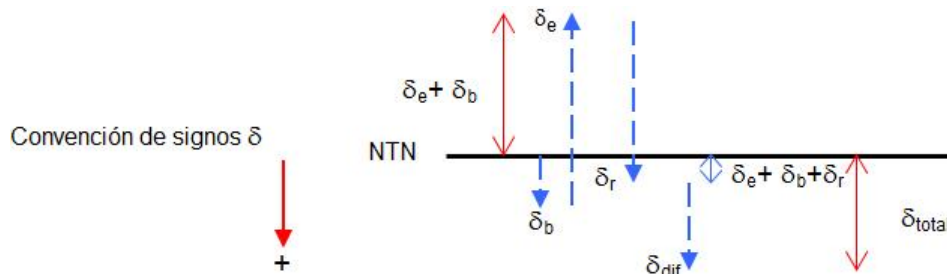


Figura 31. Convención de signos de movimientos verticales

Con base en la Figura 31 y con los resultados obtenidos se concluye que se tiene una expansión al final de la construcción de la lumbrera de **11 cm**.

3.11 Análisis sísmico

3.11.1 Método riguroso

Para el diseño sísmico de lumbreras es necesario considerar la modificación del movimiento inducido en el depósito de suelo por la presencia de la estructura. Esta condición obliga a considerar tanto los efectos de la interacción cinemática como la interacción inercial.

Para el análisis riguroso de la respuesta sísmica de lumbreras en un medio estratificado es necesario resolver un problema tridimensional que considere explícitamente los efectos de la profundidad de desplante y la estratigrafía del sitio. En el modelo se supone una placa rígida en superficie, rugosa y carente de masa, sujeta a vibraciones torsionales, verticales y horizontales. Este elemento representa la parte superior, o cabeza, de la lumbrera. El medio corresponde a un depósito de suelo estratificado horizontalmente, apoyado sobre una base fija. El dominio de análisis se divide en una región interior y otra exterior. La primera, bajo la cabeza, representa el cuerpo de la lumbrera mediante la asignación de propiedades congruentes con los materiales que lo constituyen; en el caso de lumbreras flotantes, bajo su losa de fondo se considera la columna de suelo de soporte. La segunda región corresponde a la zona que envuelve a la estructura, con condiciones de frontera libre en la superficie y fija en la base (Figura 32).

Con este procedimiento se determinan las fuerzas cortantes y momentos flexionantes que actúan a lo largo de la profundidad de la lumbrera.

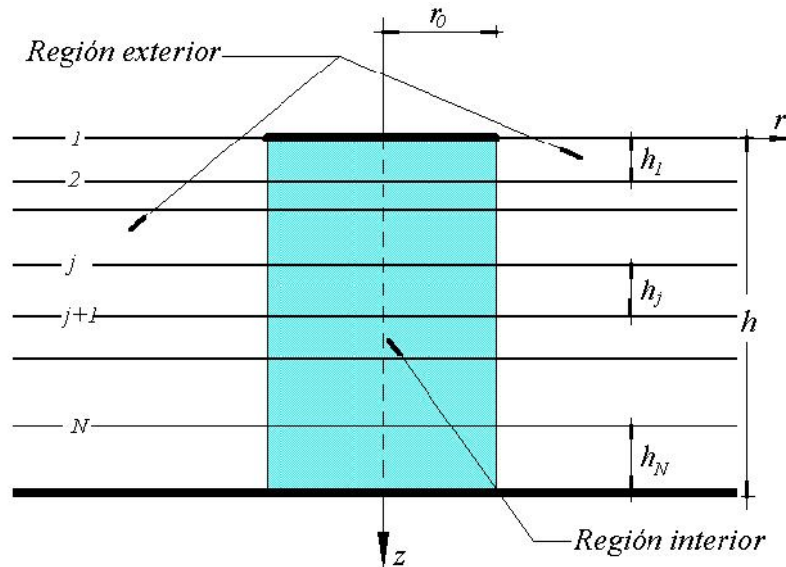


Figura 32. Dominio de análisis

3.11.2 Método simplificado

El método riguroso de análisis para la revisión sísmica de las lumbreras descrito en el inciso anterior se puede simplificar considerando modelos que consideren una o dos capas apoyadas sobre una base rígida, estas soluciones se derivan de los resultados obtenidos con el método riguroso. En nuestro caso utilizaremos este método simplificado.

Con base en la experiencia que del análisis sísmico de lumbreras, tenemos un procedimiento simplificado para estimar las acciones dinámicas en este tipo de elementos considerando su interacción con el suelo. Este método de análisis se fundamenta en el cálculo de los valores estáticos del cortante y momento, multiplicados por factores de amplificación que consideran el efecto dinámico. Para su aplicación se requiere del conocimiento de la aceleración máxima del terreno en la base del depósito de suelo.

3.11.2.1 Método simplificado con el modelo geotécnico de dos capas

Con base en la estratigrafía encontrada, el modelo geotécnico de dos capas se adecua más a nuestro problema (ver Figura 33), el estrato superior representa los depósitos superficiales, donde se presenta la mayor amplificación de la respuesta sísmica y el estrato inferior representa los depósitos profundos. Los casos estudiados buscan abarcar las mayores combinaciones geométricas y materiales de sistemas suelo-lumbrera.

Los parámetros del sistema que se han fijado constantes que se muestran a continuación:

- Lumbrera: $v_o = 0.2, \zeta_o = 0.05$
- Depósitos superficiales: $v_1 = 0.45, \zeta_1 = 0.1$
- Depósitos profundos: $v_2 = 0.3, \zeta_2 = 0.08$

Los parámetros investigados son la relación de esbeltez H_o/r_o y los contrastes de rigidez β_o/β_1 (estructura/suelo) y β_1/β_2 (suelo/basamento). Los valores considerados para estos parámetros se indican en la Tabla 14. En todos los casos analizados se asume que $\rho_o/\rho_1 = 1.5$ y $\rho_1/\rho_2 = 0.8$.

Para el desarrollo del método simplificado, se calcularon los valores estáticos de la fuerza cortante Q_o y el momento flexionante M_o a diferente profundidad, así como los valores medios de cortante y momento máximos debidos a sismos de diseño simulados. El cociente entre ellos permite definir factores de amplificación que consideran el efecto dinámico.

PROCEDIMIENTOS PARA EL CÁLCULO DE CORTANTES Y MOMENTOS:

Para calcular la distribución con la profundidad de la fuerza cortante y el momento flexionante que actúan sobre lumbreras, deben seguirse los pasos que se describen a continuación.

1. Establecer la aceleración máxima del terreno en roca para los sismos de diseño considerados.

La aceleración máxima del terreno en la base del depósito del suelo se define para dos niveles de diseño: 1) sismo frecuente con 10% de probabilidad de excedencia en 5 años de periodo de exposición y 2) sismo raro con 10% de probabilidad de excedencia en 50 años de periodo de exposición.

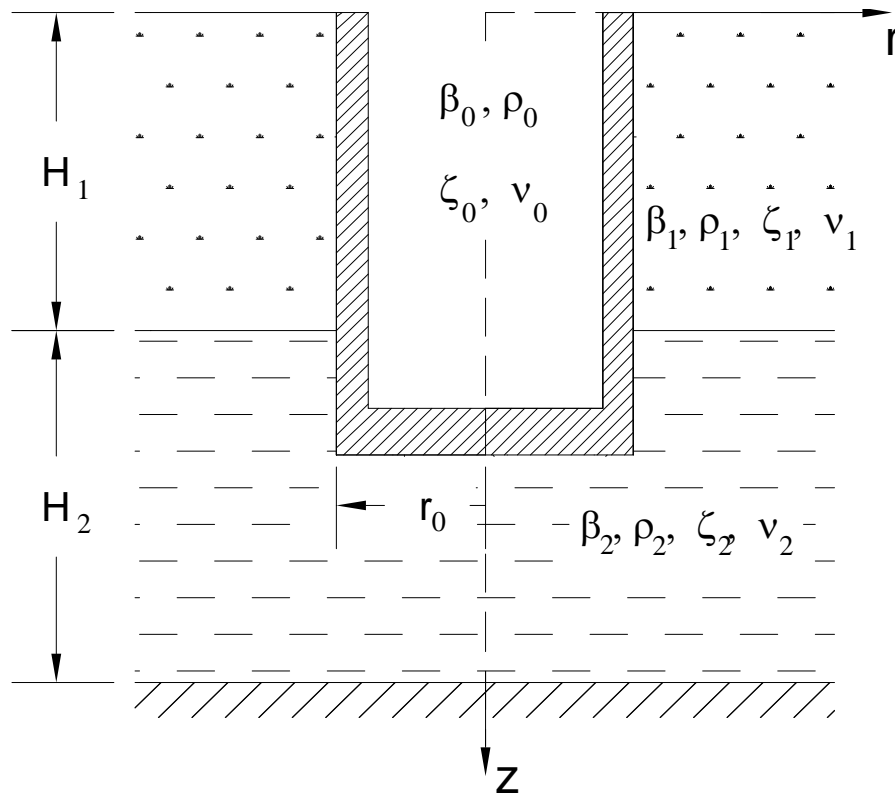


Figura 33. Sistema suelo-lumbrera para análisis de interacción dinámica, modelo geotécnico de dos capas

Caso		H_o/r_o	H_1/r_o	H_2/r_o	β_o/β_1	β_1/β_2
A	1	6 (48/8)	4 (32/8)	3 (24/8)	4.5 (2250/500)	0.4 (500/1250)
	2				9 (2250/250)	0.333 (250/750)
	3				18 (2250/125)	0.25 (125/500)
B	1	9 (72/8)	4 (32/8)	6 (48/8)	4.5 (2250/500)	0.4 (500/1250)
	2				9 (2250/250)	0.333 (250/750)
	3				18 (2250/125)	0.25 (125/500)
C	1	12 (96/8)	4 (32/8)	9 (72/8)	4.5 (2250/500)	0.4 (500/1250)
	2				9 (2250/250)	0.333 (250/750)
	3				18 (2250/125)	0.25 (125/500)
D	1	15 (120/8)	4 (32/8)	12 (96/8)	4.5 (2250/500)	0.4 (500/1250)
	2				9 (2250/250)	0.333 (250/750)
	3				18 (2250/125)	0.25 (125/500)

Tabla 14. Parámetros de los sistemas investigados

El periodo de recurrencia para la acción sísmica que tiene una probabilidad de excedencia p en un tiempo t es:

$$T_r = \frac{t}{e^p - 1} \quad (28)$$

Así, los periodos de retorno para los sismos de diseño considerados son:

$$T_r^{(1)} = \frac{5}{e^{0.1} - 1} = 47.5 \text{ años}$$

$$T_r^{(2)} = \frac{50}{e^{0.1} - 1} = 475 \text{ años}$$

El sismo de 47.5 años es para la condición temporal donde el comportamiento de la lumbrera sin revestimiento estructural es elástico ($Q = 1$) y el sismo de 475 años es para la condición definitiva donde el comportamiento de la lumbrera con revestimiento estructural es inelástico ($Q = 2$). Los espectros de respuesta para estos sismos de diseño se muestran en la Figura 34.

La aceleración que se espera para el sismo con tiempo de retorno $T_r = 47.5$ años y $T_r = 475$ años es $\ddot{x}_g = 39.7 \text{ m/s}^2$ y $\ddot{x}_g = 91.4 \text{ m/s}^2$, respectivamente.

$$\ddot{x}_g(47.5) = 39.7 \text{ cm/s}^2 \quad \frac{\ddot{x}_g(47.5)}{g} = 0.040 \quad (29)$$

$$\ddot{x}_g(475) = 91.4 \text{ cm/s}^2 \qquad \frac{\ddot{x}_g(475)}{g} = 0.093 \qquad (30)$$

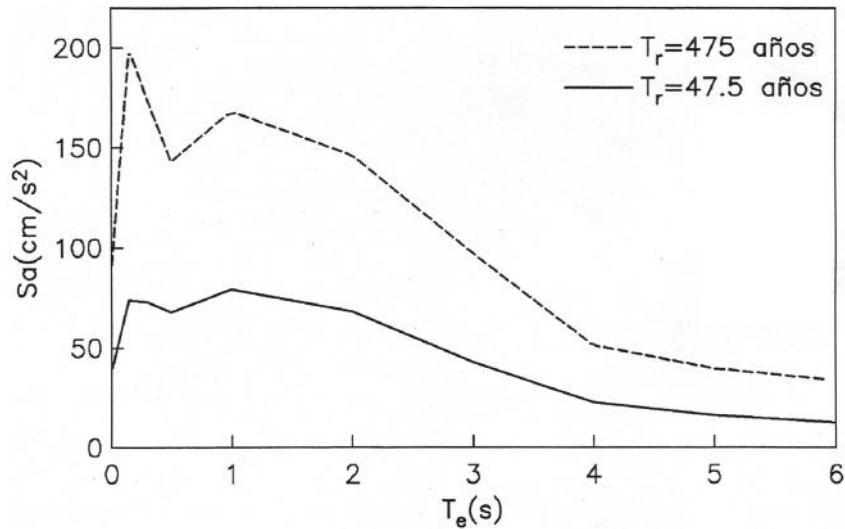


Figura 34. Espectros de peligro uniforme en roca para el Valle de México

- Calcular la velocidad de cortante y la densidad promedias del subsuelo hasta una profundidad $H_1 = 4r_o$, utilizando la expresión:

$$S_{1, \dots, 1} = \frac{H_1}{\sum_n \frac{h_n}{S_n}, \frac{h_n}{\dots_n}} \qquad (31)$$

donde S_n es la velocidad de corte, \dots_n la densidad y h_n el espesor del n-ésimo estrato en los depósitos superficiales.

Datos de la lumbrera:

Altura de la lumbrera $H_o = 35.0$ m

Radio de la lumbrera $r_o = 7.5$ m

Profundidad del estrato $H_1 = 4 \times 7.5 = 30$ m

Con base en los estratos del suelo que tenemos asumiremos $H_1 = 29.5$ m.

Se puede correlacionar la velocidad de onda de corte de la arcilla de la Ciudad de México con su resistencia de punta en una prueba de cono eléctrico (Referencia 9) mediante la siguiente expresión:

$$S = y \sqrt{\frac{q_c}{N_{kh} \gamma_s}} \quad (32)$$

Donde: S velocidad de onda de corte, m/s
 q_c resistencia de punta, t/m²
 γ_s peso volumétrico del suelo, t/m³
 N_{kh} se obtiene de la Tabla 15
 y se obtiene de Tabla 16

Tabla 15. Valores sugeridos de N_{kh}

Tipo de suelo	Valores de N_{kh}		
	Máximo	Medio	Mínimo
Arcilla del lago de Texcoco preconsolidado y virgen	14.0	9.5	6.7
Arcillas del lago Xochimilco-Chalco	14.0	9.9	7.0
Suelos areno-limosos de las capas duras en todo el valle	16.0	11.1	8.0

Tabla 16. Valores de las constantes

Tipo de suelo	X_s	η
	t/m ³	
Arcilla del lago de Texcoco preconsolidado y virgen	1.20	23.33
Arcillas del lago Xochimilco-Chalco	1.20	26.40
Suelos areno-limosos de las capas duras en todo el valle	1.65	40.00

En la Figura 35 se presenta la gráfica de las resistencias medias q_c y las velocidades de onda de corte S utilizando la expresión (29), con un valor correlacionable de 10. De igual manera, en la Tabla 18 se presentan los análisis efectuados. Asimismo, en la Tabla 17 se muestran un resumen de los resultados obtenidos.

Tabla 17. Resultados de la velocidad cortante y la densidad promedio

ESTRATO	S m/s ²	ts^2/m^4
H ₁	64.19	0.126
H ₂	142.61	0.140
H ₁ +H ₂	83.56	0.132

3. Determinar la relación de esbeltez H_o/r_o y el contraste de rigidez estructura-suelo β_o/β_1 , considerando que $\beta_o = \sqrt{G_o/\rho_o}$.

El módulo de rigidez al cortante del concreto G_o esta dado por la siguiente expresión:

$$G_o = \frac{E}{2(1+\epsilon)} \quad (33)$$

Considerando un valor de $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$, un módulo de elasticidad $E = 261,916 \text{ kg/cm}^2$, con una relación de Poison de $\epsilon = 0.2$ y una densidad $\rho_o = 2400 \text{ kg/m}^3$, se obtiene una velocidad de corte S_o de 674.33 m/seg .

Con un valor de $H_o = 35 \text{ m}$ y un $r_o = 7.5 \text{ m}$ se tiene una relación de esbeltez de:

$$H_o/r_o = 35/7.5 = 5$$

El contraste de rigidez estructural estructural – suelo β_o/β_1 es:

$$S_o/S_1 = 674.33/64.19 = 10$$

4. Obtener para estos casos los coeficientes de cortante y momento estáticos, así como los correspondientes factores de amplificación dinámica.

Con base en los datos obtenidos en el inciso anterior, se tienen que usar los coeficientes de cortante, momentos estáticos y factores de amplificación dinámica que se muestran en Figura 36.

5. Estimar los valores de \tilde{Q}_o y \tilde{M}_o y de F_Q y F_M .

La configuración de los coeficientes de respuesta para cortante y momento resultan de la interpolación para la lumbrera completa utilizando los coeficientes de respuesta de la Figura 36, se calcula el cortante y momento estáticos con las fórmulas siguientes:

$$\text{Cortante estático} \quad Q_o = \pi r_o \rho_1 \ddot{x}_g H_o^2 \tilde{Q}_o$$

$$\text{Momento estático} \quad M_o = \pi r_o \rho_1 \ddot{x}_g H_o^3 \tilde{M}_o$$

6. Determinar el cortante y momento dinámicos como:

$$Q_d = F_Q Q_o / \mu$$

$$M_d = F_M M_o / \mu$$

donde μ es el factor de reducción por ductilidad, que se tomará igual a 1 para la condición temporal e igual a 2 para la condición definitiva.

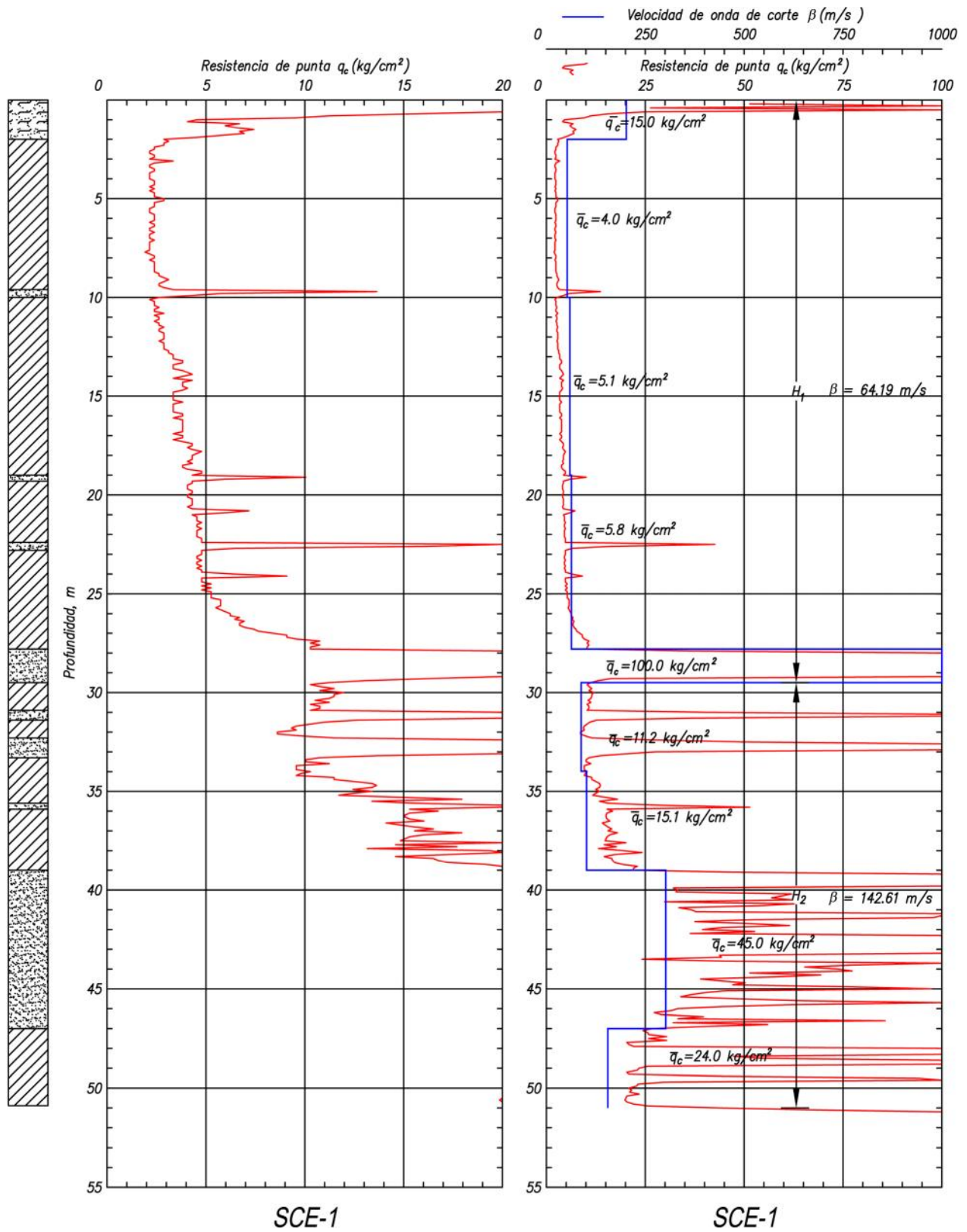


Figura 35. Velocidad de onda de corte

Tabla 18. Resultados obtenidos de velocidad de corte s , densidad ... promedia y periodo dominante T_s

No.	Estrato Nombre	profundidad		Espesor m	q_c kg/cm ²	q_c t/m ²	h	g t/m ³	N_{Kh}	$s = y \sqrt{\frac{q_c}{N_{Kh} X_s}}$	H_i/b_i	r ts ² /m ⁴	H_i/r
		de	a										
1	COSTRA SUPERFICIAL	0.00	2.00	2.00	15.0	150.0	40.00	1.50	8.0	212.13	0.009	0.153	13.080
2	ARCILLA DE ALTA COMPRESIBILIDAD	2.00	10.00	8.00	4.0	40.0	23.33	1.20	9.5	52.44	0.153	0.122	65.400
3	ARCILLA DE ALTA COMPRESIBILIDAD	10.00	19.00	9.00	5.1	51.0	23.33	1.20	9.5	59.21	0.152	0.122	73.575
4	ARCILLA DE ALTA COMPRESIBILIDAD	19.00	28.00	9.00	5.8	58.0	23.33	1.20	9.5	63.15	0.143	0.122	73.575
5	SUELOS ARENOSOS Y LIMOSOS DE ALTA COMPACIDAD	28.00	29.50	1.50	100.0	1000.0	40.00	1.65	11.1	487.69	0.003	0.168	8.918
				29.50						874.622	0.460		234.548
6	ARCILLA DE MEDIANA COMPRESIBILIDAD	29.50	34.00	4.50	11.2	112.0	23.33	1.20	9.5	87.75	0.051	0.122	36.788
7	ARCILLA DE MEDIANA COMPRESIBILIDAD	34.00	39.00	5.00	15.0	150.0	23.33	1.20	9.5	101.55	0.049	0.122	40.875
8	SUELOS ARENOSOS Y LIMOSOS DE MEDIANA A ALTA COMPACIDAD	39.00	47.00	8.00	45.0	450.0	40.00	1.65	11.1	327.15	0.024	0.168	47.564
9	ARCILLA DE MEDIANA COMPRESIBILIDAD A BAJA COMPRESIBILIDAD	47.00	51.00	4.00	30.0	300.0	23.33	1.40	9.5	155.12	0.026	0.143	28.029
	Σ			21.50							0.15		153.25

51.000

0.610

387.803

Espesor H_1 :

$$s = \frac{H}{\sum_n \frac{h_n}{s_n}} = 64.19 \text{ m/seg}$$

$$\dots = \frac{H}{\sum_n \frac{h_n}{\dots_n}} = 0.126 \text{ ts}^4/\text{m}^4$$

Espesor H_2 :

$$s = \frac{H}{\sum_n \frac{h_n}{s_n}} = 142.61 \text{ m/seg}$$

$$\dots = \frac{H}{\sum_n \frac{h_n}{\dots_n}} = 0.140 \text{ ts}^4/\text{m}^4$$

Todo el espesor:

$$s = \frac{H}{\sum_n \frac{h_n}{s_n}} = 83.56 \text{ m/seg}$$

$$\dots = \frac{H}{\sum_n \frac{h_n}{\dots_n}} = 0.132 \text{ ts}^4/\text{m}^4$$

Periodo dominante:

$$T_s = \frac{4H}{s} = 2.44 \text{ seg}$$

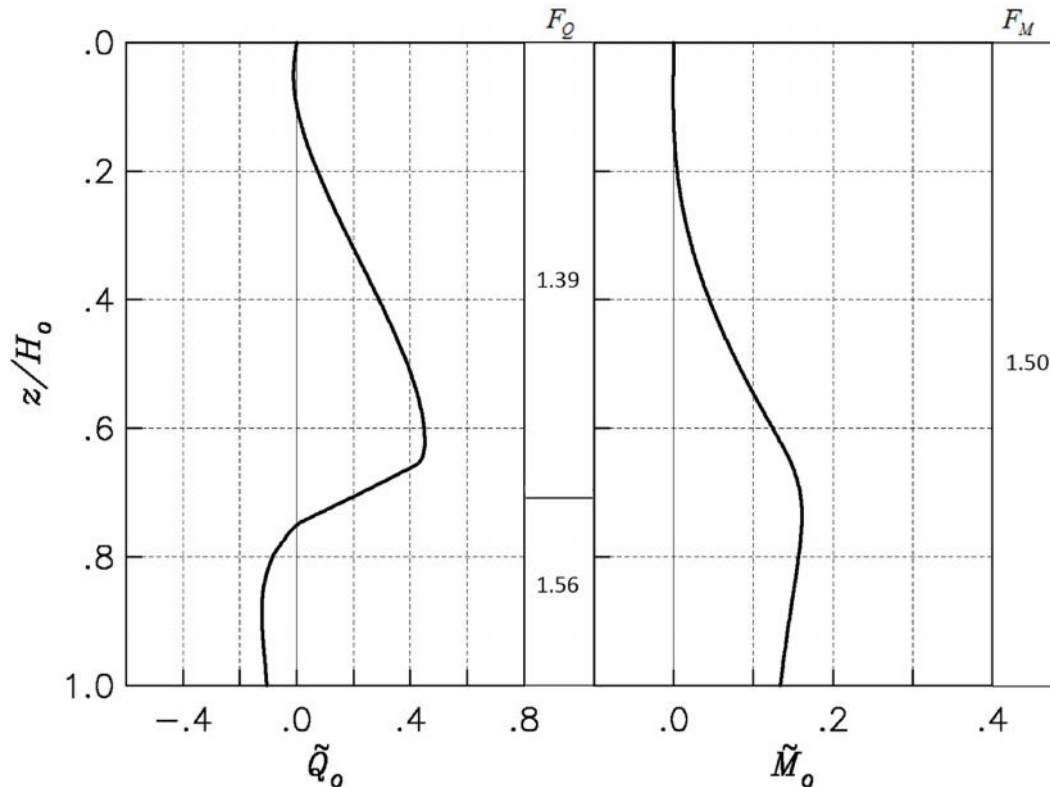


Figura 36. Coeficientes de respuesta para el cortante y momentos estáticos

En la Figura 37 se muestran los resultados para la condición temporal ($T_r = 47.5$ años) y en la Figura 38 se indican los resultados para la condición definitiva ($T_r = 475$ años).

3.12 Análisis esfuerzo-deformación con MEF

Los métodos de equilibrio límite son adecuados para predecir las cargas de falla, sin embargo, no son capaces de determinar las deformaciones asociadas. Dado que el proceso constructivo es evolutivo, el modelo de análisis debe contemplar de desarrollo de las presiones y deformaciones conforme se realice la excavación. Los modelos utilizados con más frecuencia son:

- a) Los modelos con resorte
- b) Los modelos de elementos finitos

Para analizar el estado de esfuerzos y deformaciones en la masa de suelo generado por la construcción de la lumbrera, se realizó un análisis con el método del elemento finito (MEF) con el programa de computadora PLAXIS versión 8.2; esta es una herramienta complementaria que permite verificar el cálculo convencional del comportamiento y de estabilidad durante la excavación.

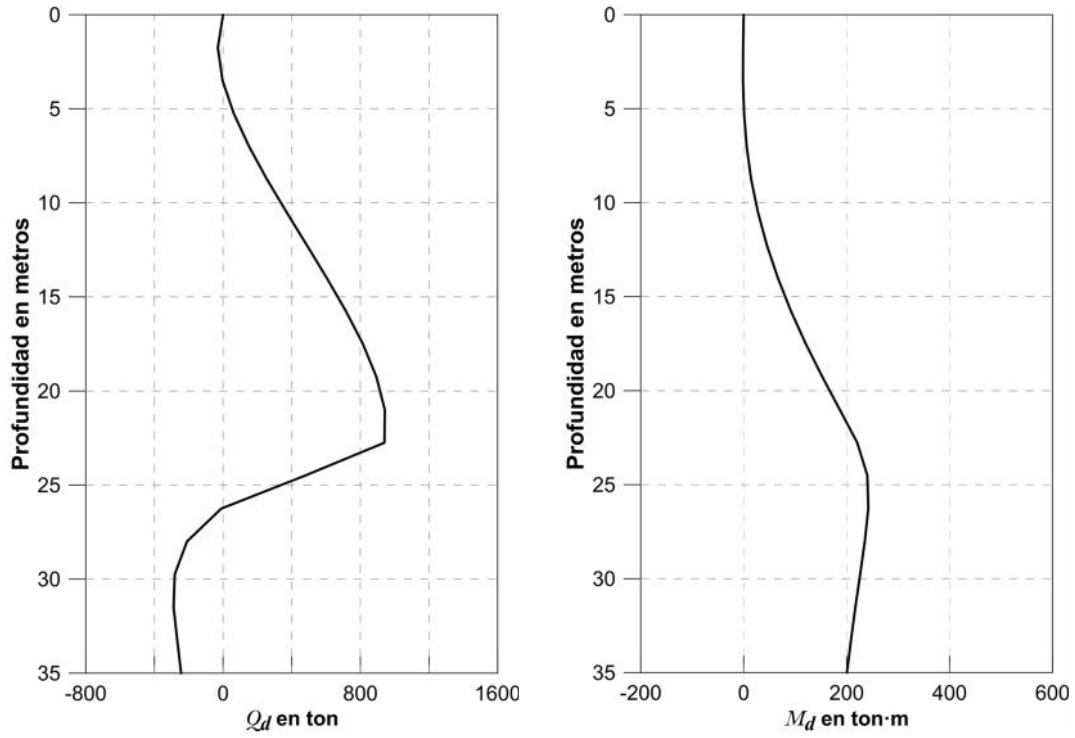


Figura 37. Cortante y momento dinámicos para la condición temporal

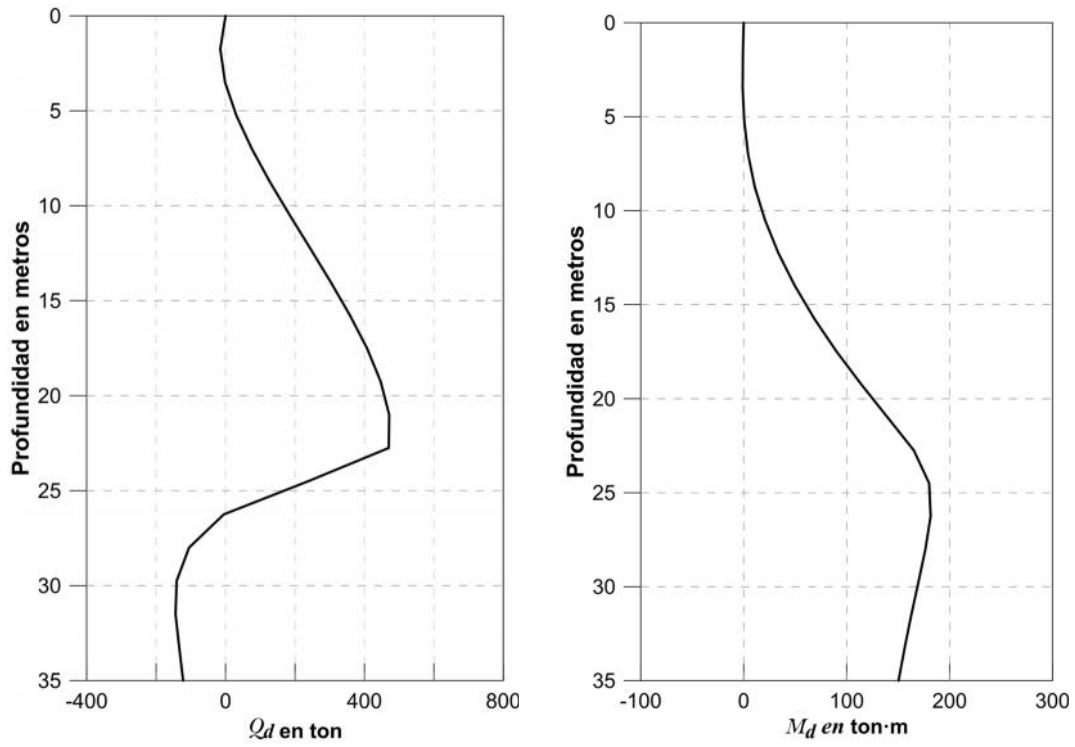


Figura 38. Cortante y momentos dinámicos para la condición definitiva

3.12.1 Condiciones iniciales

Modelo. Se consideró un modelo axisimétrico, es decir, un estado de esfuerzos y deformaciones idéntico en cualquier dirección radial; el muro milán se simuló como un elemento placa con rigidez a la flexión y a los esfuerzos normales, combinado con elementos de interfaz suelo-estructura. La Figura 39 muestra el modelo geomecánico utilizado para el análisis; se observa una sección correspondiente a un radio de 7.5 m que alcanza la profundidad máxima de excavación de 35 m; las fronteras se extendieron del orden de tres diámetros en la parte inferior y cuatro diámetros en sentido lateral.

Malla. Consta de 2,572 elementos isoparamétricos triangulares de seis nodos y tres puntos de integración cada uno (Figura 40); las condiciones de frontera se definieron de manera que no influyeran en la distribución de esfuerzos en la zona de la lumbrera; para las fronteras verticales se impuso la condición de desplazamientos horizontales restringidos y verticales libres; en la frontera horizontal inferior se asignaron desplazamientos horizontales y verticales restringidos.

De la Figura 40 a la Figura 43 se muestran las distintas etapas de excavación.

Análisis elasto-plástico. Se considera que el comportamiento del suelo está regido, además del módulo de Young, E , y la relación de Poisson, ϵ , por la ley de resistencia de Mohr-Coulomb, la cual expresa que la resistencia al esfuerzo cortante, s , de un elemento de suelo, es función de la cohesión, c , del esfuerzo normal, \dagger , y del ángulo de fricción interna, w . Es decir,

$$s = c + \dagger \cdot \tan w$$

El suelo alcanza deformaciones plásticas cuando se rebasa la envolvente de esta ley de resistencia. Bajo este criterio de plastificación se estudiaron la estabilidad y las deformaciones de la lumbrera; en el análisis no se consideraron sobrecargas externas ni presiones de agua intersticial, debido a las condiciones de abatimiento en el sitio y al efecto del bombeo local durante la construcción.

El cálculo del coeficiente de empuje en reposo se calcula con $k_0 = 1 - \text{sen} w$ para suelos donde su ángulo de fricción interna sea sensiblemente mayor en aportación a la resistencia respecto de su cohesión y $k_0 = \frac{\epsilon}{1 - \epsilon}$ para suelos predominantemente cohesivos.

Parámetros geotécnicos del modelo. Se considera el comportamiento del suelo durante la construcción, es decir, a corto plazo; con base en la información de los estratos de la Tabla 19 se realizó el análisis de elemento finito.

Elementos estructurales. El muro milán de 1.0 m de espesor se simuló como un elemento placa con rigidez a la flexión, combinado con elementos de interfaz suelo-estructura, las propiedades de este elemento placa se muestran en la Tabla 20.

Tabla 19. Parámetros geotécnicos del modelo para Plaxis

Estrato	Suelo	Profundidad m	ν	k_o	γ kN/m ³	C kN/m ²	w	E kN/m ²
A	CS	0.0 a 2.6	0.3	0.58	14	40	25	3500
B	FAS	2.6 a 9.7	0.45	0.82	12.3	15.8	-	2000
		9.7 a 19.0	0.45	0.82	12.6	27	-	3000
		19.0 a 27.8	0.45	0.82	13.1	48	-	4500
C	CD	27.8 a 29.60	0.3	0.50	16	150	30	6000
D	FAI	29.60 a 39.0	0.4	0.66	13.5	91	-	5000
E	DP	39.0 a 47.00	0.3	0.43	16.5	125	35	6500
F	FAP	47.00 a 51.00	0.4	0.80	14	83	12	4500

Tabla 20. Parámetros de los elementos placa para el modelo Plaxis

Identificación	Profundidad m	ν	EA kN/m	EI kN/m	w kN/m ³
muro	0 a 46	0.15	2.62E+07	2.18E+06	24
losa de fondo	2.0 m de espesor	0.15	5.24E+07	1.75E+07	12

3.12.2 Etapas constructivas.

Las etapas de análisis fueron las siguientes:

- Estado inicial de esfuerzos
- Colocación de la sobrecarga por maquinaria
- Construcción del muro milán
- Excavación a 5.0 m de profundidad
- Excavación hasta 10.0 m de profundidad
- Excavación hasta 15.0 m de profundidad
- Excavación hasta 20.0 m de profundidad
- Excavación a 25.0 m de profundidad
- Excavación a 30.0 m de profundidad
- Excavación hasta la profundidad máxima, 35 m.
- Construcción de losa de fondo.

3.12.3 Resultados obtenidos

Para cada fase de cálculo se obtuvo la malla deformada (Ver Figura 40 a la Figura 43), así como los desplazamientos (Figura 44 a la Figura 47) y los esfuerzos inducidos en la masa de suelo debido a la excavación de la lumbrera en su máxima profundidad (Figura 48); finalmente, se presentan los puntos plásticos a la profundidad máxima (Figura 48).

MODELO GEOMECÁNICO

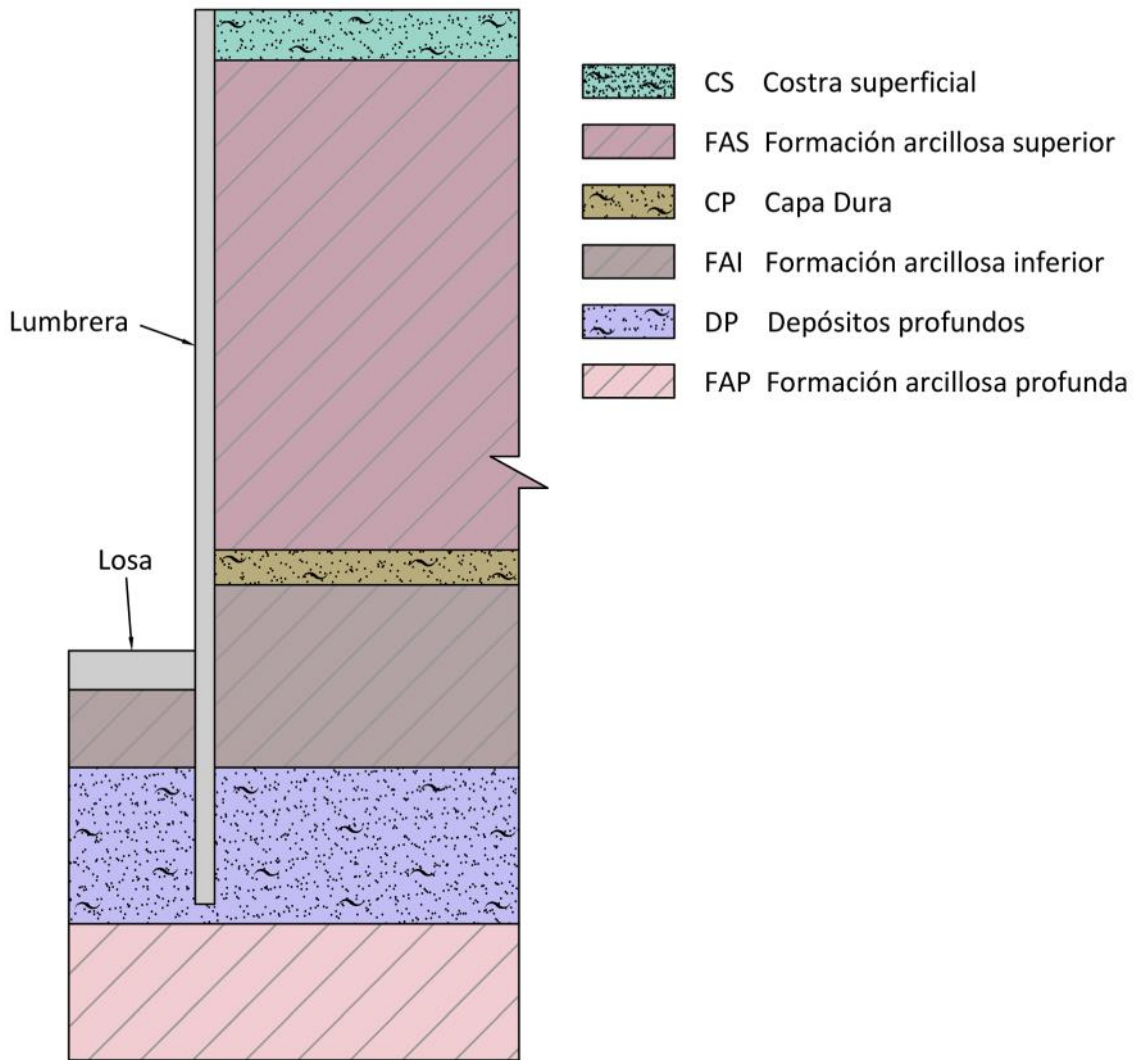


Figura 39. Modelo geomecánico axisimétrico para el análisis de elemento finito

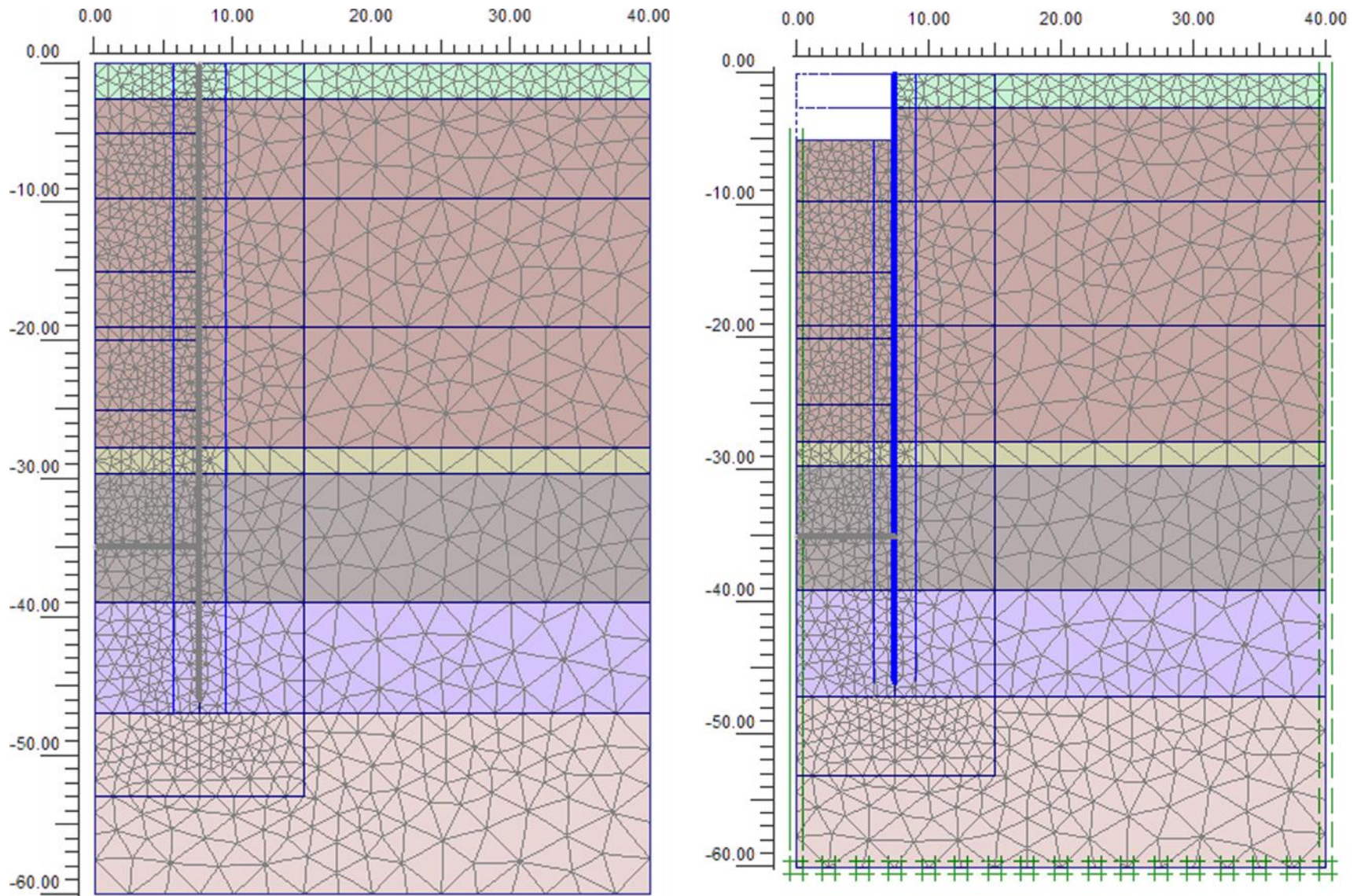


Figura 40. Malla de elementos finitos al inicio (izquierda) y a los 5 m de excavación (derecha)

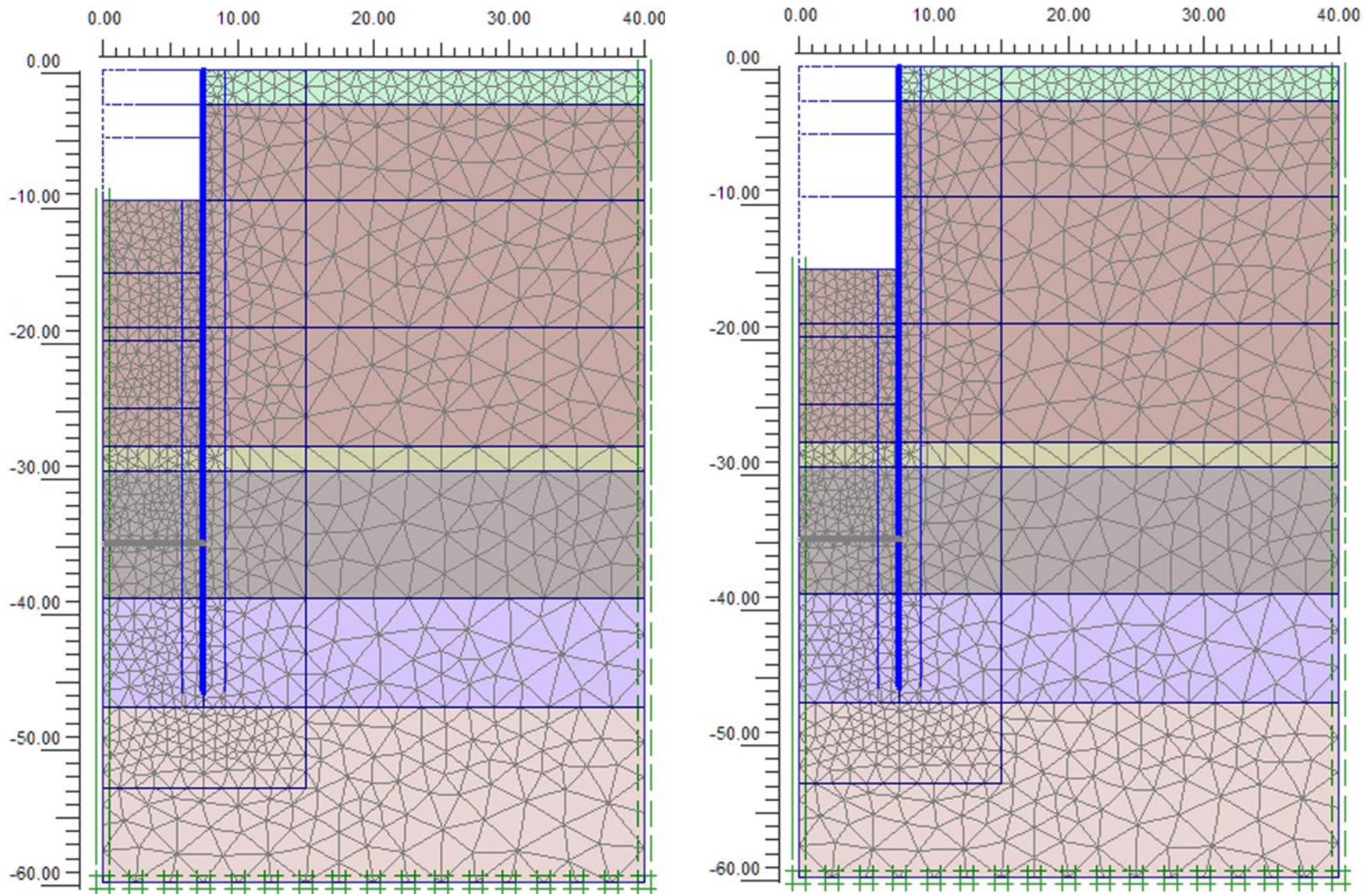


Figura 41. Malla de elementos finitos a los 10 m (izquierda) y a los 15 m de excavación (derecha)

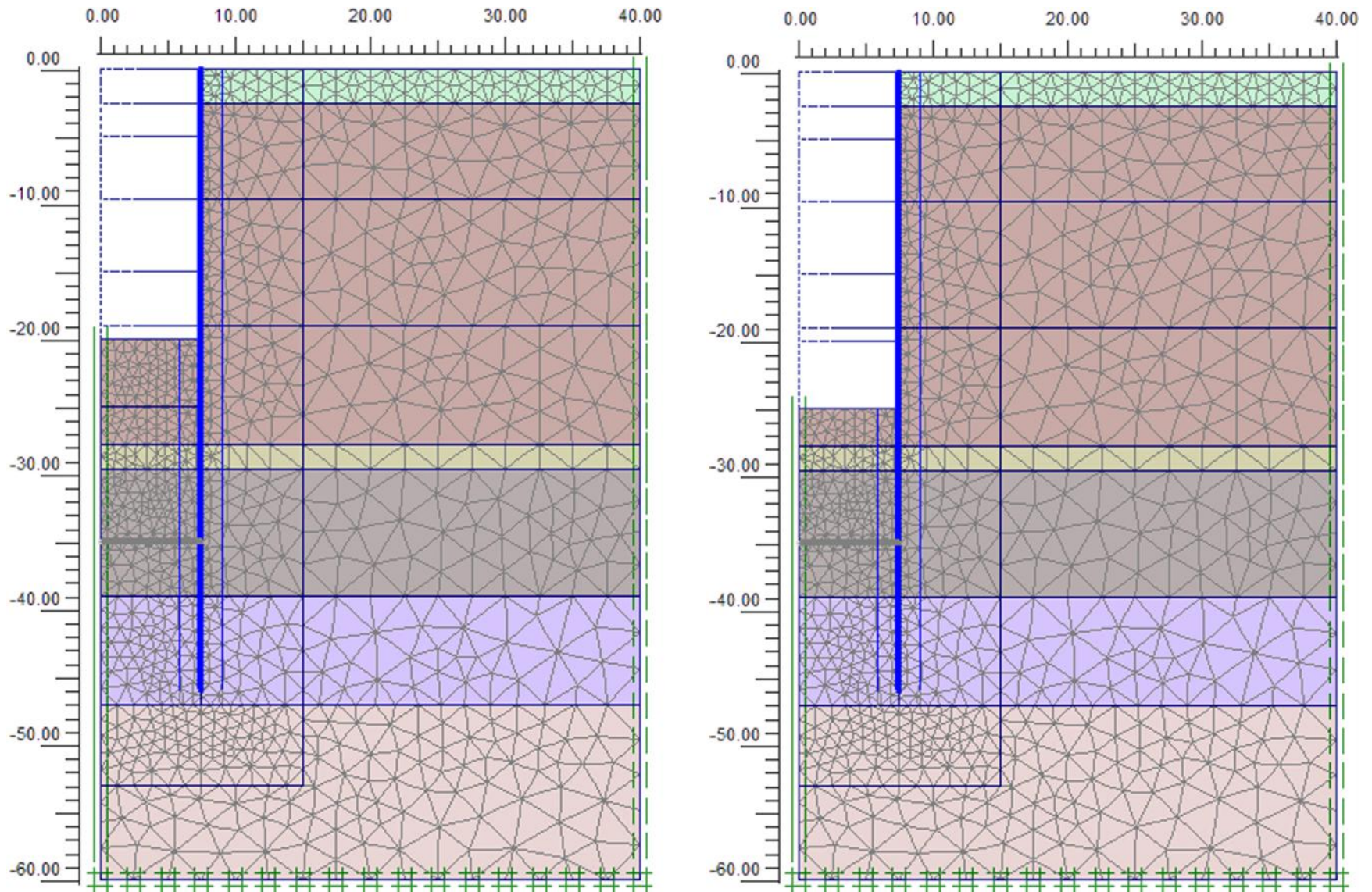


Figura 42. Malla de elementos finitos a los 20 m (izquierda) y a los 25 m de excavación (derecha)

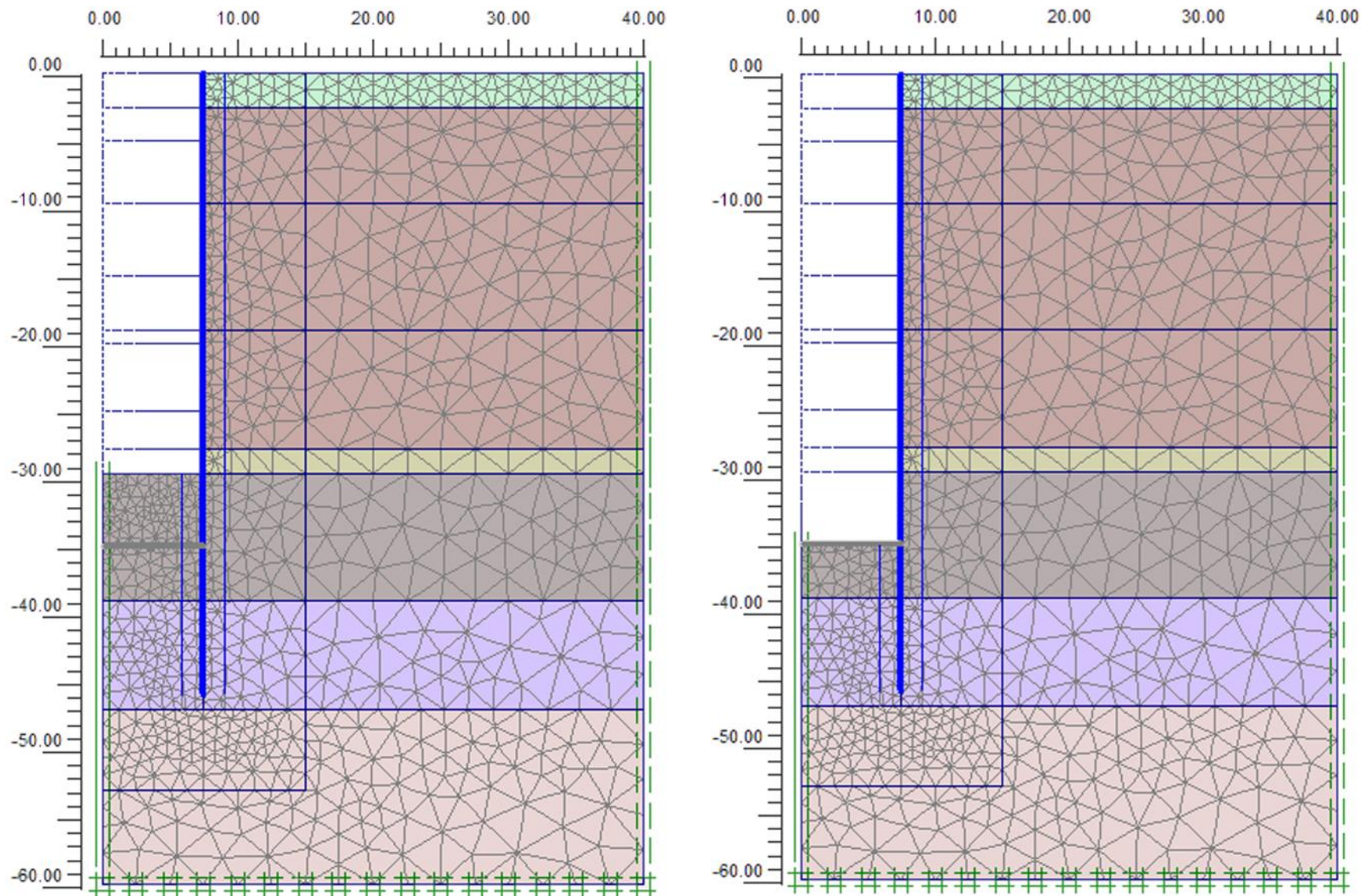


Figura 43. Malla de elementos finitos a los 30 m (izquierda) y a los 35 m de excavación (derecha)

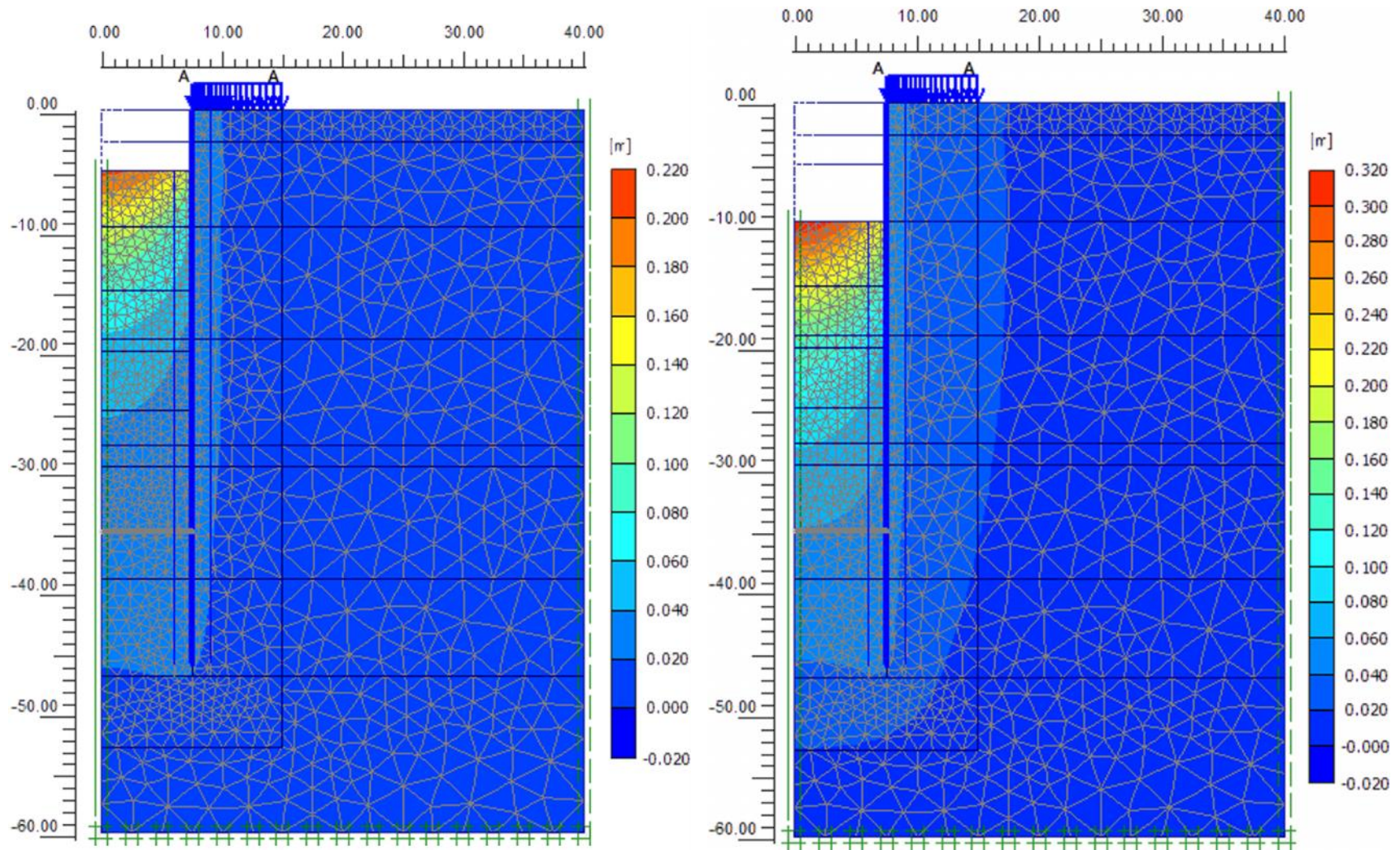


Figura 44. Desplazamientos excavación a 5m, $u_{max}=20.0\text{cm}$ (izquierda) y 10m, $u_{max}=32.0\text{cm}$ (derecha)

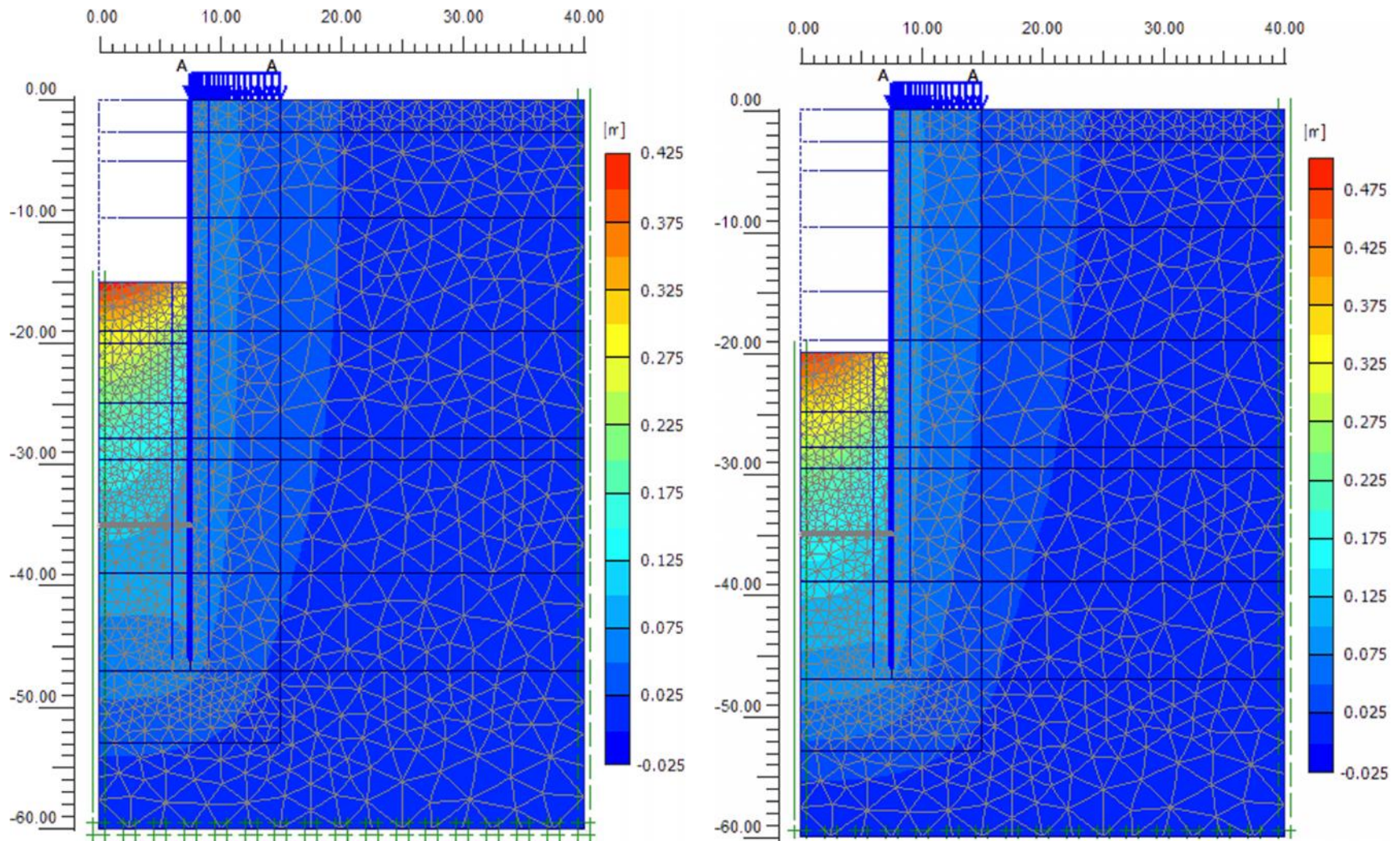


Figura 45. Desplazamientos excavación a 15m, $U_{max}=42.0\text{cm}$ (izquierda) y 20m, $U_{max}=47.6\text{cm}$ (derecha)

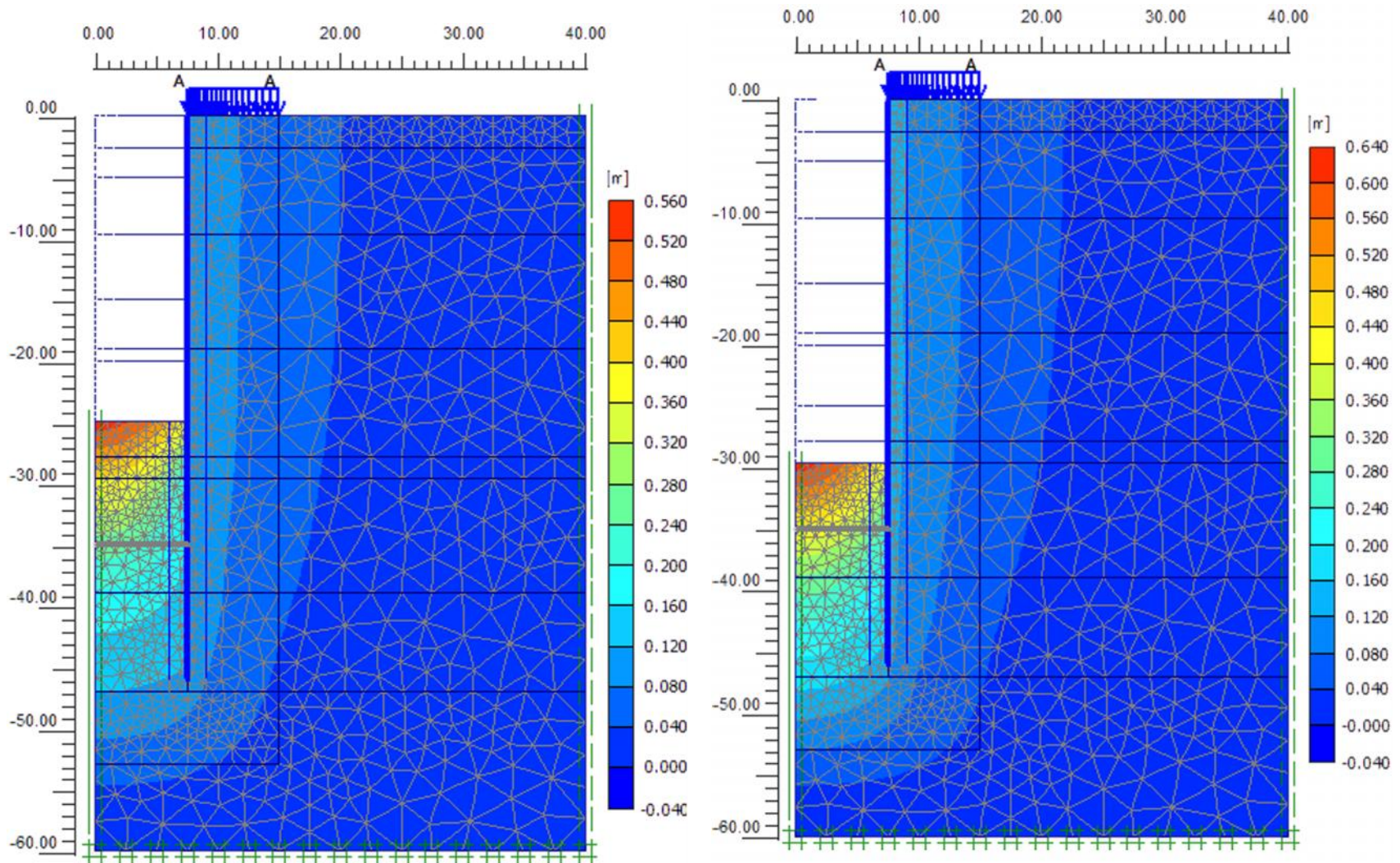


Figura 46. Desplazamientos excavación a 25m, $U_{max}=54.1\text{cm}$ (izquierda) y 30m, $U_{max}=62.3\text{cm}$ (derecha)

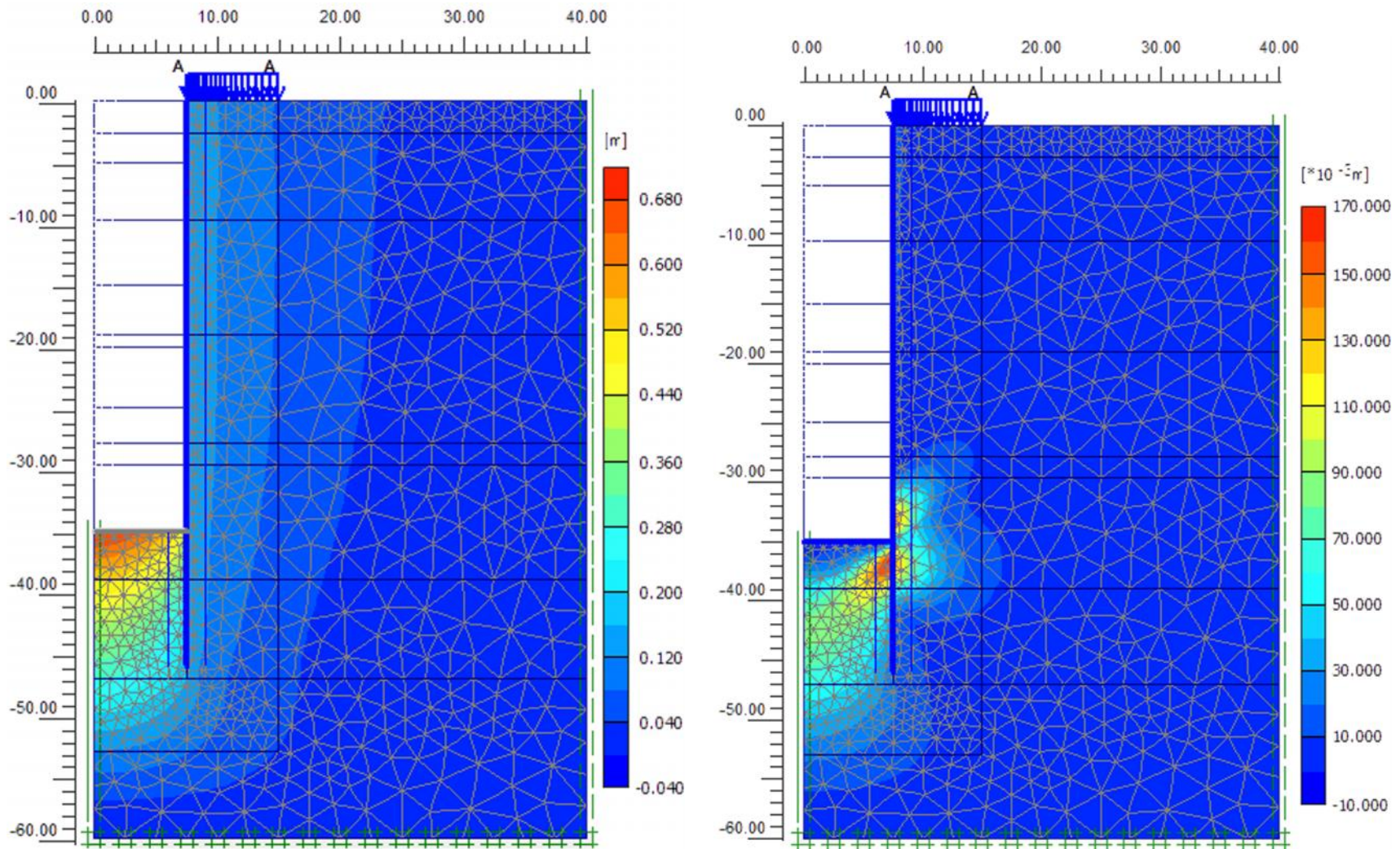


Figura 47. Desplazamientos excavación a 35m, $u_{max} = 69.2\text{cm}$ (izquierda) y construcción de losa de fondo, $u_{max} = 16.6\text{cm}$ (derecha)

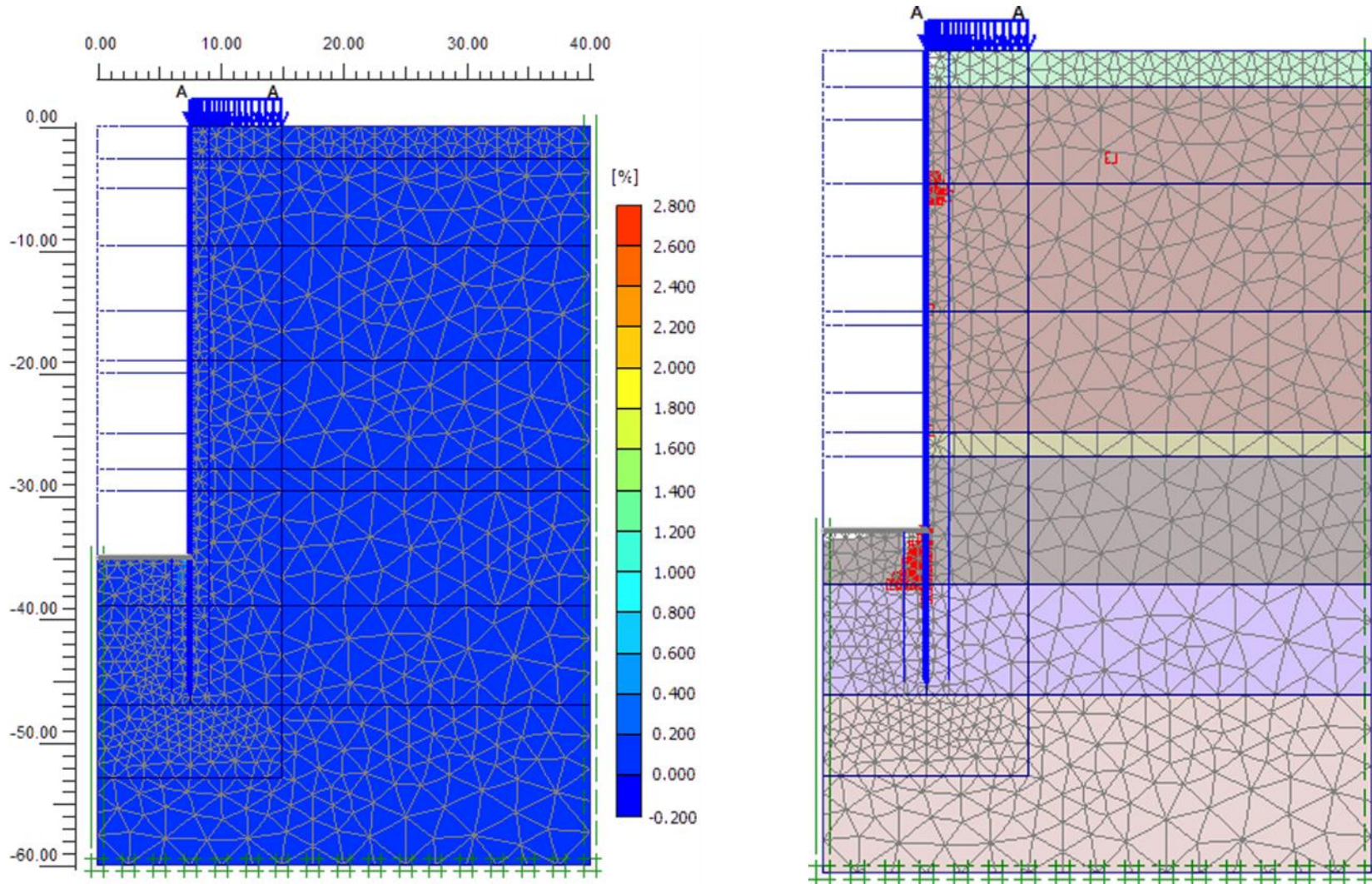


Figura 48. Incremento de fuerza cortante (izquierda) y puntos de plastificación (derecha) a la profundidad máxima de excavación (35m)

4. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO GENERAL

A continuación se presenta el procedimiento general de construcción para la lumbrera con muro Milán colado *in situ*:

4.1 Abatimiento del nivel freático

Se tendrá que abatir el nivel freático mediante pozos de bombeo profundo tal y como se describe en el inciso 3.6, el abatimiento será 3 m debajo del nivel máximo de excavación, es decir, a 38.0 m de profundidad.

4.2 Construcción de la plataforma de trabajo.

Como actividades previas al inicio de los trabajos de construcción de la lumbrera, se construirá una plataforma plana y competente de trabajo, para el correcto soporte de los equipos de excavación, maniobras de colocación de armados y colado de concreto, de 20 cm de espesor con material de banco (“tepetate” -arena limosa-), compactada al 95 % de la prueba Próctor Estándar.

4.3 Construcción del brocal temporal.

Esta estructura tiene una altura entre 1.0 y 1.5 m y un ancho ligeramente superior a la del futuro muro y por lo general es de concreto armado o acero (Figura 49). El brocal tiene las siguientes funciones:

- Materializa la implantación, permite marcados y nivelaciones.
- Sirve de apoyo para las maniobras (tubo de junta, armaduras).
- Sirve de reserva de lodo al principio de la perforación.
- Asegura la estabilidad del suelo en la superficie.
- Sirve de guía a los equipos de excavación.
- Sirve de sustento cuando los suelos superficiales presenten problemas de estabilidad

Se construyen brocales exteriores e interiores.

4.4 Muro Milán

1) *Excavación de tableros de muro Milán.*

La perforación se realizará en forma alterna, es decir, la secuencia de perforación de la zanja se realizará en paneles con las siguientes características (Figura 50):

- Tablero independiente confinado por tubos junta, muro anterior y posterior no contruidos (C).

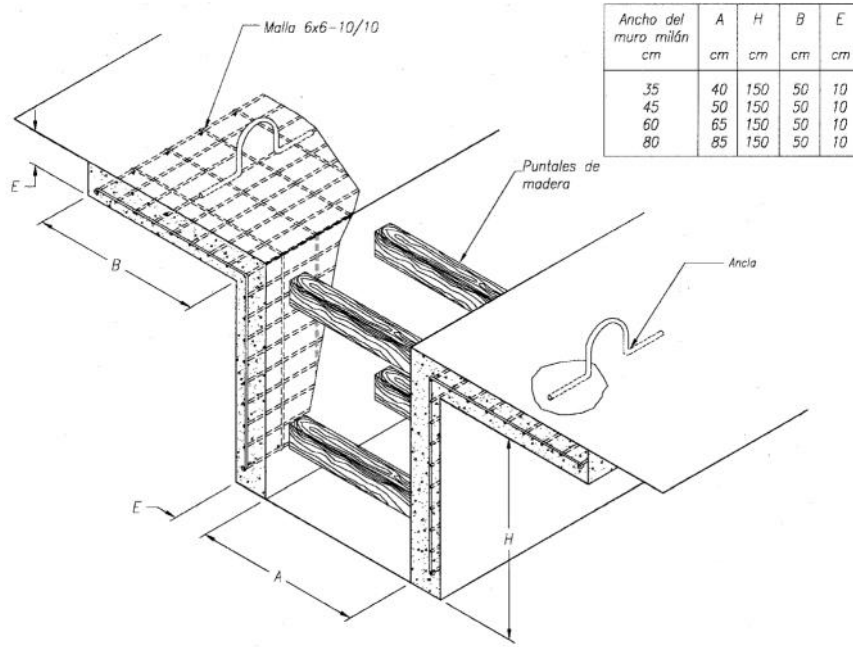


Figura 49. Detalle del brocal

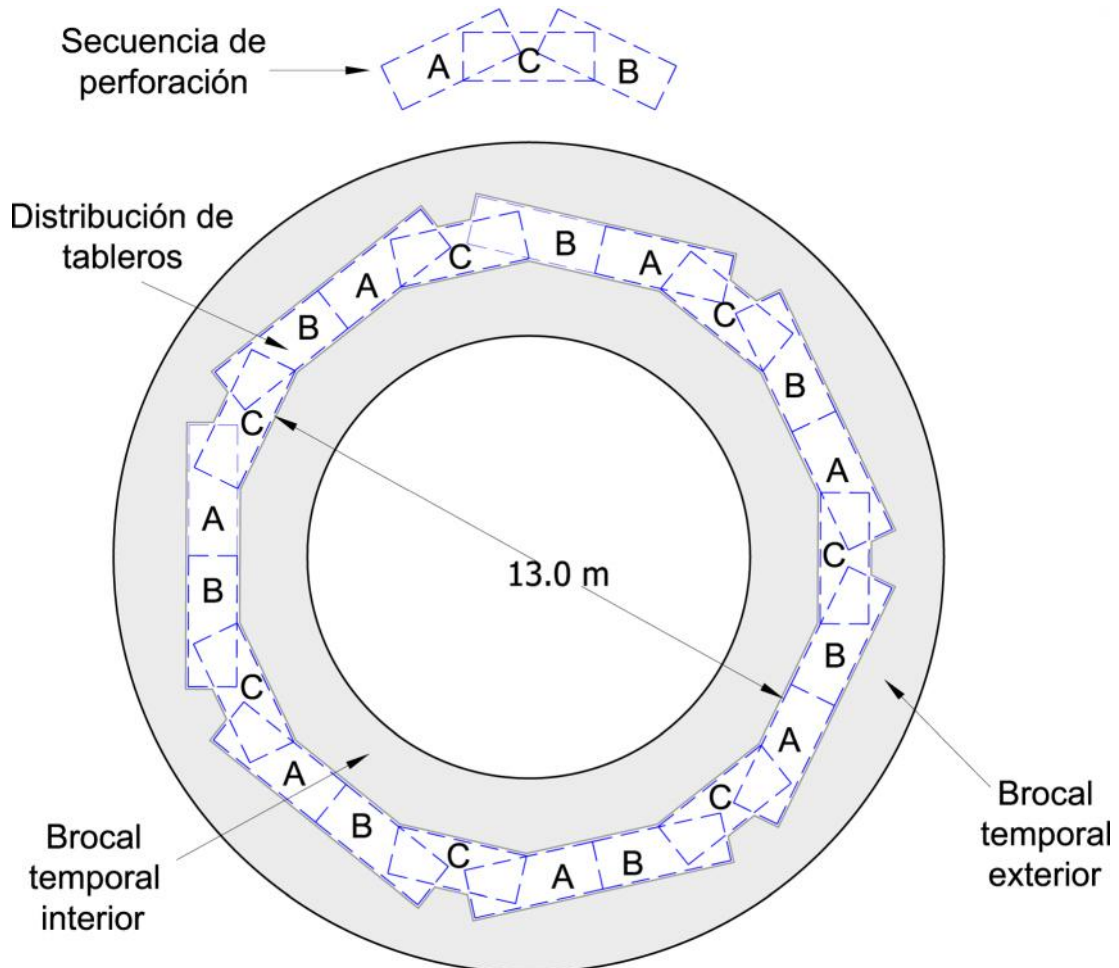


Figura 50. Secuencia de excavación de tableros

- Tablero que liga (A y B), en ambos extremos hay muros construidos y tienen edad mínima necesaria para soportar la maniobra de limpieza de sus juntas machiembreadas.

La excavación del tablero se realiza con una almeja hidráulica montada sobre una grúa con control de la vertical para reducir las desviaciones. No se deben dejar los paneles totalmente excavados y estabilizados por mucho tiempo, no más de 24 hr antes de colar el muro.

- 2) *Sustitución de suelos por lodo bentonítico.* Las perforaciones efectuadas se llenarán con lodo bentonítico que sirve para mantener estables las paredes de la excavación hasta terminar el colado del concreto.
- 3) *Colocación de juntas.* se colocan en una sola parte en las extremidades del panel inmediatamente después de la operación de desarenación (Figura 51). Las juntas deben satisfacer los siguientes requerimientos.
 - Resistir la presión del concreto fresco sin experimentar excesiva distorsión o deformación y sin permitir la fuga lateral del concreto.
 - Protege el panel previamente colado de los impactos de la almeja y permitir la excavación del panel adyacente.
 - El machimbrado que produce la junta deberá quedar limpio y ser capaz de soportar cierta fuerza cortante entre paneles consecutivos, además dificultará el paso del agua buscando que la unión entre los módulos sea lo más herméticamente posible.

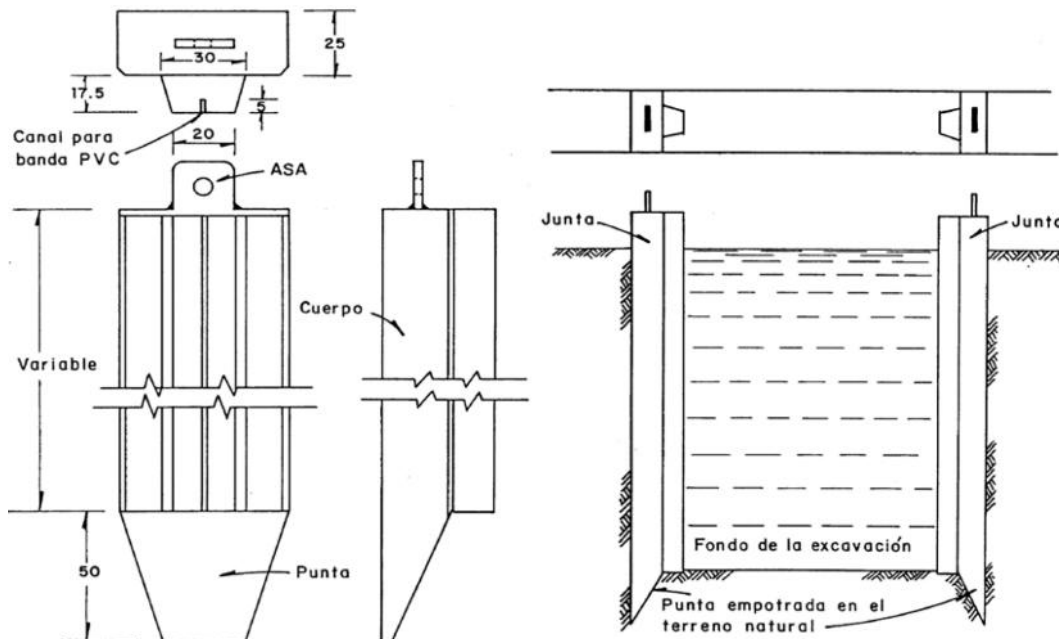


Figura 51. Junta de muro Milán

En la Figura 51 se observa un croquis de los elementos que comúnmente se emplean para moldear las juntas de los tableros del muro Milán, para lograr el machiembreado entre ellos. Son piezas generalmente metálicas que constan de un cuerpo tubular de sección rectangular, de ancho igual al muro Milán, que sirve de respaldo y rigidizador a la parte de la junta que deja una

huella en el concreto del tablero. Esta parte es trapezoidal y en algunos casos tiene un pequeño canal para alojar una banda de PVC usada como sello entre tablero y tablero. Se aclara que estas juntas se emplean en tableros alternados. Se instalan inmediatamente después de terminar la excavación y antes de que se coloque el acero de refuerzo.

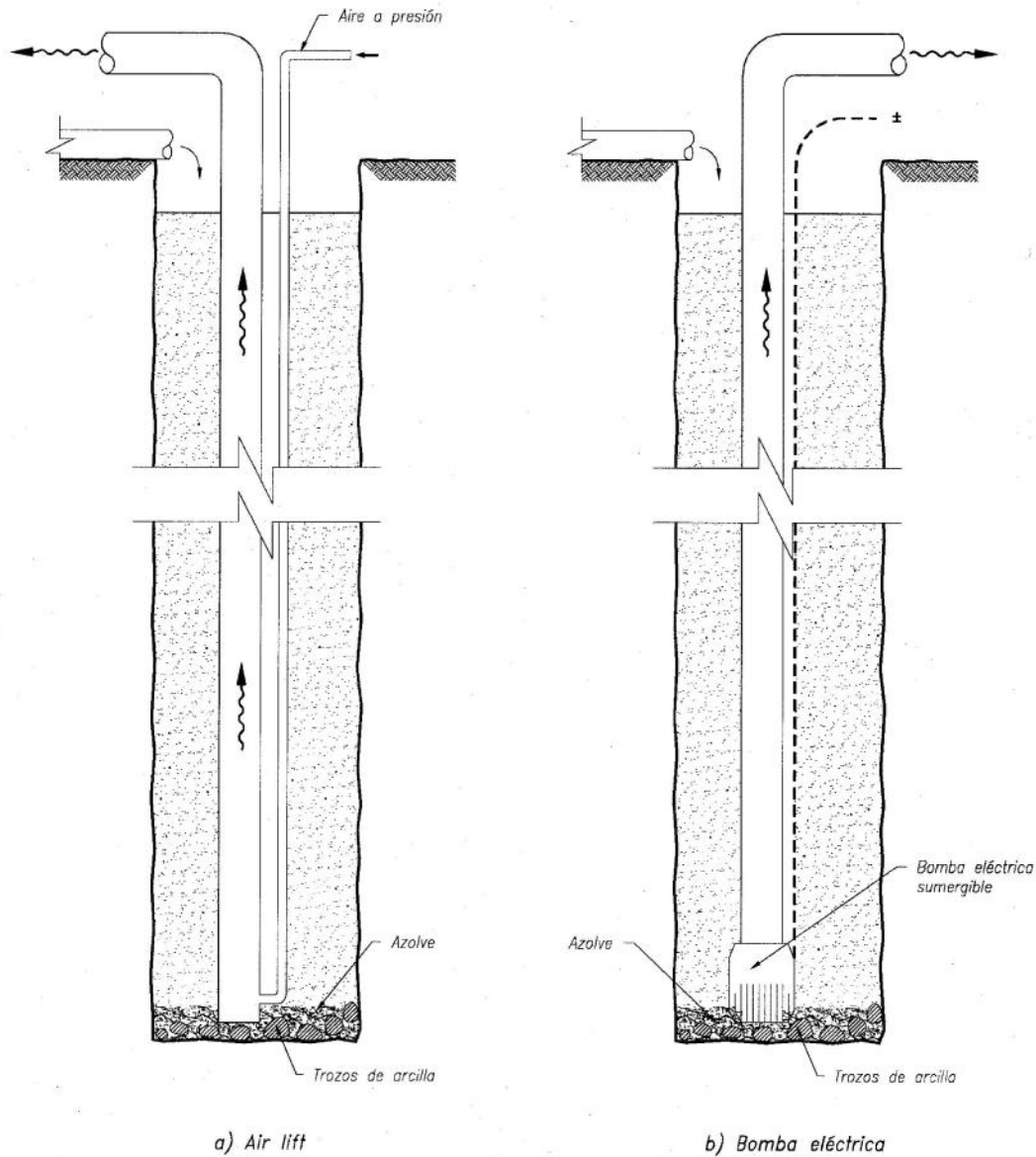


Figura 52. Limpieza del fondo de la zanja

- 4) *Limpieza del fondo.* Una vez concluida la excavación y antes de colocar el concreto, de cada tablero se debe limpiar el fondo de la zanja para eliminar los detritos que se desprenden de las almejas o de las brocas, porque los trozos sueltos de suelo que queden en el fondo por su menor densidad flotarán cuando se vacía el concreto. Esta limpieza se hace extrayendo el lodo del fondo de la zanja para arrastrar los trozos de suelo y el azolve depositado mediante una bomba neumática de succiones *air lift* o una bomba eléctrica sumergible; cualquiera de ellos requiere por lo menos de unos 5 minutos para lograr la limpieza. Después de eliminada

la arena se le agrega lechada fresca para justar la viscosidad y se reincorpora a la lechada que llena la zanja (Figura 52).

- 5) *Habilitado del acero.* El acero será habilitado en la obra según las especificaciones de los planos de construcción.

Izado. Al levantar los armados de acero suelen sufrir distorsiones y deformaciones por peso propio. En el diseño de la jaula de acero de refuerzo es necesario decidir si las parrillas del armado serán una jaula rígida o flexible; las jaulas rígidas se logran agregando varillas soldadas para arriostrar; en muchos casos se prefieren las jaulas flexibles, debido a economía y a que son menos susceptibles a sufrir deformaciones permanentes durante el manejo. Para el izado de las jaulas se requiere de balancines y dos líneas de estrobo que sujetan a las jaulas (Figura 53), de tal manera que se eviten deformaciones por pandeo. Una vez habilitadas las armaduras, se soldarán los ganchos de izaje, así como los aceros de rigidez que van a permitir levantar las armaduras sin dañarlas.

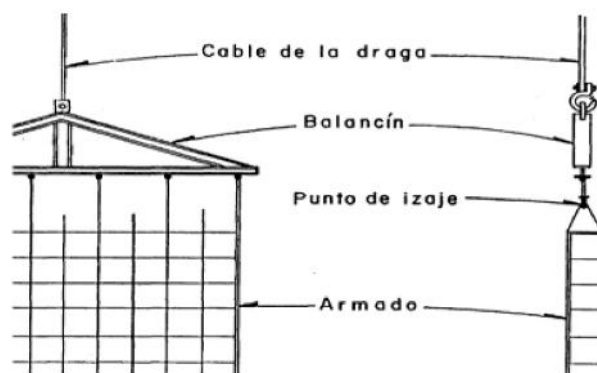


Figura 53. Manejo de armados

Uniones. La altura de las parrillas están determinadas por: la altura libre en obra, la capacidad del equipo disponible, la longitud y profundidad de los muros, las condiciones de apoyo dada por el procedimiento constructivo; si se hace necesario recurrir al corte de las parrillas, la unión de ellas deberá realizarse por medio de traslape, soldadura o del algún dispositivo mecánico. El procedimiento de unión de las parrillas empieza para levantar e introducir el primer tramo dentro de la zanja, dejando un tramo libre fuera de ella soportado con barras transversales horizontales apoyadas en los muros guía; se iza y se acopla el segundo tramo de acero de refuerzo; para hacer la unión vertical de los tramos se recurre a alguna de las siguientes uniones:

- Traslape de las varillas con la longitud de especificación y amarre con alambre.
- Traslape de las varillas con la longitud de especificación y amarre con perros o grapas "U".
- Unión de las varillas en sus puntas con conectores mecánicos de presión.
- Soldadura longitudinal de las varillas con longitud de especificaciones.

Colocación de armaduras. La maniobra se realiza lentamente de manera constante, plomeado verticalmente el armado y haciendo coincidir los centros de zanjas y parrilla; se deberá

cuidar que los armados no se asienten en el fondo de las zanjas; al terminar de introducir el acero deberá mantenerse suspendido a la elevación correcta, por lo que las parrillas deberán tener orejas o lazos de varillas para su anclaje con el brocal (Figura 54).

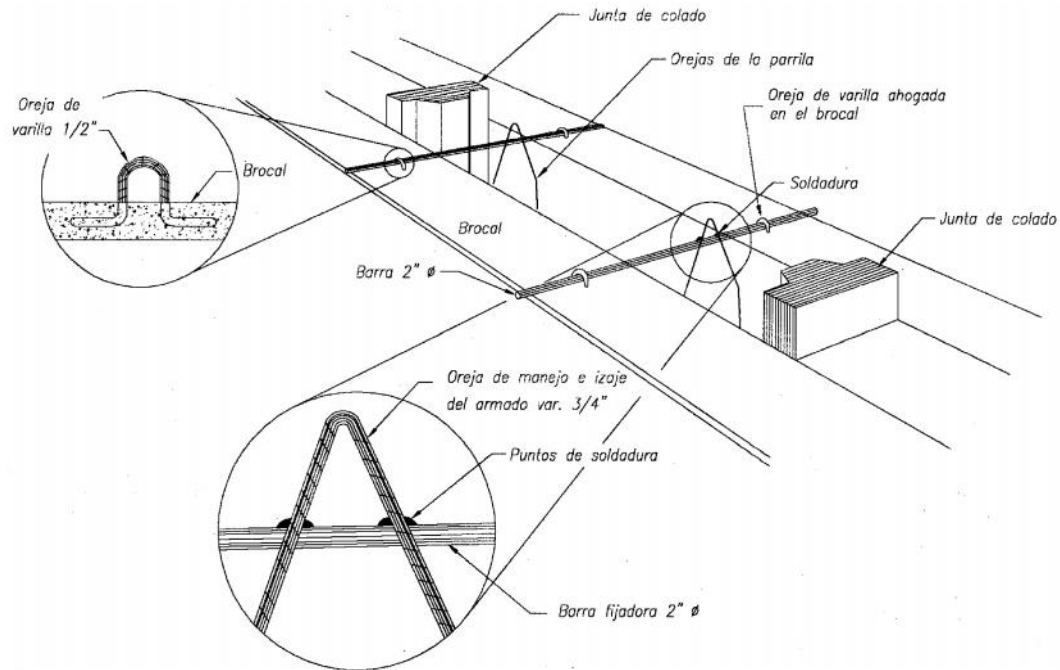


Figura 54. Orejas de fijación del acero de refuerzo

Centrado del acero de refuerzo. Actualmente es muy generalizado el empleo de rodillos de concreto comúnmente llamados pollos fijos en ambos lechos del armado para centrarlo dentro de la excavación (Figura 55). Esta técnica funciona adecuadamente cuando las paredes de la zanja son lo suficientemente resistentes para permitir que estos elementos giren sin hundirse. Para suelos muy blandos, no son recomendables, a menos que su longitud sea lo suficientemente grande para generar la capacidad de carga necesaria para no hundirse en la pared de la excavación. En caso contrario es recomendable el uso de centradores tubulares (patines) como los que se indican en la Figura 55b, hechos con perfiles PTR de 4" x 3". Se colocarán en la zanja apoyados en el brocal antes de proceder a instalar el armado y serán extraídos al momento de terminar el colado o antes si este se ha retrasado por algún imprevisto y ya se ha iniciado el fraguado del primer concreto vaciado. Terminada la excavación del primer tramo se introducen los tubos junta, de sección circular o trapecial, ligeramente inferior al ancho de la excavación.

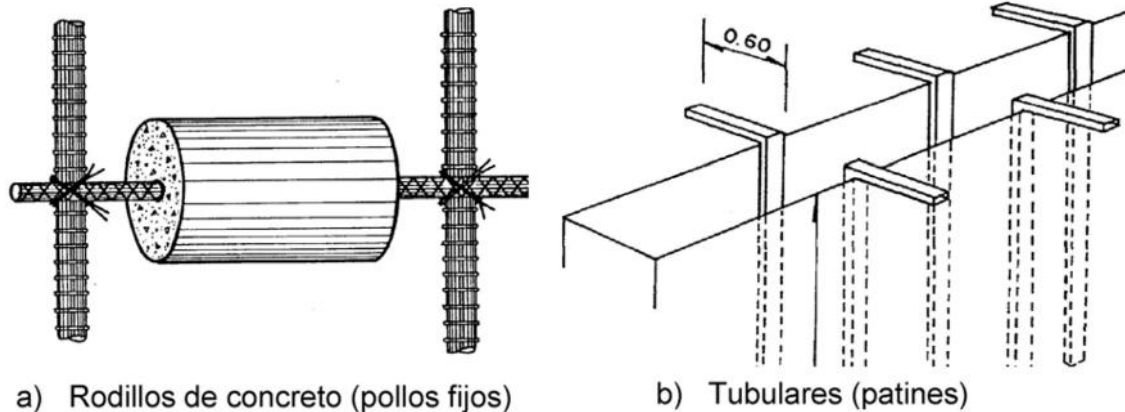


Figura 55. Centradores

6) *Vaciado del concreto (colado)*. El concreto para un muro Milán no se vibra nunca. El colado se hace con una tubería Tremie (columna de vaciado o trompa) bajo el agua o lodo. La operación de vaciado no debe ser interrumpida: debe hacerse en una sola operación. El proceso se inicia con la introducción y armado de las líneas de tubería, de 8", 10" ó 12", según el ancho de la trinchera. El tubo debe llegar hasta 20 o 30 cm. arriba del fondo de la excavación, para vaciar la primera carga de concreto; antes de realizar el primer vaciado debe colocarse un tapón (pelota) en el interior del tubo para que sea empujado por el concreto, desaloje el lodo y sirva como seguro para evitar la penetración del lodo. A continuación se mencionan algunos puntos importantes de este procedimiento (Figura 56):

- El diámetro de la tubería debe ser entre 8" a 12" y su longitud de 3 m como máximo, Figura 1.15a. Debe ser lisa por dentro y por fuera para que el concreto fluya libremente y evitar que se atore con el armado.
- Las uniones entre los tramos deben ser herméticas; no se debe permitir que el lodo o agua penetre a través de ellas. Las cuerdas de cada tramo de tubería deben estar en perfecto estado para facilitar las maniobras de acoplado y desacoplado. Son recomendables las cuerdas de listón o trapezoidales.
- Antes de iniciar el colado se coloca un tapón deslizante dentro de cada línea de colado que puede ser una pelota de vinilo, o de poliestireno, que impida la contaminación del concreto con el lodo o agua al inicio del colado.
- El extremo inferior de las líneas de colado debe permanecer ahogado en el concreto cuando menos 1.5 m.
- El concreto debe elaborarse con agregados de 19 mm como máximo y revenimiento de 18 ± 2 cm.
- El colado debe realizarse de manera continua evitando lapsos de esperaprolongados que provoquen taponamientos en la tubería por el fraguado inicial del concreto.
- El lodo será bombeado en superficie del panel a la misma cadencia que se vacía el concreto y será enviado por la red de tubos a la central para ser reciclado y reutilizado en perforaciones posteriores.

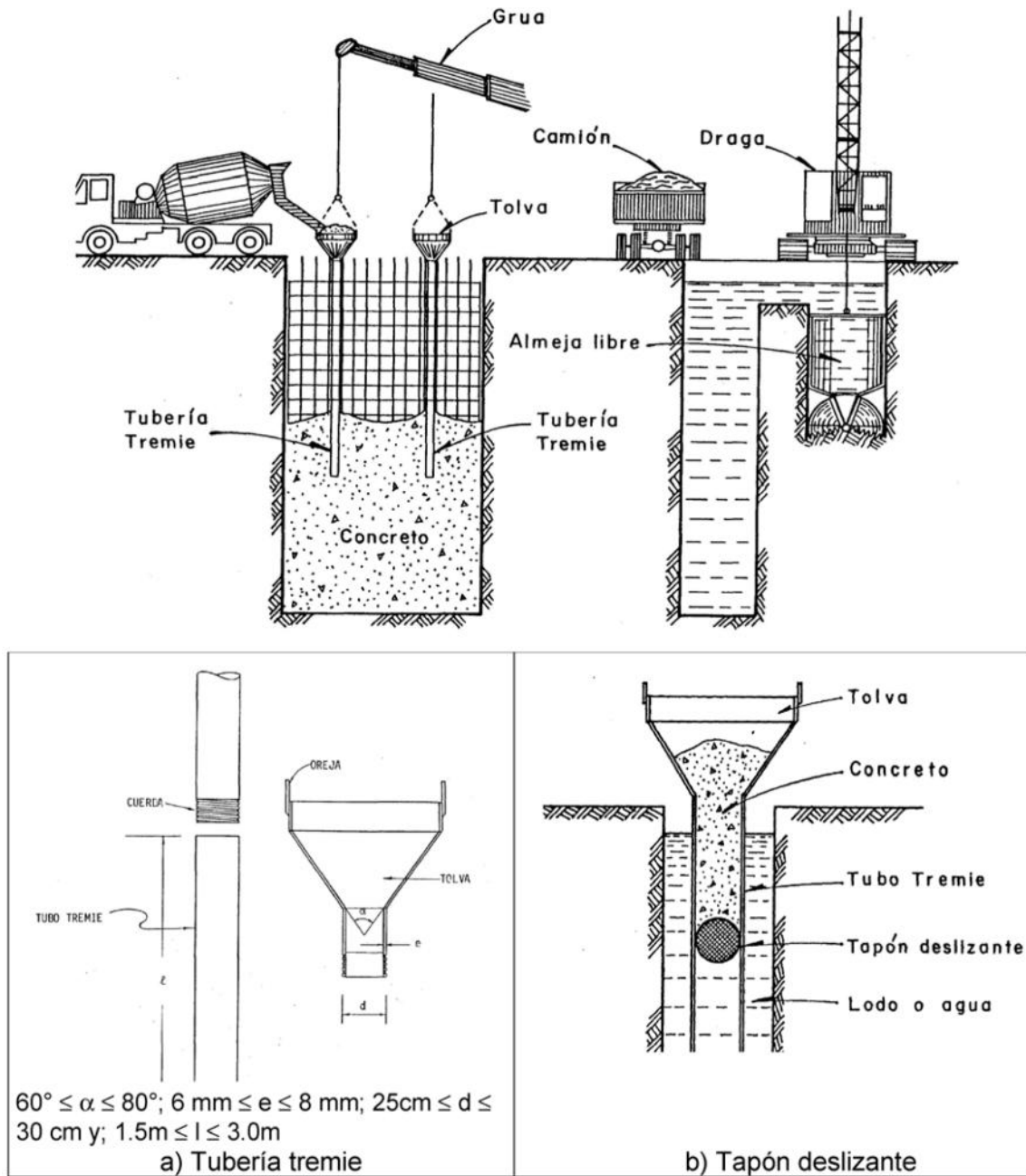


Figura 56. Detalle de colado

- 8) *Extracción de la Junta.* Cuando ha empezado el fraguado inicial del concreto en uno de los módulos del muro (lo cual empieza unas 2 horas después de su colado), debe levantarse axialmente la junta unos 2cm con la finalidad de romper la adherencia. El tiempo para iniciar la excavación del siguiente panel dependerá de la protección y ancho que proporciona la junta. La maniobra para retirar la junta, requiere de una grúa capaz de jalar y de aplicar una fuerza horizontal ligera (Figura 57).

Su extracción debe realizarse al concluir el colado, es importante determinar el momento en que es conveniente moverlas tomando en consideración el fraguado del concreto ya que

pueden quedar atrapadas cuando el concreto se endurece o bien provocar que el concreto fluya hacia el hueco que deja la junta cuando se le levanta si aún no tiene la resistencia adecuada. Se recomienda obtener testigos de fraguado de cada olla que se vacíe y cuidar el tiempo en que presente su fraguado inicial. En este momento se podrá mover ligeramente la junta para despegarla, repitiendo esta operación hasta que el concreto tenga auto-soporte y sean retiradas las juntas.

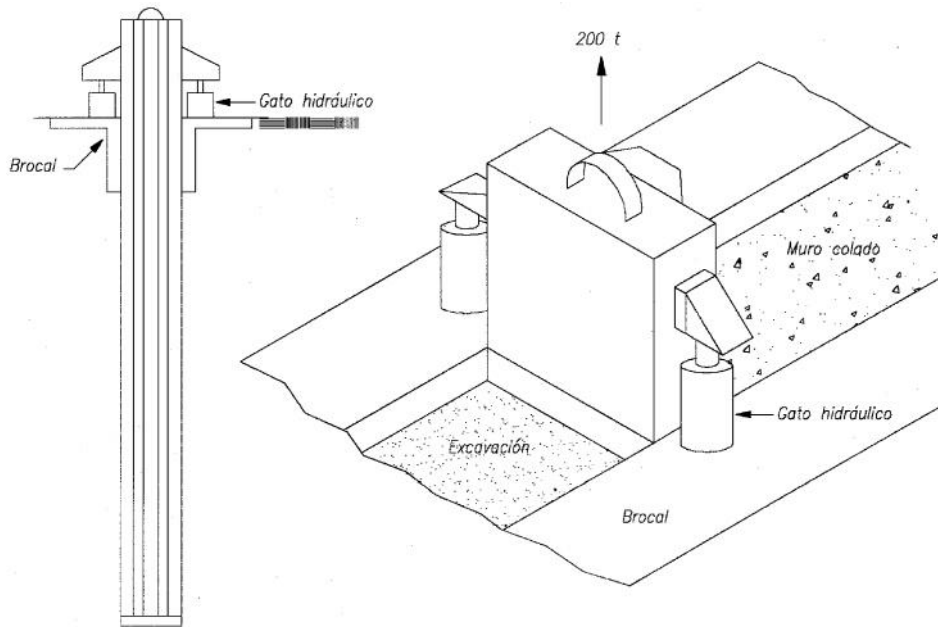


Figura 57. Extracción de la junta de colado

9) Controles. Durante las operaciones antes citadas, debe prestarse atención a los puntos siguientes:

- Excavación: nivel y calidad del lodo, verticalidad y espesor de la trinchera.
- Colocación de las armaduras: centrado y altura.
- Vaciado: calidad del concreto, volumen a cada nivel.
- Juntas: verticalidad y posición de los tubos–junta.
- Continuidad: encaje de los paneles primarios y secundarios.

4.5 Construcción del brocal definitivo

Concluido el muro Milán se procede al retiro del brocal interior y a realizar mediante retroexcavadora una excavación perimetral hasta un metro a bajo de la parte superior del muro Milán que servirá tanto para la construcción del faldón como para poder realizar la demolición (descabece) del muro Milán para retirar el material contaminado.

Se procede a la colocación del acero de refuerzo previamente habilitado, en los diámetros y longitudes indicados en los planos de proyecto tanto en aleros como faldones del brocal, cuidando en todo momento que se coloquen los separadores para asegurar los recubrimientos

especificados. Se verifican topográficamente los niveles del acero de refuerzo, asegurándose que se cumple con los niveles de proyecto y se suministra, habilita y coloca la cimbra aparenten en brocal.

Se inicia la construcción de la trabe de coronamiento y el brocal exterior definitivo (Figura 58).

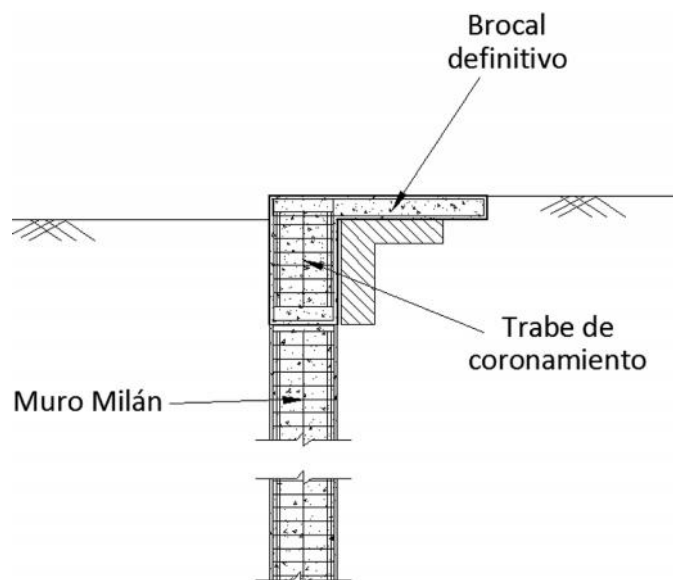


Figura 58. Brocal definitivo

4.6 Instrumentación

En el sitio de la lumbrera se debe instalar una estación piezométrica (EP) que puede ser con piezómetros de cuerda vibrante, en los estratos arenosos en las profundidades que se muestran en la Tabla 4, con el propósito de monitorear las variaciones de la presión de poro antes, durante y después de la construcción de la lumbrera.

También se instalará un pozo de observación (PO) para monitorear el nivel de aguas freáticas superficial. Asimismo, se instalarán bancos de nivel flotante (BNF) en un sitio aledaño a la lumbrera con el objetivo de llevar un control topográfico.

De igual manera se deberán instalar inclinómetros para verificar el movimiento vertical del muro Milán durante la excavación del núcleo central.

Finalmente se instalará un banco de nivel profundo el cual es punto de referencia fijo dado que no sufrirá los asentamientos regionales que pudieran estar ocurriendo en la superficie del terreno.

En la Figura 59 se muestra el arreglo del sistema de instrumentación.

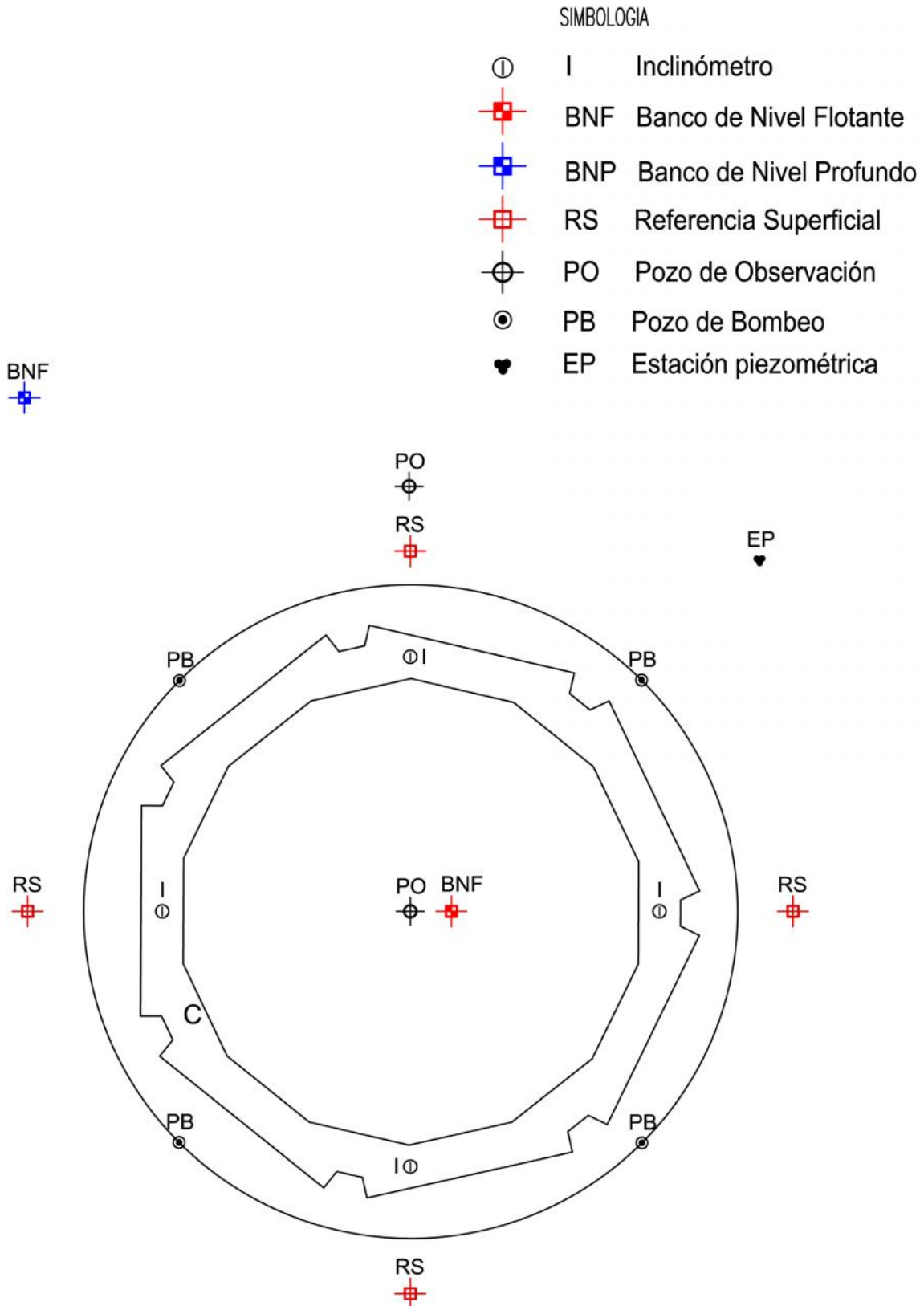


Figura 59. Instrumentación requerida para la lumbrera

4.7 Excavación del núcleo central

Se entiende por núcleo central al suelo que se encuentra en el interior de la lumbrera confinado por el muro Milán. La excavación del núcleo es un procedimiento a cielo abierto y se podrá iniciar una vez haya terminado la trabe de coronamiento y su brocal definitivo.

La excavación del núcleo central se llevará a cabo con retroexcavadora, la rezaga se extraerá mediante grúa, los últimos metros de excavación se realizarán por medios manuales para afinar la superficie para la construcción de la losa de fondo.

4.7.1 Apuntalamiento

Los muros circulares tienen la particularidad de que no pueden convergir libremente cuando se les carga externamente. Considérese un muro circular delgado, con un radio R , sujeto a una presión axisimétrica p . Un diagrama de equilibrio de fuerzas muestra que la reacción a la presión externa produce una fuerza de compresión en el muro que resiste la tendencia a convergir. En la Figura 60 se muestra un diagrama de cuerpo libre de un segmento de muro (Referencia 10).

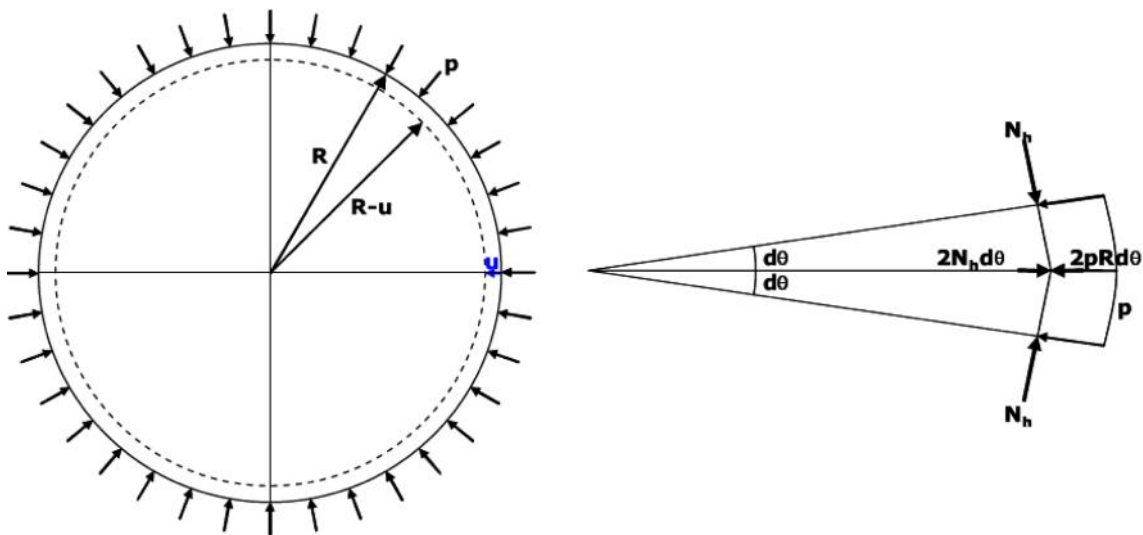


Figura 60. Diagrama de cuerpo libre de un segmento circular de muro

La rigidez circunferencial que relaciona la presión aplicada con el desplazamiento radial puede ser definida como:

$$p = \frac{E \cdot t \cdot \Delta R}{R^2} \quad (34)$$

donde p presión axisimétrica
 E módulo de Young del material del muro
 R radio del muro
 t espesor

Esta relación obtenida para un anillo se usa para un muro circular tridimensional bajo presiones axisimétricas.

Basado en los comentarios anteriores, puede concluirse que los muros circulares tienen ventajas comparados con los muros planos, al no necesitar anclas o apuntalamiento interior; los trabajos de excavación en el interior se llevan a cabo con mayor eficiencia.

Dado que las fuerzas radiales de compresión proveen un soporte rígido continuo al muro, el momento flexionante y la fuerza cortante en el muro se mantienen generalmente bajas, resultando en un refuerzo relativamente menor.

4.8 Construcción de la losa de fondo

Una vez alcanzado e nivel máximo de excavación se colocará un firme de concreto pobre de 5 cm de espesor.

Posteriormente se construirá la losa de fondo de 2.0 m de espesor.

4.9 Anclaje de la losa de fondo con el muro Milán

En la Figura 61 se muestra el anclaje de la losa de fondo con el muro Milán.

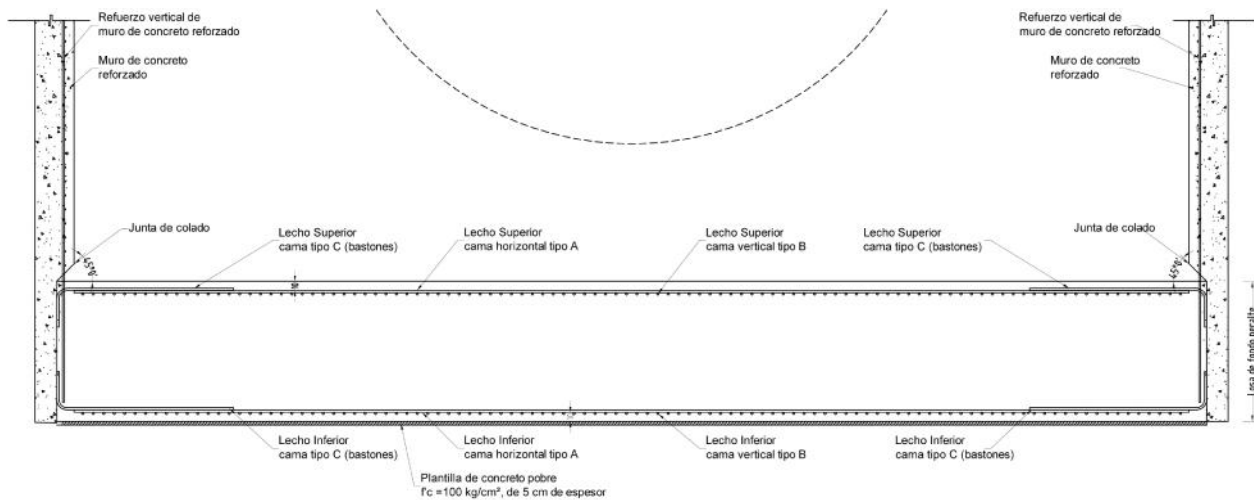


Figura 61. Conexión losa - muro

5. CONCLUSIONES

Este documento se ha desarrollado con el interés de presentar el proceso de diseño que demanda una lumbrera proyectada en suelos blandos, como los del Valle de México, donde la resistencia al esfuerzo cortante y los módulos de deformación son desfavorables.

Inicialmente se hace notar la importancia de utilizar técnicas adecuadas de exploración geotécnica en suelos blandos para la correcta obtención de los parámetros de diseño. Se ha presentado al Cono Eléctrico como una herramienta adecuada para la exploración de este tipo de suelos, en conjunto con el muestreo inalterado selectivo. Con los resultados de los sondeos de Cono Eléctrico es posible detectar detalles estratigráficos, como los delgados lentes duros característicos de los suelos del Valle de México, útiles para la instalación de instrumentos de piezometría para el monitoreo de la presión de poro.

Con base en resultados de trabajos de exploración geotécnica y ensayos del laboratorio para un sitio en el valle de México, se ha construido el modelo geotécnico para la construcción hipotética de una lumbrera de 13 m de diámetro y 35 m de profundidad. Esta información se ha complementado con datos de piezometría, donde se observa un fuerte abatimiento de la presión de poro por efecto del bombeo profundo a que está sujeta la ciudad de México.

En este trabajo se presentan los criterios y análisis que requiere el diseño geotécnico de la lumbrera, ante los diferentes mecanismos de falla durante su proceso constructivo y durante su operación. Los resultados de estas revisiones, a través de los factores de seguridad obtenidos y su comparación contra los factores mínimos admisibles, se resumen a continuación:

Tabla 21 Factores de seguridad contra la falla de la excavación al final de la excavación

MECANISMO DE FALLA	$(FS)_{\min}$	$(FS)_{\text{calculado}}$
Falla general del fondo	$(FS)_f \geq 1.7$	1.33
Falla general por subpresión	$(FS)_{\text{sub}} \geq 1.5$	0.67
Falla por empotramiento de la pata	$(FS)_p \geq 1.5$	1.46
Falla por Flotación, condiciones estáticas	$(FS)_{\text{flot}} \geq 1.4$	4.17
Falla por Flotación, condiciones sísmicas	$(FS)_{\text{flot}} \geq 1.1$	1.66
Zanja con lodo	$(FS) > \geq 1.95$	1.40
Zanja con concreto	$(FS) > \geq 1.95$	0.95
Salida del escudo	$(FS)_{\text{esc}} \geq 2.0$	1.8

Como se observa, es necesario implementar un sistema de bombeo que mantenga abatido la presión del agua por debajo del nivel de excavación para evitar la falla por subpresión. Se deberá también realizar un mejoramiento del suelo para evitar una falla por extrusión a la salida de la tuneladora. De igual manera, se presentará un ensanchamiento en las paredes de la excavación ocasionado por la presión ejercida del concreto hacia las paredes, esta condición se podrá controlar con la velocidad de colado.

Se han establecido los esfuerzos horizontales actuando sobre la lumbrera, tanto para la etapa de construcción, como de servicio.

Complementariamente se ha realizado la determinación de los elementos mecánicos bajo condiciones accidentales por sismo, necesarios para el diseño estructural.

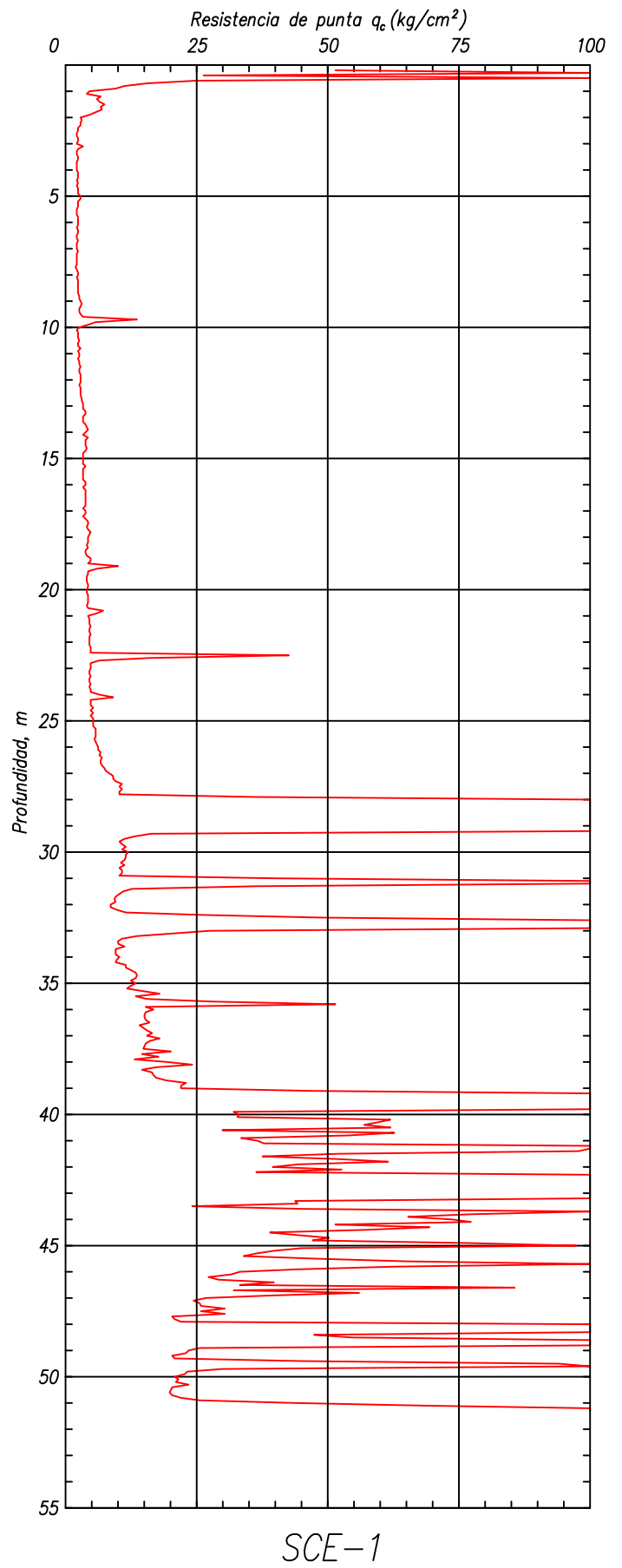
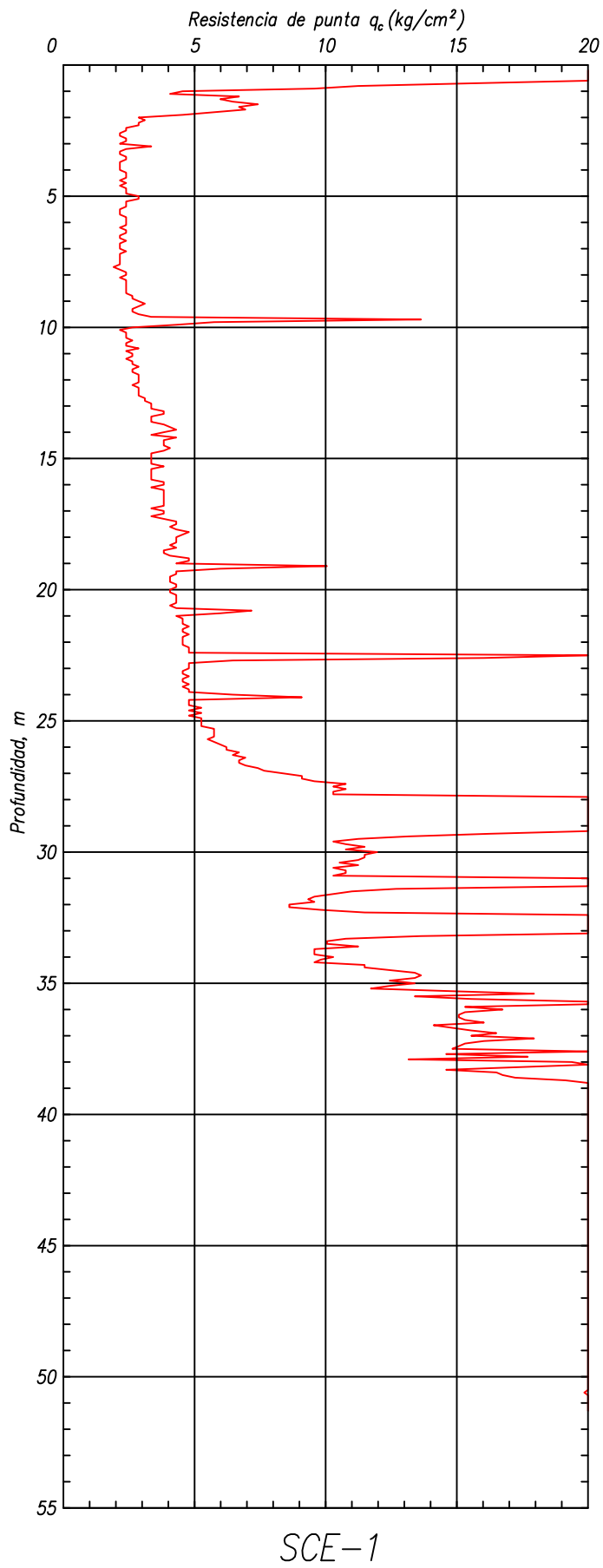
Para el estudio del comportamiento de la lumbrera se ha hecho uso de análisis de elemento finito, estableciendo los esfuerzos y deformaciones esperados durante la secuencia de construcción y hasta la operación.

Con base en los resultados obtenidos de la investigación y desarrollo de este trabajo, se considera que los criterios de diseño aplicados en México para el análisis de lumbreras en suelos blandos, son confiables y permiten garantizar las condiciones de seguridad que este tipo de estructuras demandan. Sin embargo, se destaca que es necesario contar con mejores criterios de diseño sísmico para lumbreras y, en general, para estructuras enterradas.

6. REFERENCIAS Y BIBLIOGRAFÍA

1. Santoyo, E., *et al* (2005), *Síntesis geotécnica de la cuenca del Valle de México*. México, TGC Geotecnia.
2. Tamez, E., *et al* (1987), *Manual de diseño geotécnico*. Vol 1, COVITUR, D.D.F
3. “Reglamento de construcciones para el Distrito Federal” (2004), *Diario Oficial de la Federación*, 2ª edición.
4. Holguín, *et al* (1992), *Diseño geotécnico de cimentaciones*, México, TGC Geotecnia.
5. Santoyo, *et. al.* (1989), *El Cono en la Exploración Geotécnica*. México, TGC Geotecnia.
6. Tamez González, Enrique (2001), *Ingeniería de Cimentaciones*, México, TGC Geotecnia.
7. Zeevaert, L (1982). *Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions*. Van Nostrand Reinhold New York.
8. Tamez, E., *et al* (1997). *Diseño geotécnico de túneles*, México, TGC Geotecnia.
9. H. G., Poulos and E. H., Davis (1991). *Elastic Solutions for Soil and Rock Mechanics*. Centre For Geotechnical Research. The University of Sydney.

ANEXO 1
SONDEO DE EXPLORACIÓN

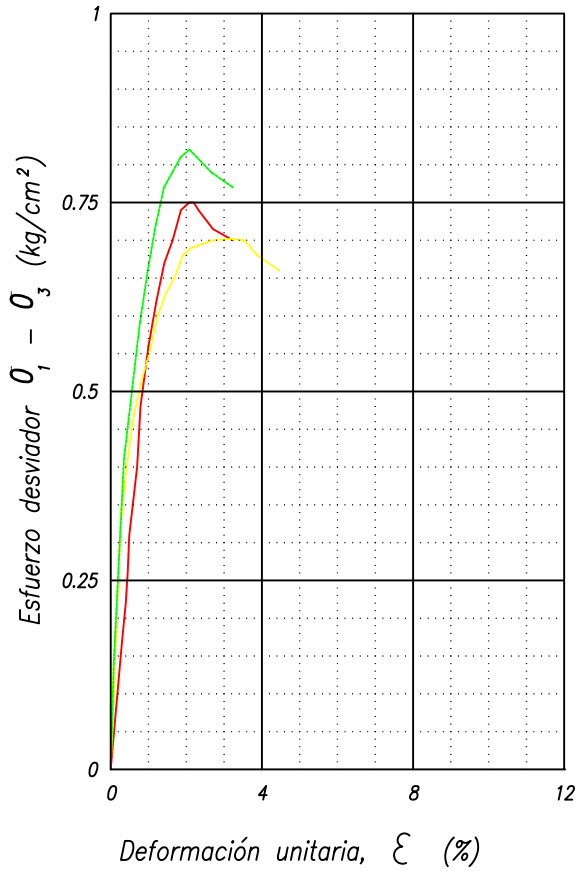


ANEXO 2

PRUEBAS DE LABORATORIO

PRUEBA TRIAXIAL UU

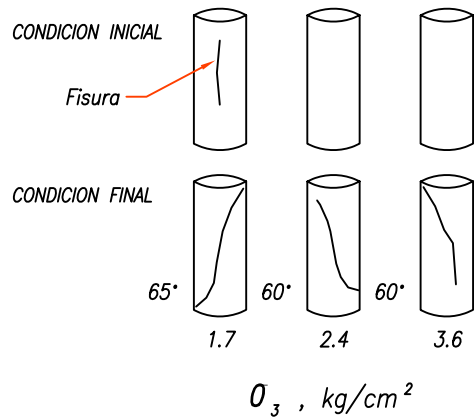
OBRA : _____



DESCRIPCION DEL MATERIAL

Arcilla café y gris olivo,
con fisura natural

SIMBOLO	O_3 kg/cm ²	E_{50} kg/cm ²
—	1.7	56
- - -	2.4	54
- - -	3.6	61



SONDEO	PROF m	Tx	O_3 kg/cm ²	O_d kg/cm ²	w_i %	w_f %	G_s	e_i	e_f	Sr_i %	Sr_f %	γ_n kg/m ³
SMS-1	1.7	UU	1.7	0.75	200	200	3.14	6.40	6.40	99	99	1278
			2.4	0.70	171	171	3.14	5.78	5.78	93	93	1259
			3.6	0.82	197	197	3.14	6.34	6.34	98	98	1275

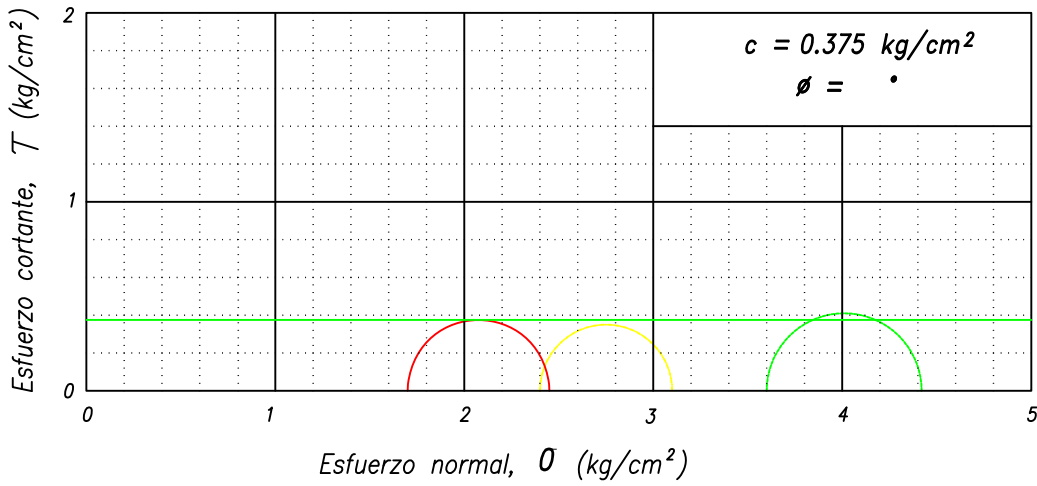
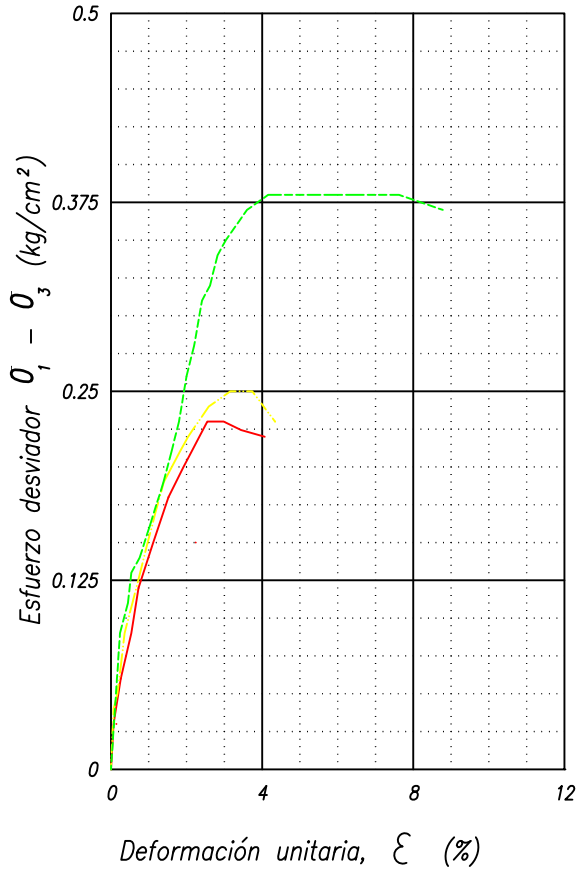


Figura 2-1

PRUEBA TRIAXIAL UU

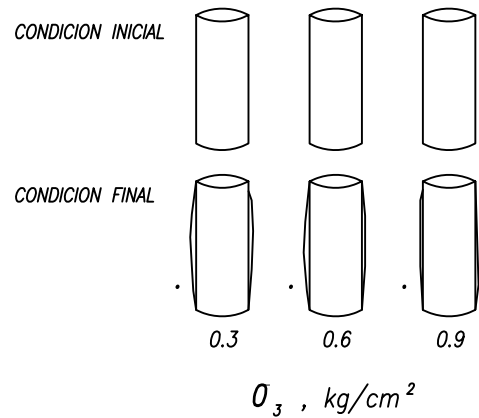
OBRA : _____



DESCRIPCION DEL MATERIAL

Arcilla café contaminada de aguas negras

SIMBOLO	σ_3 kg/cm ²	E_{50} kg/cm ²
— (Red)	0.3	14
— (Yellow)	0.6	16
— (Green)	0.9	17



SONDEO	PROF m	Tx	σ_3 kg/cm ²	σ_d kg/cm ²	w_i %	w_f %	G_s	e_i	e_f	Sr_i %	Sr_f %	γ_n kg/m ³
SMS-1	2.5	UU	0.3	0.23	235	235	2.53	6.36	6.36	94	94	1058
			0.6	0.25	227	227	2.53	5.95	5.95	96	96	1192
			0.9	0.38	223	223	2.53	5.54	5.54	100	100	1251

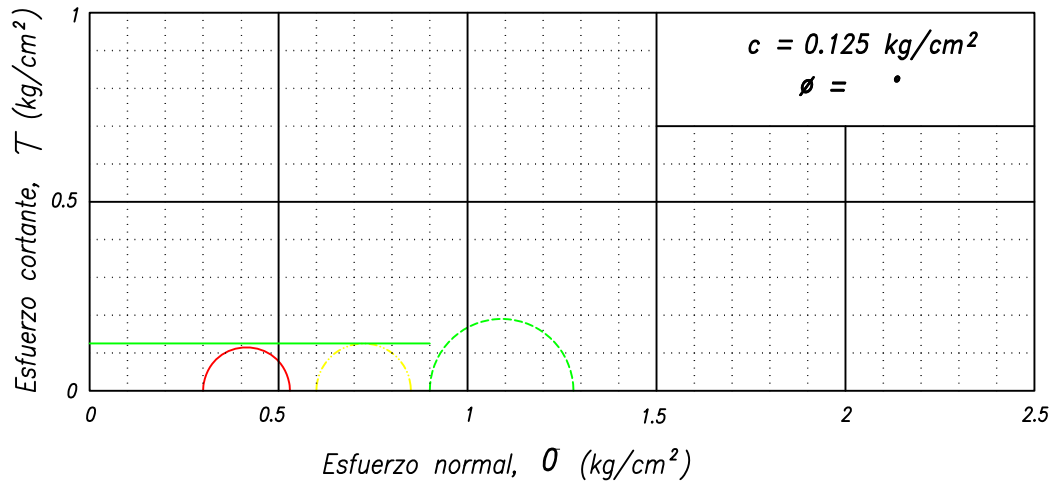
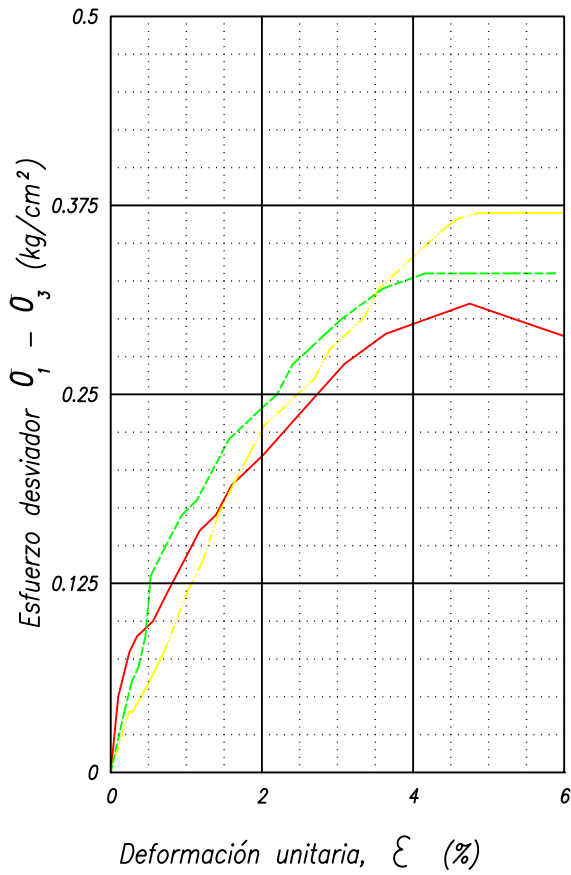


Figura 2-2

PRUEBA TRIAXIAL UU

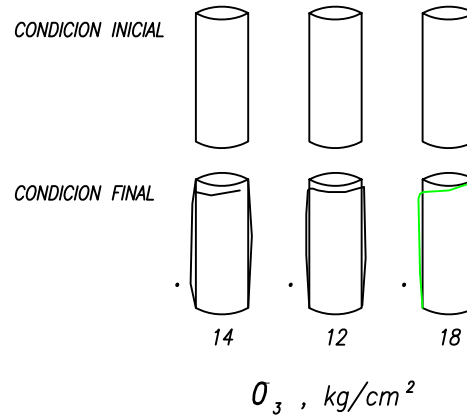
OBRA : _____



DESCRIPCION DEL MATERIAL

Arcilla café rojizo, con manchas gris olivo y oscuro, con lentes de ceniza volcánica

SIMBOLO	σ_3 kg/cm ²	E_{50} kg/cm ²
—	0.3	14
—	0.6	12
—	0.9	18



SONDEO	PROF m	T _x	σ_3 kg/cm ²	σ_d kg/cm ²	w_i %	w_f %	G_s	e_i	e_f	Sr_i %	Sr_f %	γ_n kg/m ³
SMS-1	3.5	UU	14	0.31	221	221	2.64	5.90	5.90	99	99	1233
			12	0.37	225	225	2.64	5.79	5.79	100	100	1270
			18	0.33	212	212	2.64	5.60	5.60	100	100	1254

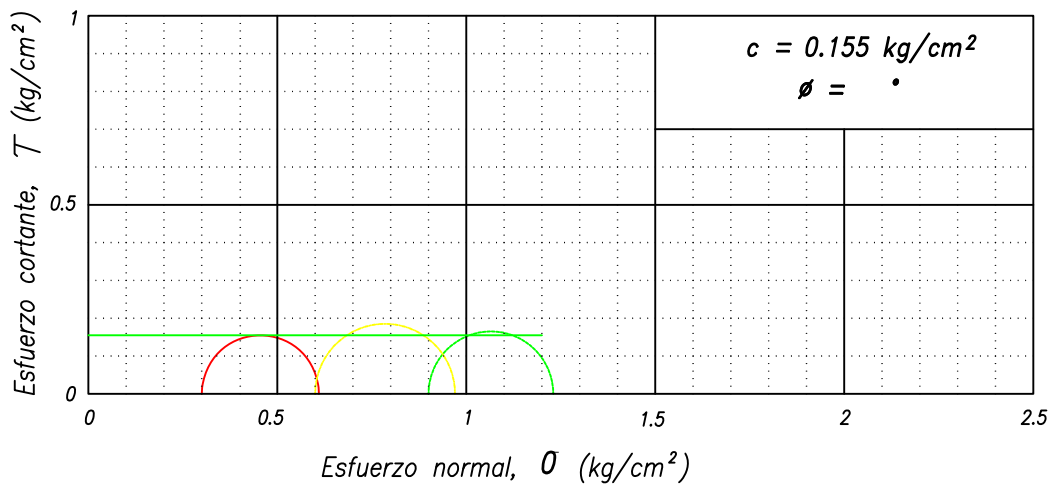
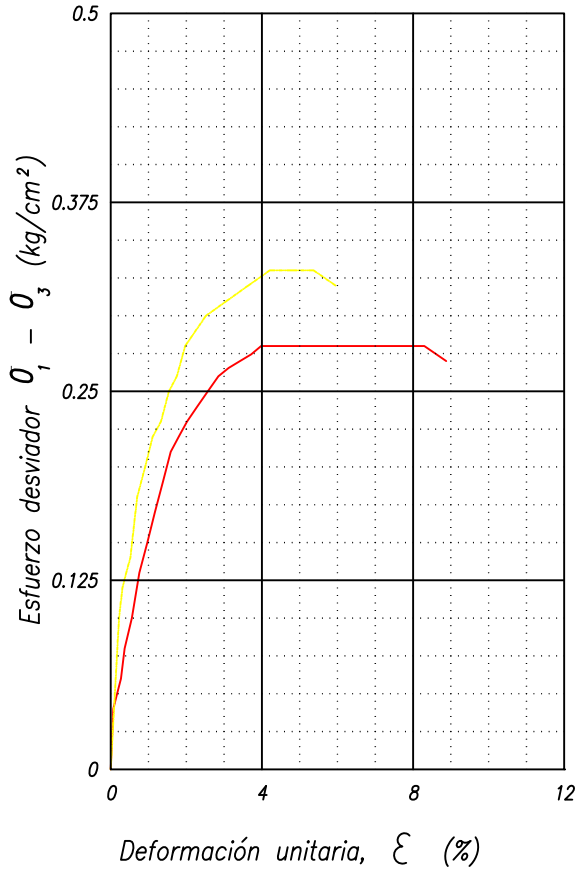


Figura 2-3

PRUEBA TRIAXIAL UU

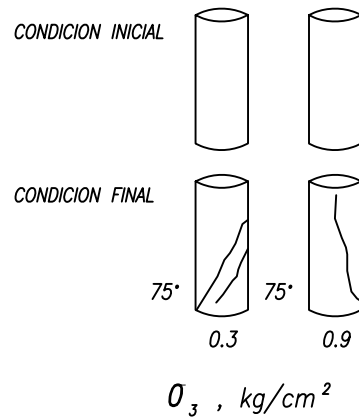
OBRA : _____



DESCRIPCION DEL MATERIAL

Arcilla roja oscura fragil con fisuras naturales

SIMBOLO	σ_3 kg/cm ²	E_{50} kg/cm ²
—	0.3	16
—	0.9	22



SONDEO	PROF m	T _x	σ_3 kg/cm ²	σ_d kg/cm ²	w_i %	w_f %	G_s	e_i	e_f	Sr_i %	Sr_f %	γ_n kg/m ³
SMS-1	4.5	UU	0.3	0.28	233	233	2.52	5.78	5.78	100	100	1283
			0.9	0.33	245	245	2.52	6.20	6.20	99	99	1202

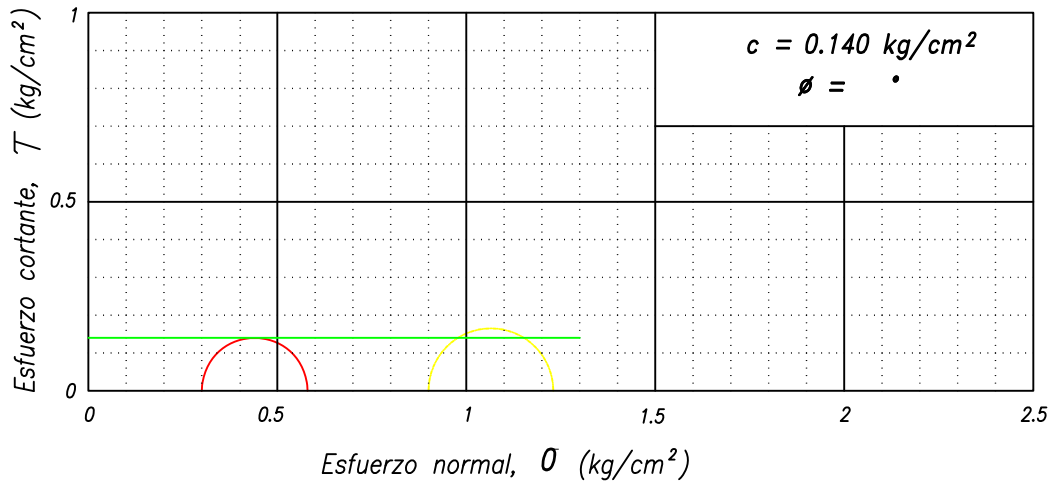
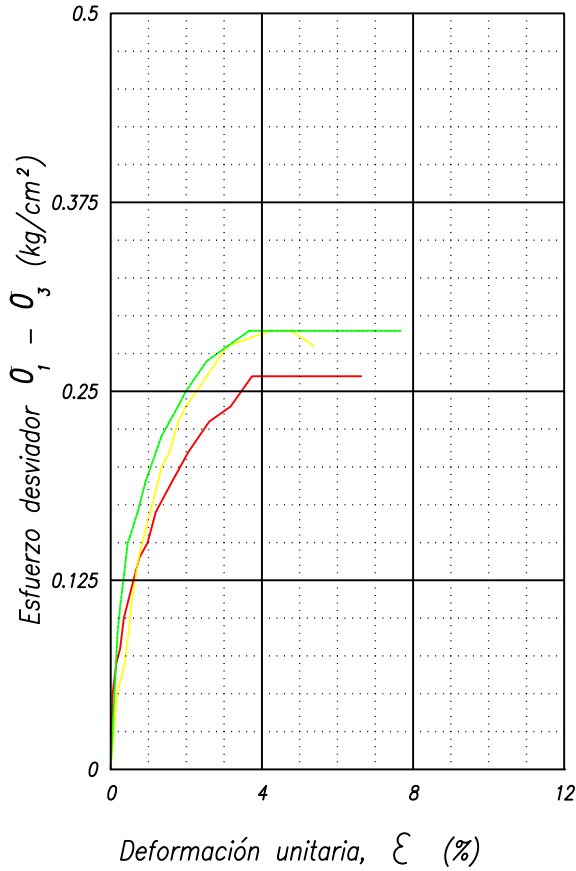


Figura 2-4

PRUEBA TRIAXIAL UU

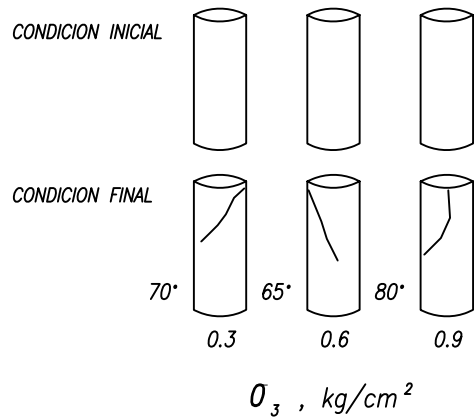
OBRA : _____



DESCRIPCION DEL MATERIAL

Arcilla café rojizo con manchas olivo y grises

SIMBOLO	σ_3 kg/cm ²	E_{50} kg/cm ²
—	0.3	15
- - -	0.6	17
- - -	0.9	21



SONDEO	PROF m	Tx	σ_3 kg/cm ²	σ_d kg/cm ²	w_i %	w_f %	G_s	e_i	e_f	Sr_i %	Sr_f %	γ_n kg/m ³
SMS-1	5.5	UU	0.3	0.26	189	189	2.67	4.99	4.99	100	100	1295
			0.6	0.29	189	189	2.67	5.24	5.24	96	96	1240
			0.9	0.29	197	197	2.67	5.24	5.24	100	100	1277

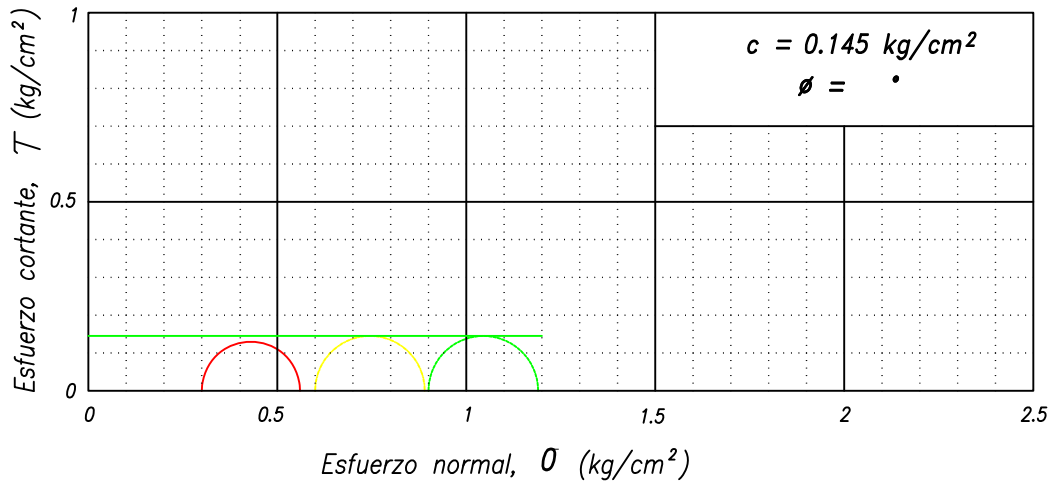
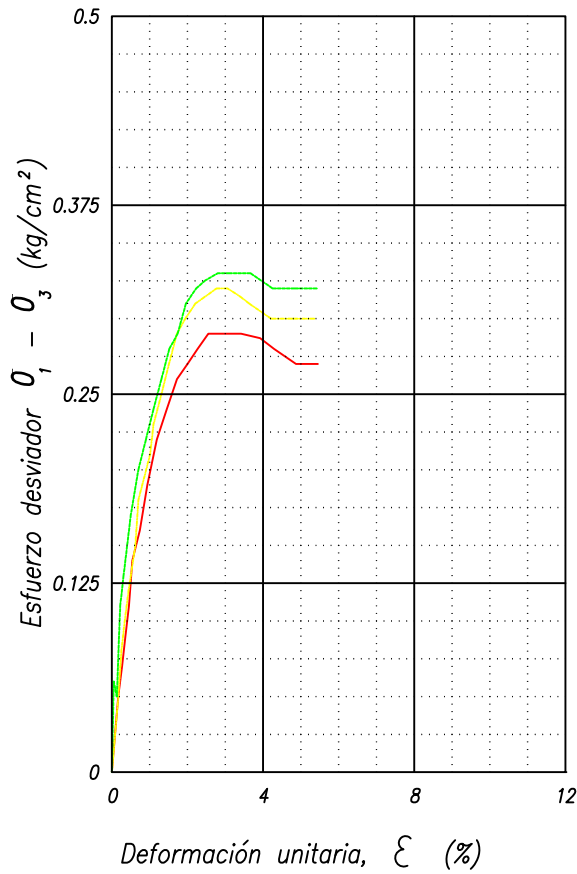


Figura 2-5

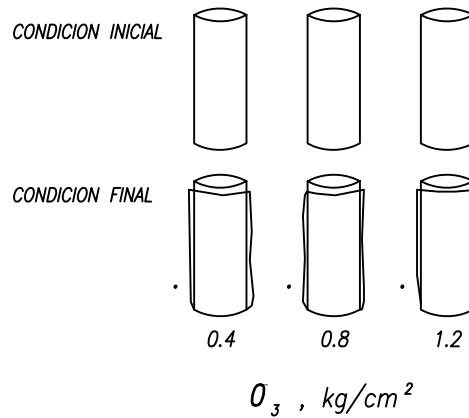
PRUEBA TRIAXIAL UU

OBRA : _____



DESCRIPCION DEL MATERIAL	
Arcilla café olivo, con manchas negras, fragil	

SIMBOLO	σ_3 kg/cm ²	E_{50} kg/cm ²
— (red)	0.4	20
— (yellow)	0.8	21
— (green)	1.2	24



SONDEO	PROF m	T_x	σ_3 kg/cm ²	σ_d kg/cm ²	w_i %	w_f %	G_s	e_i	e_f	Sr_i %	Sr_f %	γ_n kg/m ³
SMS-1	6.5	UU	0.4	0.29	256	256	2.41	5.89	5.89	100	100	1251
			0.8	0.32	219	219	2.41	5.16	5.16	100	100	1256
			1.2	0.33	244	244	2.41	5.81	5.81	100	100	1222

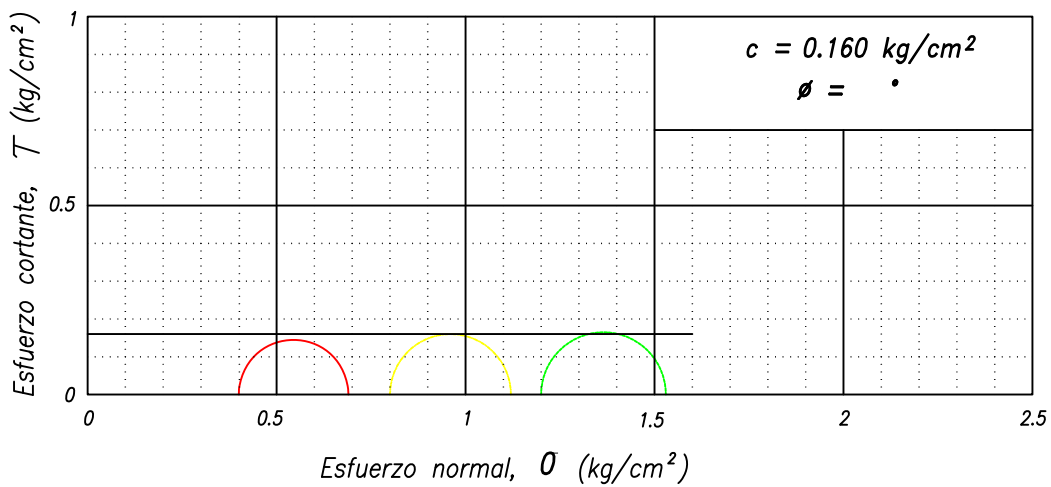
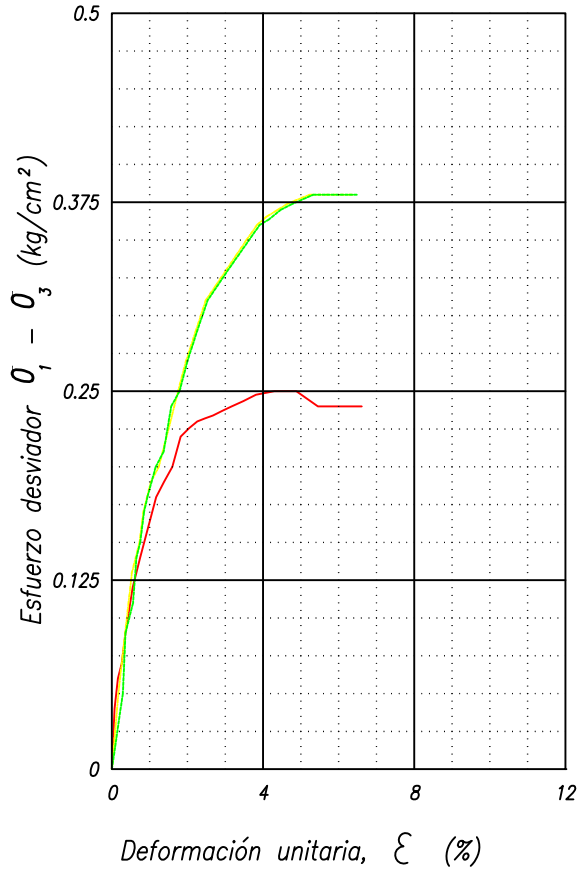


Figura 2-6

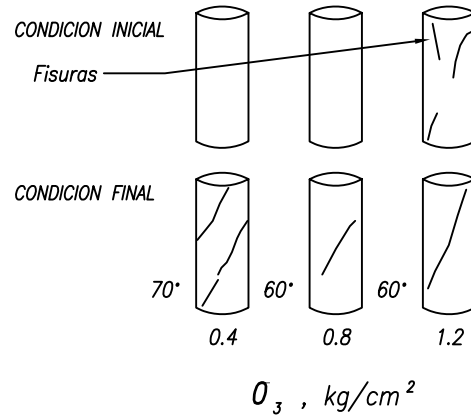
PRUEBA TRIAXIAL UU

OBRA : _____



DESCRIPCION DEL MATERIAL	
Arcilla café olivo claro con fisuras naturales y manchas negras	

SIMBOLO	σ_3 kg/cm ²	E_{50} kg/cm ²
—	0.4	17
—	0.8	18
—	1.2	19



SONDEO	PROF m	T_x	σ_3 kg/cm ²	σ_d kg/cm ²	w_i %	w_f %	G_s	e_i	e_f	Sr_i %	Sr_f %	γ_n kg/m ³
SMS-1	7.5	UU	0.4	0.25	292	292	2.6	7.68	7.68	99	99	1176
			0.8	0.38	303	303	2.6	7.86	7.86	100	100	1183
			1.2	0.38	293	293	2.6	7.72	7.72	99	99	1173

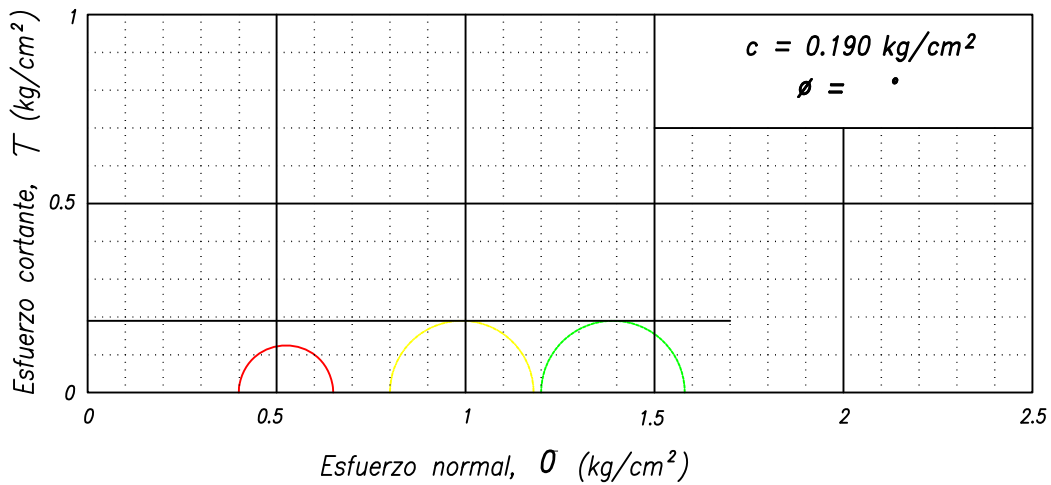
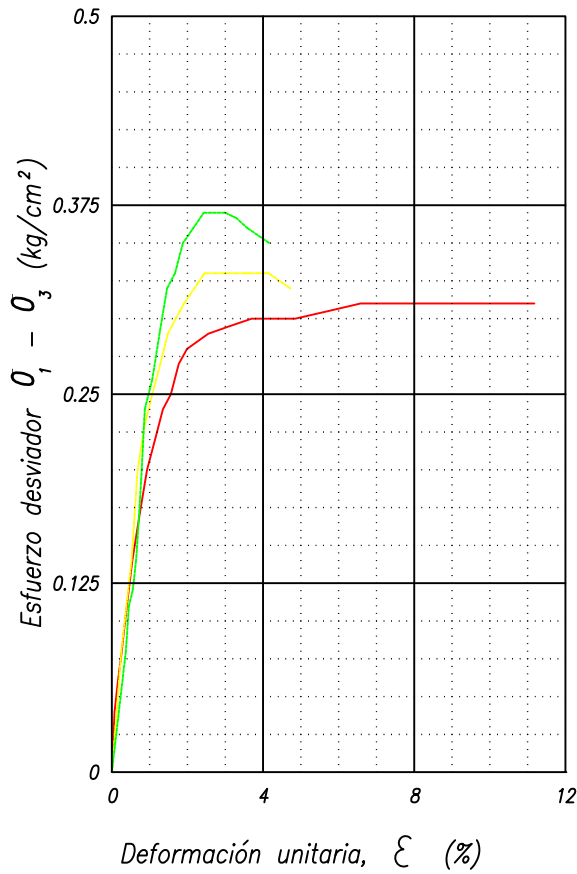


Figura 2-7

PRUEBA TRIAXIAL UU

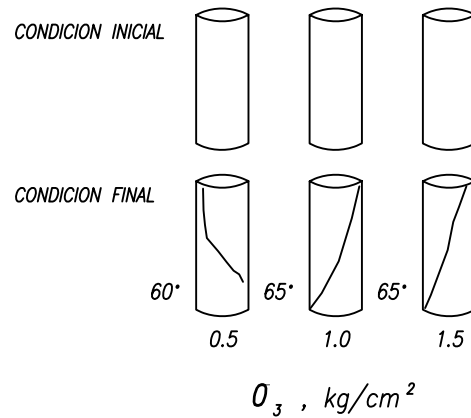
OBRA : _____



DESCRIPCION DEL MATERIAL

Arcilla café olivo, con manchas gris olivo

SIMBOLO	O_3 kg/cm ²	E_{50} kg/cm ²
—	0.5	22
—	1.0	23
—	1.5	24



SONDEO	PROF m	T_x	O_3 kg/cm ²	O_d kg/cm ²	w_i %	w_f %	G_s	e_i	e_f	Sr_i %	Sr_f %	γ_n kg/m ³
SMS-1	8.7	UU	0.5	0.31	249	249	2.6	6.39	6.39	100	100	1231
			1.0	0.33	254	254	2.6	6.62	6.62	100	100	1211
			1.5	0.37	266	266	2.6	6.80	6.80	100	100	1220

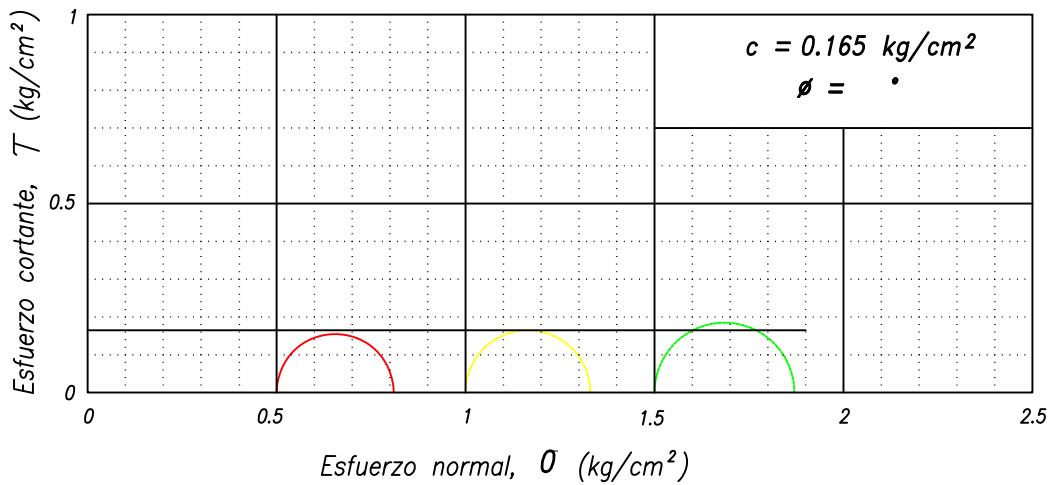
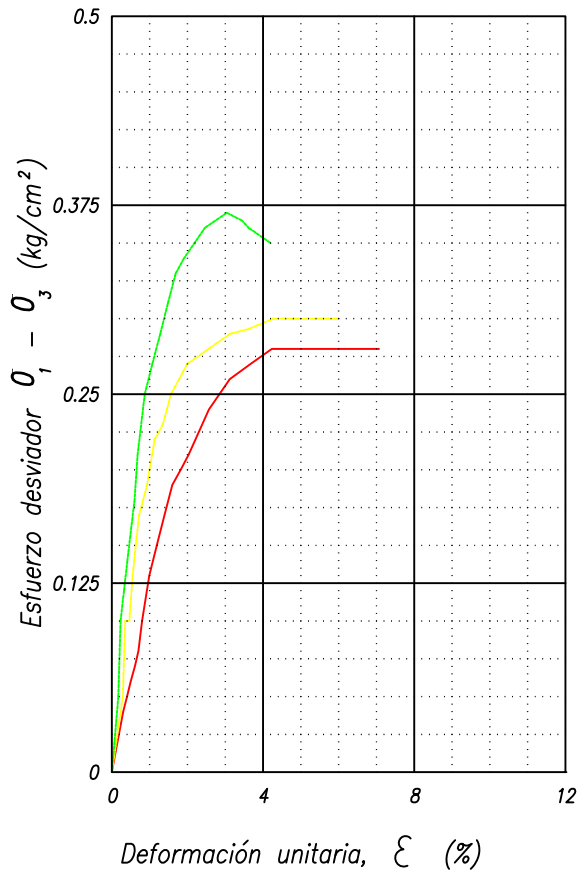


Figura 2-8

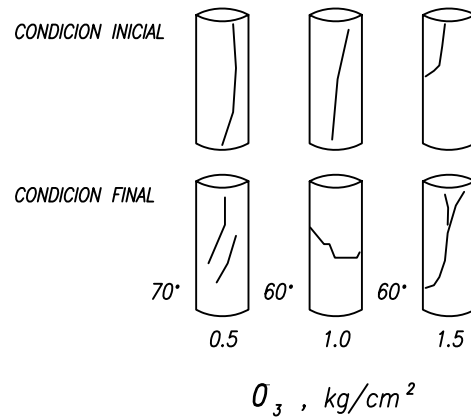
PRUEBA TRIAXIAL UU

OBRA : _____



DESCRIPCION DEL MATERIAL		
Arcilla café rojizo, con manchas gris olivo		

SIMBOLO	O_3 kg/cm ²	E_{50} kg/cm ²
— (red)	0.5	13
- - - (yellow)	1.0	20
- - - (green)	1.5	25



SONDEO	PROF m	T_x	O_3 kg/cm ²	O_d kg/cm ²	w_i %	w_f %	G_s	e_i	e_f	Sr_i %	Sr_f %	γ_n kg/m ³
SMS-1	9.3	UU	0.5	0.28	234	234	2.6	6.10	6.10	100	100	1226
			1.0	0.30	191	191	2.6	5.25	5.25	95	95	1213
			1.5	0.37	215	215	2.6	5.59	5.59	100	100	1244

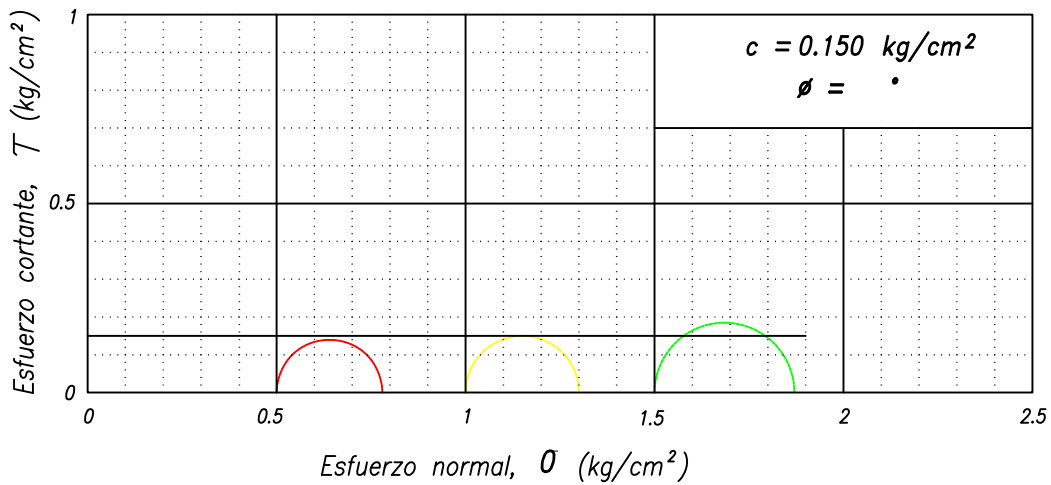
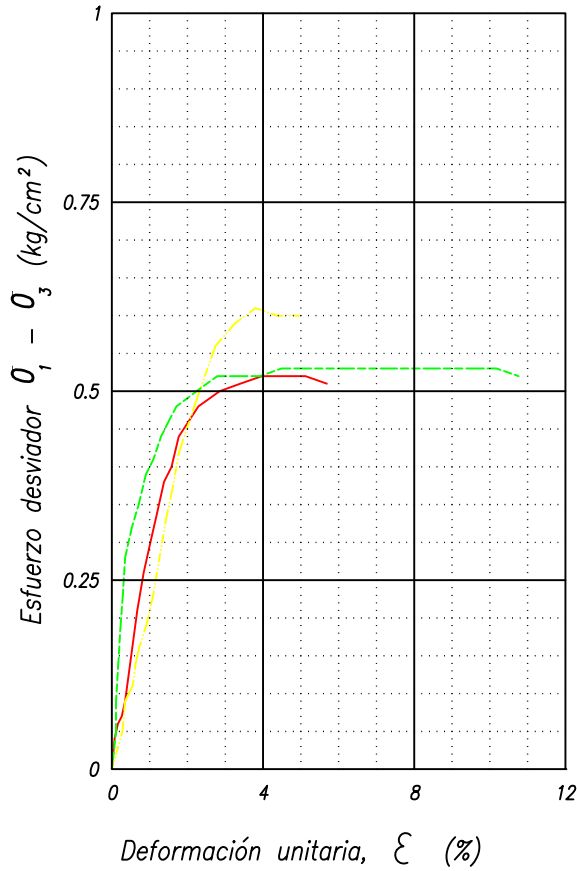


Figura 2-9

PRUEBA TRIAXIAL UU

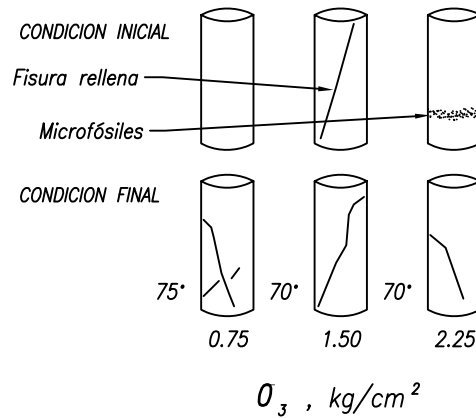
OBRA : _____



DESCRIPCION DEL MATERIAL

Arcilla café olivo, con manchas grises y rojas, con fisuras rellenas de ceniza volcánica

SIMBOLO	O_3 kg/cm ²	E_{50} kg/cm ²
—	0.75	29
—	1.50	21
—	2.25	37



SONDEO	PROF m	T_x	O_3 kg/cm ²	O_d kg/cm ²	w_i %	w_f %	G_s	e_i	e_f	Sr_i %	Sr_f %	γ_n kg/m ³
SMS-1	13.2	UU	0.75	0.52	170	170	2.85	5.0	5.0	97	97	1281
			1.50	0.61	173	173	2.85	5.1	5.1	97	97	1277
			2.25	0.53	158	158	2.85	4.8	4.8	93	93	1262

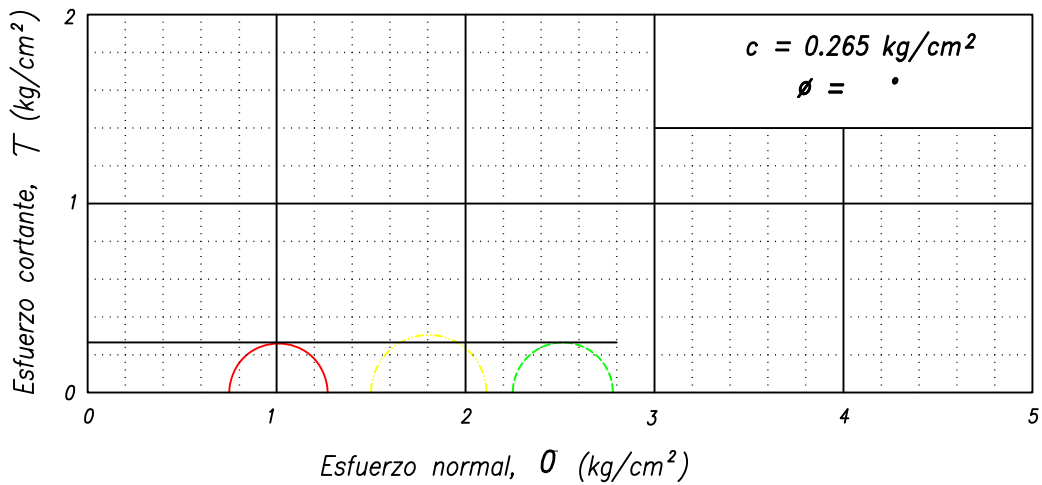
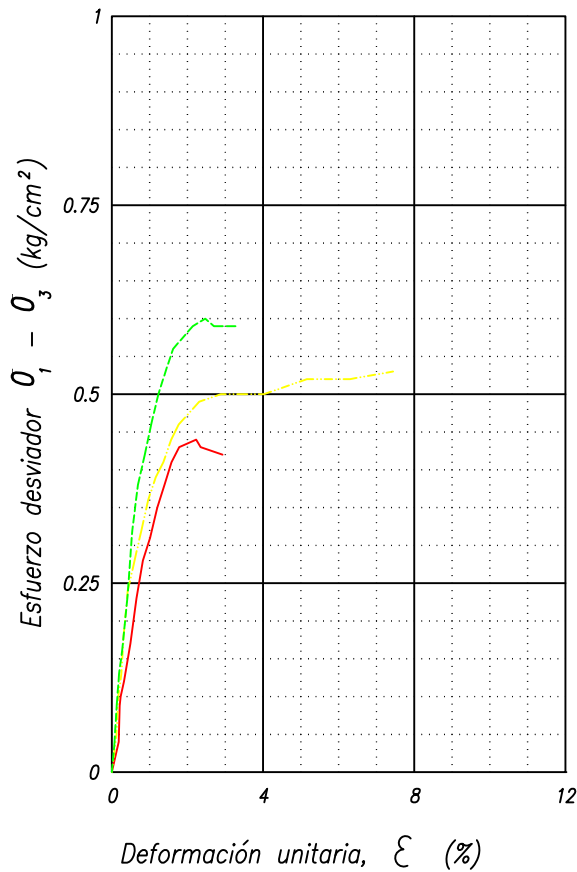


Figura 2-10

PRUEBA TRIAXIAL UU

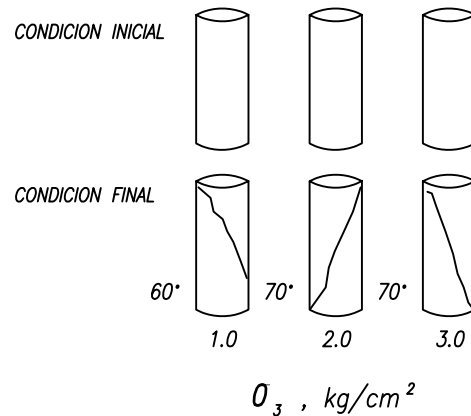
OBRA : _____



DESCRIPCION DEL MATERIAL

Arcilla café rojizo, con manchas café olivo y algunas fisuras

SIMBOLO	O_3 kg/cm ²	E_{50} kg/cm ²
—	1.0	31
—	2.0	38
—	3.0	44



SONDEO	PROF m	T_x	O_3 kg/cm ²	O_d kg/cm ²	w_i %	w_f %	G_s	e_i	e_f	Sr_i %	Sr_f %	γ_n kg/m ³
SMS-1	18.0	UU	1.0	0.44	198	198	2.95	5.94	5.94	99	99	1270
			2.0	0.53	208	208	2.95	6.20	6.20	99	99	1263
			3.0	0.60	198	198	2.95	6.01	6.01	98	98	1260

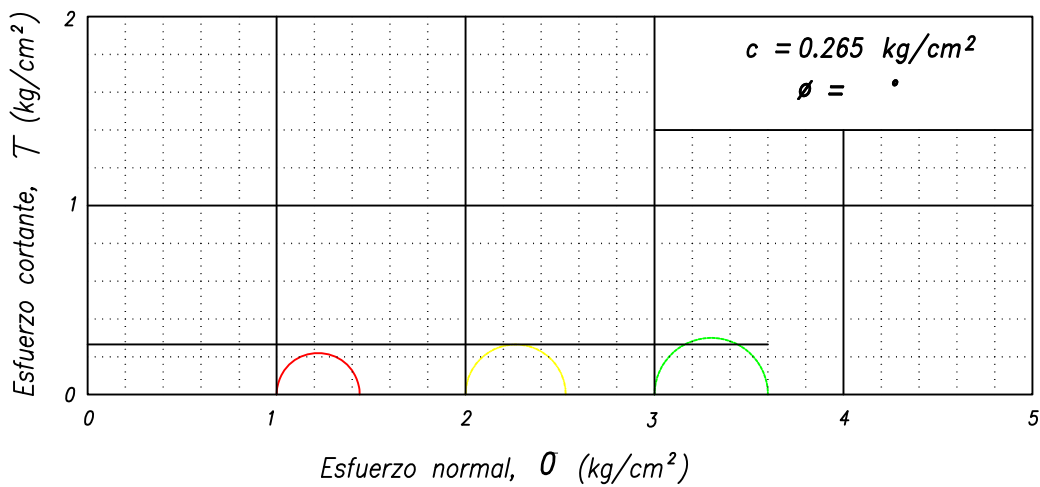
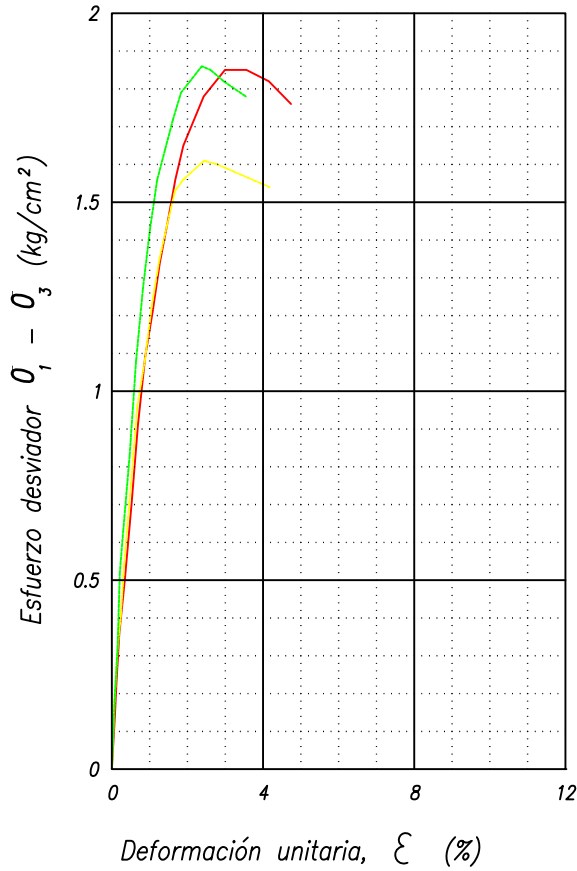


Figura 2-11

PRUEBA TRIAXIAL UU

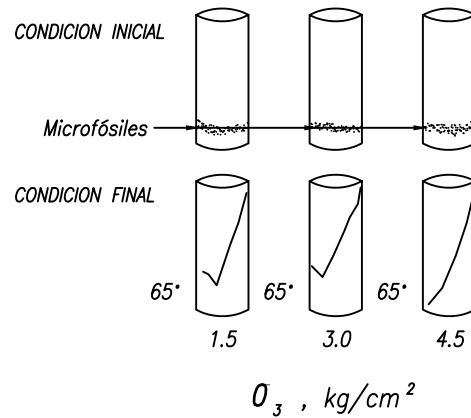
OBRA : _____



DESCRIPCION DEL MATERIAL

Arcilla café olivo, con veta de microfósiles y roja en la parte inferior

SIMBOLO	O_3 kg/cm ²	E_{50} kg/cm ²
—	1.5	112
- - -	3.0	116
- - -	4.5	142



SONDEO	PROF m	T _x	O_3 kg/cm ²	O_d kg/cm ²	w_i %	w_f %	G_s	e_i	e_f	Sr_i %	Sr_f %	γ_n kg/m ³
SMS-1	27.2	UU	1.5	1.85	145	145	2.94	4.38	4.38	98	98	1344
			3.0	1.61	147	147	2.94	4.36	4.36	99	99	1357
			4.5	1.86	147	147	2.94	4.48	4.48	96	96	1326

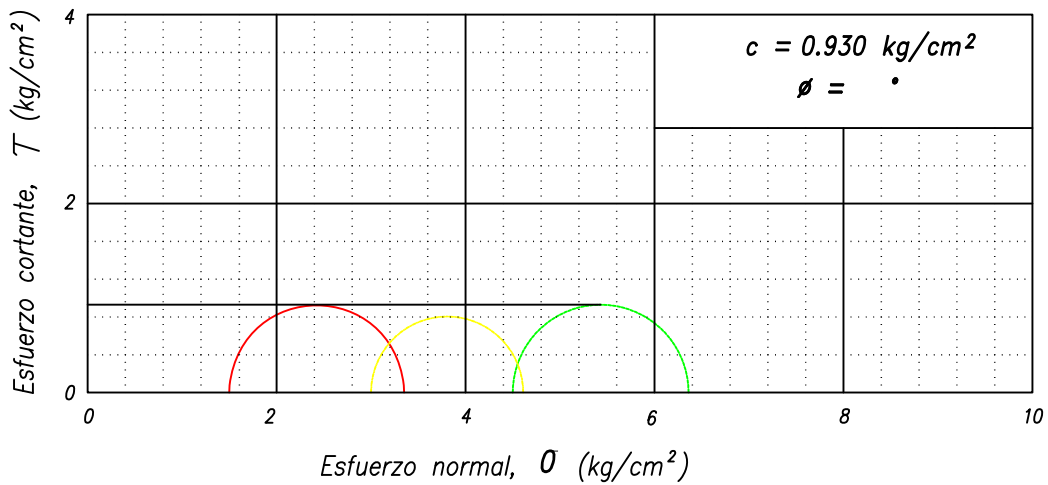
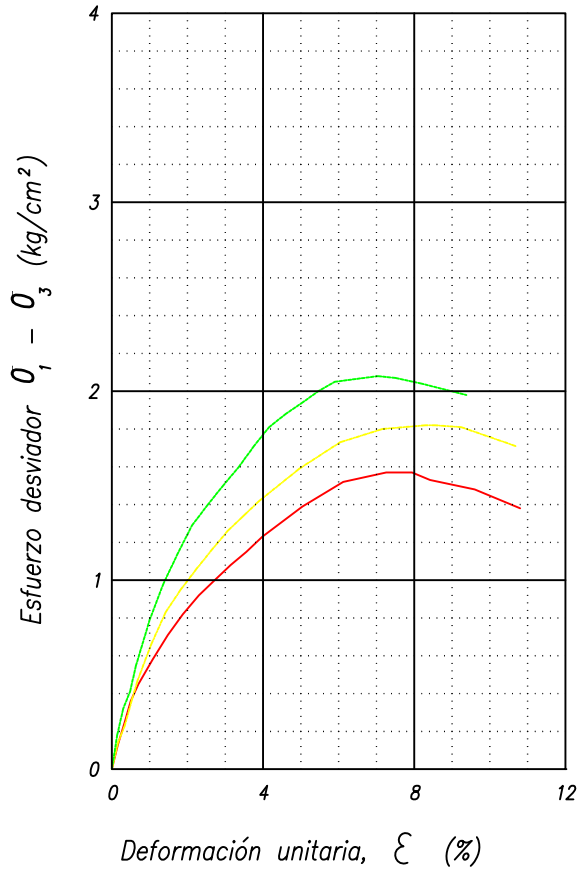


Figura 2-12

PRUEBA TRIAXIAL UU

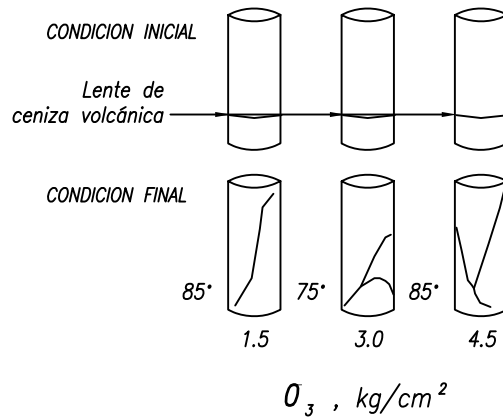
OBRA : _____



DESCRIPCION DEL MATERIAL

Arcilla café olivo, con manchas gris oscuro y lentes de ceniza volcánica

SIMBOLO	O_3 kg/cm ²	E_{50} kg/cm ²
—	1.5	87
—	3.0	104
—	4.5	122



SONDEO	PROF m	T_x	O_3 kg/cm ²	O_d kg/cm ²	w_i %	w_f %	G_s	e_i	e_f	Sr_i %	Sr_f %	γ_n kg/m ³
SMS-1	34.5	UU	1.5	1.57	112	112	2.89	3.40	3.40	96	96	1398
			3.0	1.82	110	110	2.89	3.31	3.31	96	96	1411
			4.5	2.08	113	113	2.89	3.36	3.36	97	97	1413

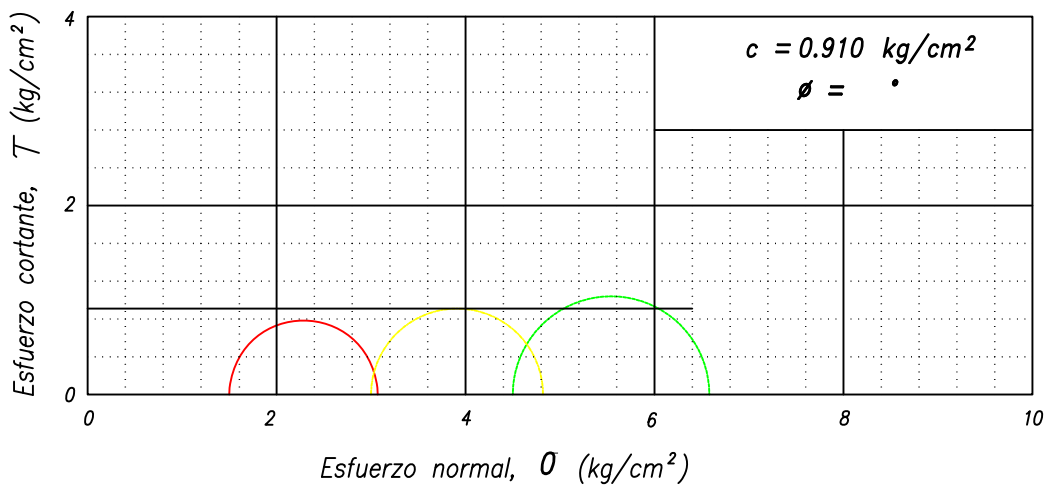


Figura 2-13

CONSOLIDACION

PROYECTO	LOCALIZACION	OPERADOR	FECHA	Consolidómetro No.
SONDEO	MUESTRA	PROFUNDIDAD(m)	CALCULO	7
SMS-1	3-3	2.40-2.60	MRD	Ss 2.531

Descripción del suelo:
Limo de alta plasticidad color café rojizo oscuro

Anillo No	7	$D_{anillo} =$	8.010	cm	$H_{anillo} =$	2.00	cm	$A_{anillo} =$	50.391	cm ³
-----------	---	----------------	-------	----	----------------	------	----	----------------	--------	-----------------

Antes de la prueba		Después de la prueba					
$W_{anillo} + W_h =$	290.42	gr	Vidrio No.	21	$W_{vidrio} =$	43.06	gr
$W_{anillo} =$	166.62	gr	$W_{vidrio} + W_h + W_{anillo} =$	303.16	gr		
			$W_{vidrio} + W_s + W_{anillo} =$	243.60	gr		

$W_s =$	33.920	gr	$W_{h_i} =$	123.800	gr	$W_{w_i} =$	89.880	gr	$W_{h_f} =$	93.480	gr
$W_{w_f} =$	59.560	gr	$V_i =$	100.782	cm ³	$V_f =$	64.037	cm ³	$V_s =$	13.401	cm ³
$V_{v_i} =$	87.382	cm ³	$V_{v_f} =$	50.636	cm ³	$V_{w_i} =$	89.880	cm ³	$V_{w_f} =$	59.560	cm ³
$\gamma_{h_i} =$	1.228	t/m ³	$\omega_i =$	264.976	%	$G_{w_i} =$	100.000	%	$e_i =$	6.5206	
$\gamma_{h_f} =$	1.460	t/m ³	$\omega_f =$	175.590	%	$G_{w_f} =$	100.000	%	$e_f =$	3.7786	

PRESION	Lec micrometro	δ aparato	δ lineal (ΔH)	δ vol ($\Delta H/H$)	Δe	e	V_f
kg/cm ²	mm	mm	mm	%			cm ³
Lec inicial	19.335		0.000	0.000	0.000	6.5206	100.782
0.040	19.153	0.010	0.172	0.860	0.065	6.4559	99.916
0.080	18.972	0.015	0.348	1.740	0.131	6.3898	99.029
0.140	18.730	0.021	0.584	2.920	0.220	6.3010	97.840
0.180	18.542	0.028	0.765	3.825	0.288	6.2330	96.928
0.230	18.270	0.039	1.026	5.130	0.386	6.1348	95.612
0.280	17.867	0.043	1.425	7.125	0.536	5.9848	93.602
0.355	16.891	0.045	2.399	11.995	0.902	5.6185	88.694
0.500	15.170	0.058	4.107	20.535	1.544	4.9763	80.087
0.750	13.532	0.073	5.730	28.650	2.155	4.3660	71.908
1.200	11.952	0.091	7.292	36.460	2.742	3.7786	64.037
0.280	12.362	0.047	6.926	34.630	2.604	3.9162	65.881
0.140	12.635	0.038	6.662	33.310	2.505	4.0155	67.212
0.000	13.653	0.000	5.682	28.410	2.137	4.3840	72.150

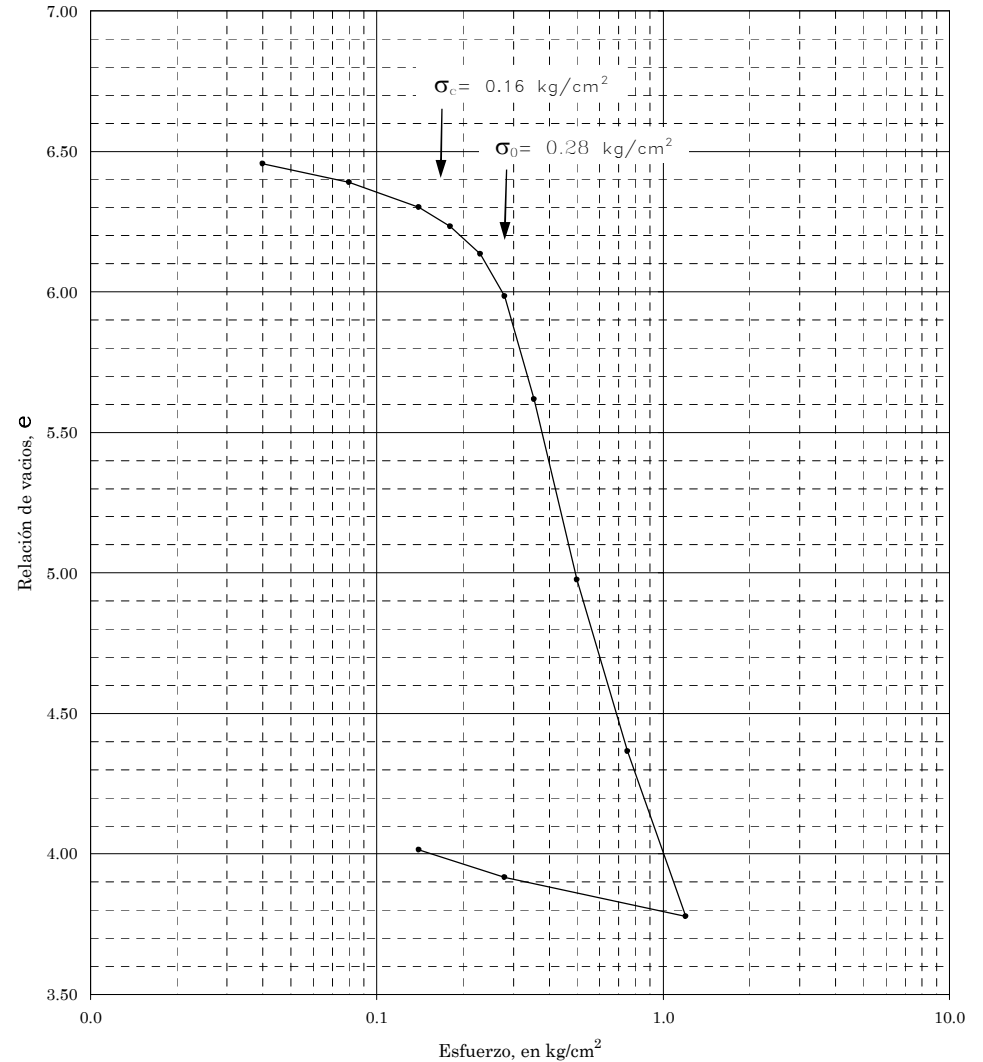


Figura 2-14

CONSOLIDACION

PROYECTO	LOCALIZACION	OPERADOR	FECHA	Consolidómetro No. 9
SONDEO SMS-1	MUESTRA 4-3	PROFUNDIDAD(m) 3.40-3.60	CALCULO MRD	Ss 2.649

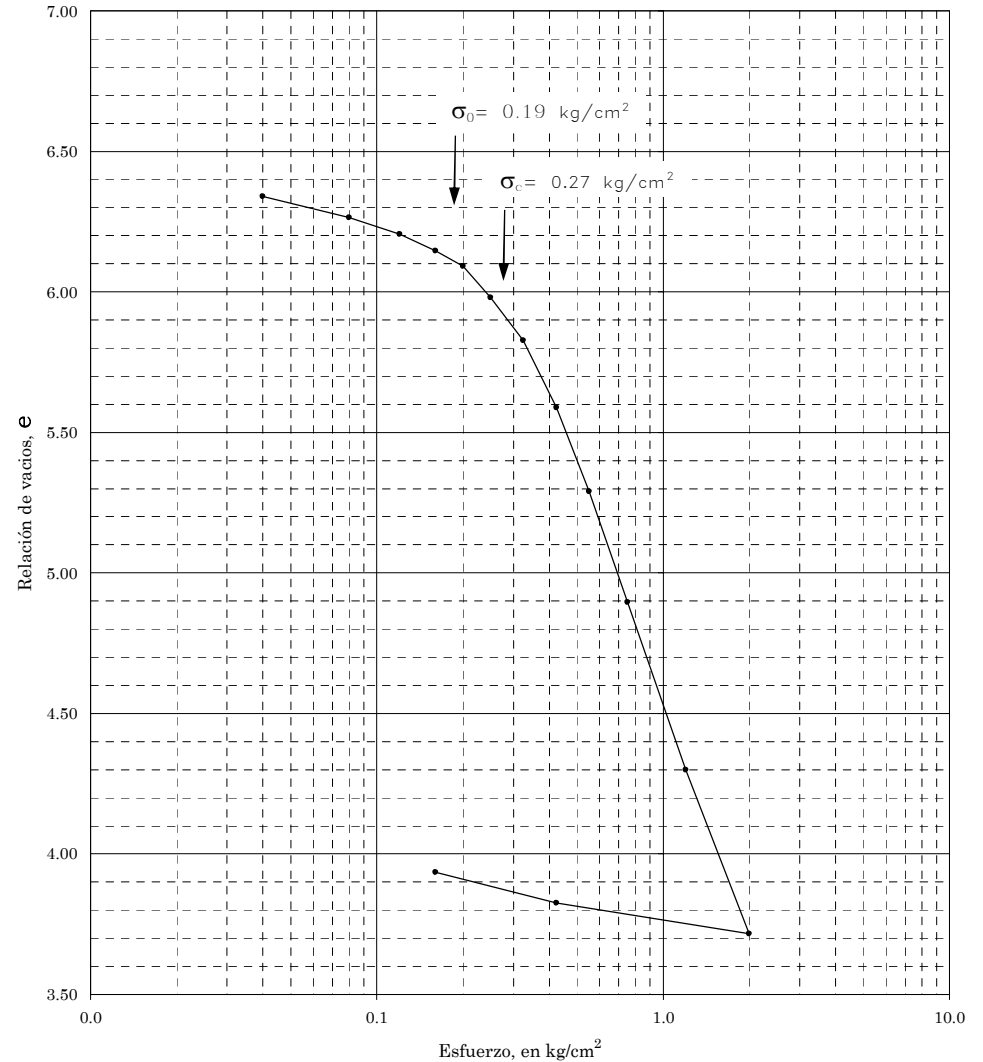
Descripción del suelo:
Limo de alta plasticidad color café rojizo, con fisura de 12 mm rellena de arcilla gris

Anillo No	9	$D_{anillo} = 7.990$ cm	$H_{anillo} = 2.00$ cm	$A_{anillo} = 50.140$ cm ²
-----------	---	-------------------------	------------------------	---------------------------------------

Antes de la prueba		Después de la prueba	
$W_{anillo} + W_h =$	276.30 gr	Vidrio No. ch-18	$W_{vidrio} =$ 116.00 gr
$W_{anillo} =$	151.87 gr	$W_{vidrio} + W_h + W_{anillo} =$	360.90 gr
		$W_{vidrio} + W_s + W_{anillo} =$	303.65 gr

$W_s =$ 35.780 gr	$W_{hi} =$ 124.430 gr	$W_{wi} =$ 88.650 gr	$W_{hf} =$ 93.030 gr
$W_{wf} =$ 57.250 gr	$V_i =$ 100.280 cm ³	$V_f =$ 63.703 cm ³	$V_s =$ 13.508 cm ³
$V_{vi} =$ 86.771 cm ³	$V_{vf} =$ 50.194 cm ³	$V_{wi} =$ 88.650 cm ³	$V_{wf} =$ 57.250 cm ³
$\gamma_{hi} =$ 1.241 t/m ³	$\omega_i =$ 247.764 %	$G_{wi} =$ 100.000 %	$e_i =$ 6.4236
$\gamma_{hf} =$ 1.460 t/m ³	$\omega_f =$ 160.006 %	$G_{wf} =$ 100.000 %	$e_f =$ 3.7158

PRESION kg/cm ²	Lec micrometro mm	δ aparato mm	δ lineal (ΔH) mm	δ vol ($\Delta H/H$) %	Δe	e	V_f cm ³
Lec inicial	17.290		0.000	0.000	0.000	6.4236	100.280
0.040	17.061	0.005	0.224	1.120	0.083	6.3404	99.157
0.080	16.852	0.008	0.430	2.150	0.160	6.2640	98.124
0.120	16.688	0.011	0.591	2.955	0.219	6.2042	97.317
0.160	16.525	0.020	0.745	3.725	0.277	6.1470	96.544
0.200	16.370	0.024	0.896	4.480	0.333	6.0910	95.787
0.250	16.070	0.027	1.193	5.965	0.443	5.9808	94.298
0.325	15.655	0.031	1.604	8.020	0.595	5.8282	92.237
0.425	14.997	0.040	2.253	11.265	0.836	5.5873	88.983
0.550	14.193	0.045	3.052	15.260	1.133	5.2907	84.977
0.750	13.118	0.058	4.114	20.570	1.527	4.8965	79.652
1.200	11.480	0.085	5.725	28.625	2.125	4.2986	71.575
2.000	9.877	0.118	7.295	36.475	2.708	3.7158	63.703
0.425	10.245	0.045	7.000	35.000	2.598	3.8253	65.182
0.160	10.563	0.025	6.702	33.510	2.488	3.9359	66.676
0.000	11.385	0.000	5.905	29.525	2.192	4.2318	70.672



CONSOLIDACION

PROYECTO	LOCALIZACION	OPERADOR	FECHA	Consolidómetro No.
SONDEO	MUESTRA	PROFUNDIDAD(m)	CALCULO	11
SMS-1	6-3	5.40-5.60	MRD	Ss 2.676

Descripción del suelo:
Limo de alta plasticidad color café rojizo oscuro

Anillo No	11	$D_{anillo} =$	8.005	cm	$H_{anillo} =$	1.98	cm	$A_{anillo} =$	50.328	cm ³
-----------	----	----------------	-------	----	----------------	------	----	----------------	--------	-----------------

Antes de la prueba		Después de la prueba				
$W_{anillo} + W_h =$	285.30	gr	Vidrio No. ch-15	$W_{vidrio} =$	110.79	gr
$W_{anillo} =$	161.28	gr	$W_{vidrio} + W_h + W_{anillo} =$	365.80	gr	
			$W_{vidrio} + W_s + W_{anillo} =$	306.19	gr	

$W_s =$	34.120	gr	$W_{h_i} =$	124.020	gr	$W_{w_i} =$	89.900	gr	$W_{h_f} =$	93.730	gr
$W_{w_f} =$	59.610	gr	$V_i =$	99.650	cm ³	$V_f =$	64.093	cm ³	$V_s =$	12.751	cm ³
$V_{v_i} =$	86.899	cm ³	$V_{v_f} =$	51.342	cm ³	$V_{w_i} =$	89.900	cm ³	$V_{w_f} =$	59.610	cm ³
$\gamma_{h_i} =$	1.245	t/m ³	$\omega_i =$	263.482	%	$G_{w_i} =$	100.000	%	$e_i =$	6.8150	
$\gamma_{h_f} =$	1.462	t/m ³	$\omega_f =$	174.707	%	$G_{w_f} =$	100.000	%	$e_f =$	4.0265	

PRESION	Lec micrometro	δ aparato	δ lineal (ΔH)	δ vol ($\Delta H/H$)	Δe	e	V_f
kg/cm ²	mm	mm	mm	%			cm ³
Lec inicial	18.492		0.000	0.000	0.000	6.8150	99.650
0.040	18.229	0.004	0.259	1.308	0.102	6.7128	98.347
0.080	18.055	0.008	0.429	2.167	0.169	6.6457	97.491
0.120	17.880	0.011	0.601	3.035	0.237	6.5778	96.625
0.160	17.717	0.017	0.758	3.828	0.299	6.5158	95.835
0.200	17.530	0.020	0.942	4.758	0.372	6.4432	94.909
0.250	17.285	0.023	1.184	5.980	0.467	6.3477	93.691
0.300	16.982	0.025	1.485	7.500	0.586	6.2289	92.176
0.400	16.138	0.033	2.321	11.722	0.916	5.8989	87.969
0.600	14.615	0.036	3.841	19.399	1.516	5.2990	80.319
1.000	12.721	0.048	5.723	28.904	2.259	4.5562	70.847
1.500	11.370	0.057	7.065	35.682	2.789	4.0265	64.093
0.300	11.853	0.027	6.612	33.394	2.610	4.2053	66.373
0.120	12.210	0.020	6.262	31.626	2.472	4.3434	68.134
0.000	13.013	0.000	5.479	27.672	2.163	4.6525	72.075

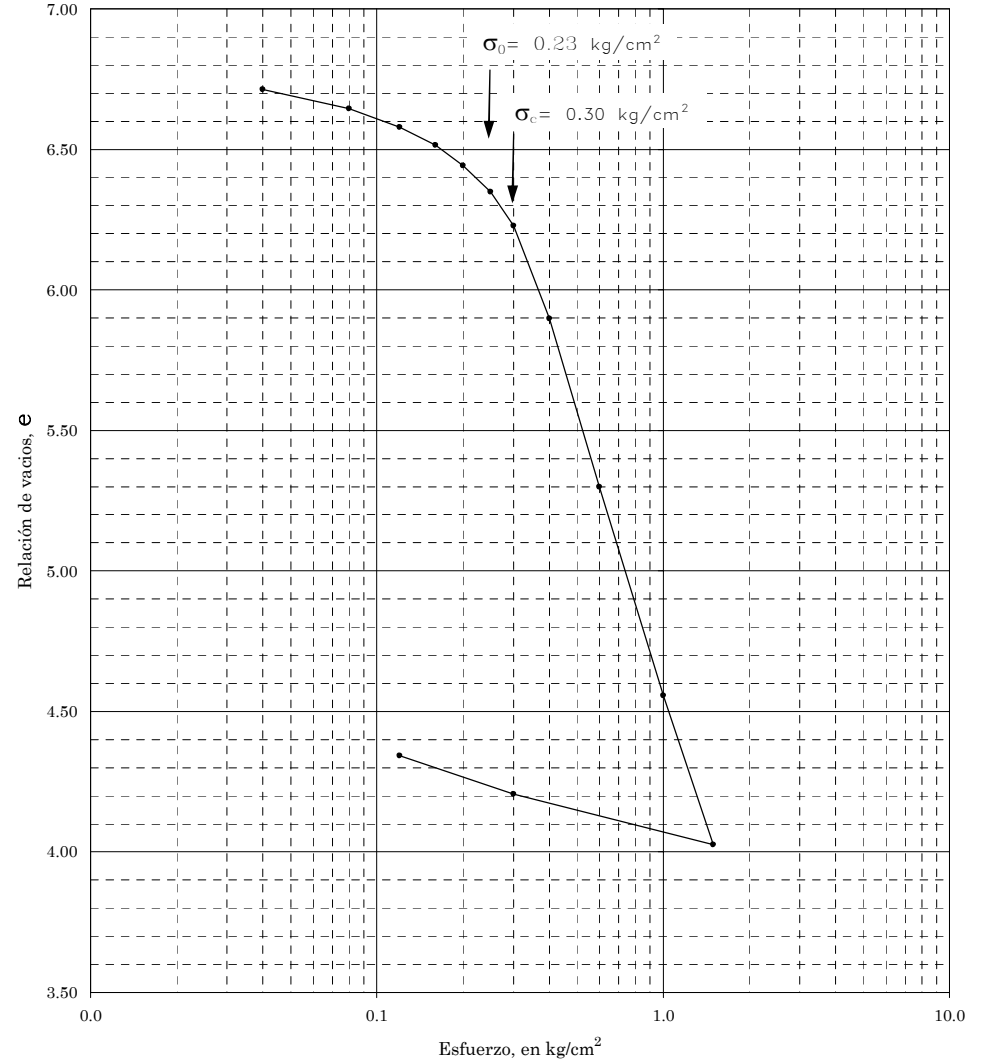


Figura 2-16

CONSOLIDACION

PROYECTO		LOCALIZACION		OPERADOR		FECHA		Consolidómetro No.	
SONDEO		MUESTRA		PROFUNDIDAD(m)		CALCULO		Ss	
SMS-1		7-3		6.40-6.60		MRD		2.417	

Descripción del suelo:
Arcilla de alta plasticidad color gris olivo con manchas negras

Anillo No	12	$D_{anillo} =$	8.000	cm	$H_{anillo} =$	1.99	cm	$A_{anillo} =$	50.265	cm ³
-----------	----	----------------	-------	----	----------------	------	----	----------------	--------	-----------------

Antes de la prueba		Después de la prueba					
$W_{anillo} + W_h =$	285.60	gr	Vidrio No.	14	$W_{vidrio} =$	53.71	gr
$W_{anillo} =$	162.47	gr	$W_{vidrio} + W_h + W_{anillo} =$	304.16	gr		
			$W_{vidrio} + W_s + W_{anillo} =$	244.81	gr		

$W_s =$	28.630	gr	$W_{h_i} =$	123.130	gr	$W_{w_i} =$	94.500	gr	$W_{h_f} =$	87.980	gr
$W_{w_f} =$	59.350	gr	$V_i =$	100.028	cm ³	$V_f =$	58.866	cm ³	$V_s =$	11.847	cm ³
$V_{v_i} =$	88.181	cm ³	$V_{v_f} =$	47.019	cm ³	$V_{w_i} =$	94.500	cm ³	$V_{w_f} =$	59.350	cm ³
$\gamma_{h_i} =$	1.231	t/m ³	$\omega_i =$	330.073	%	$G_{w_i} =$	100.000	%	$e_i =$	7.4431	
$\gamma_{h_f} =$	1.495	t/m ³	$\omega_f =$	207.300	%	$G_{w_f} =$	100.000	%	$e_f =$	3.9687	

PRESSION	Lec micrometro	δ aparato	δ lineal (ΔH)	δ_{vol} ($\Delta H/H$)	Δe	e	V_f
kg/cm ²	mm	mm	mm	%			cm ³
Lec inicial	16.390		0.000	0.000	0.000	7.4431	100.028
0.040	16.145	0.004	0.241	1.211	0.102	7.3409	98.817
0.080	15.970	0.007	0.413	2.075	0.175	7.2679	97.952
0.120	15.797	0.009	0.584	2.935	0.248	7.1953	97.093
0.160	15.632	0.015	0.743	3.734	0.315	7.1279	96.294
0.200	15.441	0.017	0.932	4.683	0.395	7.0477	95.344
0.250	15.142	0.020	1.228	6.171	0.521	6.9221	93.856
0.300	14.770	0.022	1.598	8.030	0.678	6.7651	91.996
0.400	13.200	0.028	3.162	15.889	1.342	6.1016	84.134
0.600	10.715	0.031	5.644	28.362	2.395	5.0485	71.658
1.000	8.158	0.043	8.189	41.151	3.474	3.9687	58.866
0.250	8.530	0.025	7.835	39.372	3.324	4.1189	60.645
0.080	8.973	0.012	7.405	37.211	3.142	4.3013	62.807
0.000	9.913	0.000	6.477	32.548	2.748	4.6951	67.471

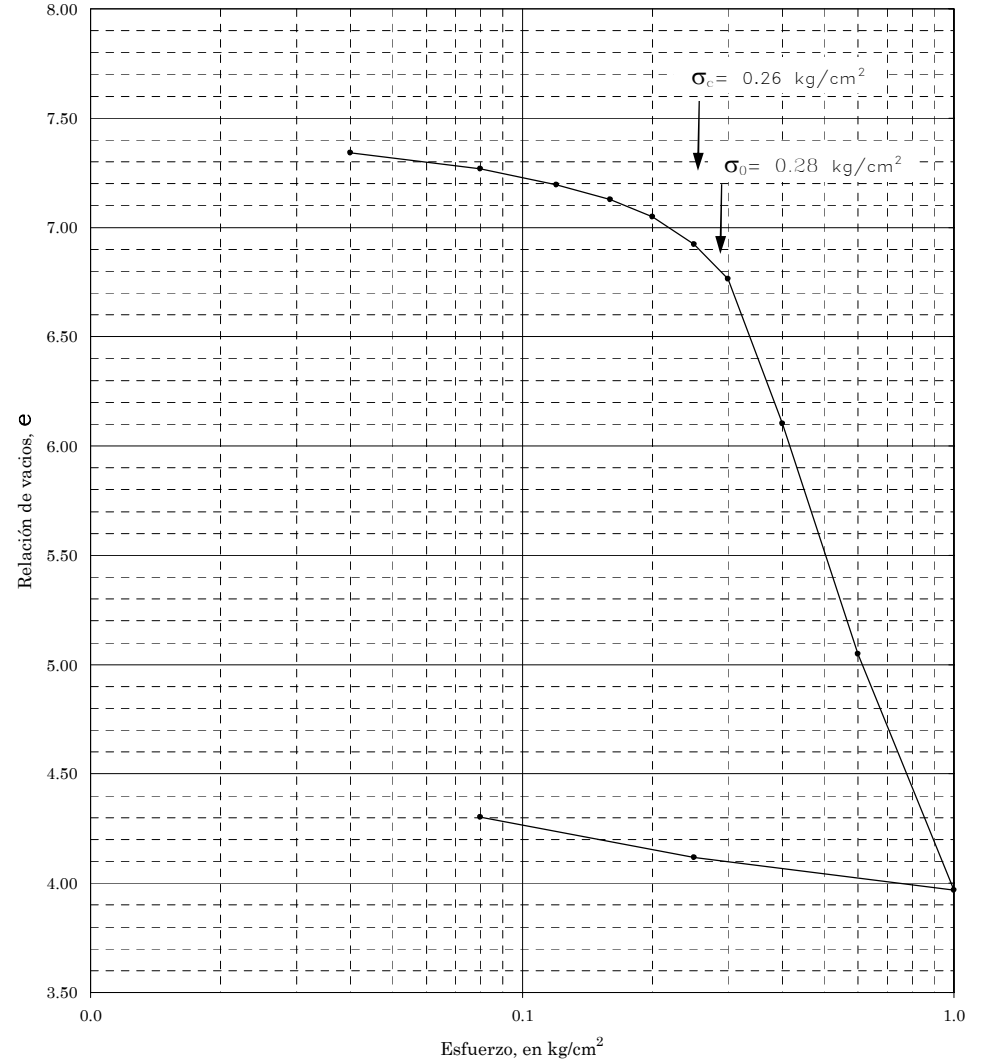


Figura 2-17

CONSOLIDACION

PROYECTO	LOCALIZACION	OPERADOR	FECHA	Consolidómetro No.
SONDEO	MUESTRA	PROFUNDIDAD(m)	CALCULO	13
SMS-1	8-3	7.40-7.60	MRD	Ss 2.600

Descripción del suelo:
Arcilla de alta plasticidad color café olivo

Anillo No	13	$D_{anillo} = 7.995$ cm	$H_{anillo} = 1.97$ cm	$A_{anillo} = 50.203$ cm ³
-----------	----	-------------------------	------------------------	---------------------------------------

Antes de la prueba		Después de la prueba	
$W_{anillo} + W_h =$	278.70 gr	Vidrio No.	4
		$W_{vidrio} =$	53.65 gr
		$W_{vidrio} + W_h + W_{anillo} =$	297.10 gr
$W_{anillo} =$	161.55 gr	$W_{vidrio} + W_s + W_{anillo} =$	234.42 gr

$W_s =$	19.220 gr	$W_{h_i} =$	117.150 gr	$W_{w_i} =$	97.930 gr	$W_{h_f} =$	81.900 gr
$W_{w_f} =$	62.680 gr	$V_i =$	98.899 cm ³	$V_f =$	58.145 cm ³	$V_s =$	7.392 cm ³
$V_{v_i} =$	91.507 cm ³	$V_{v_f} =$	50.752 cm ³	$V_{w_i} =$	97.930 cm ³	$V_{w_f} =$	62.680 cm ³
$\gamma_{h_i} =$	1.185 t/m ³	$\omega_i =$	509.521 %	$G_{w_i} =$	100.000 %	$e_i =$	12.3787
$\gamma_{h_f} =$	1.409 t/m ³	$\omega_f =$	326.119 %	$G_{w_f} =$	100.000 %	$e_f =$	6.8656

PRESION kg/cm ²	Lec micrometro mm	δ aparato mm	δ lineal (ΔH) mm	δ vol ($\Delta H/H$) %	Δe	e	V_f cm ³
Lec inicial	20.152		0.000	0.000	0.000	12.3787	98.899
0.040	19.973	0.003	0.176	0.893	0.120	12.2591	98.016
0.080	19.770	0.007	0.375	1.904	0.255	12.1240	97.017
0.120	19.539	0.009	0.604	3.066	0.410	11.9685	95.867
0.160	19.318	0.012	0.822	4.173	0.558	11.8204	94.773
0.200	19.065	0.017	1.070	5.431	0.727	11.6520	93.528
0.250	18.580	0.018	1.554	7.888	1.055	11.3233	91.098
0.300	17.845	0.019	2.288	11.614	1.554	10.8248	87.413
0.400	16.121	0.025	4.006	20.335	2.721	9.6581	78.788
0.600	14.253	0.028	5.871	29.802	3.987	8.3916	69.425
1.000	11.997	0.037	8.118	41.208	5.513	6.8656	58.145
0.250	12.433	0.018	7.701	39.091	5.230	7.1488	60.238
0.080	12.988	0.012	7.152	36.305	4.857	7.5216	62.994
0.000	14.008	0.000	6.144	31.188	4.173	8.2062	68.055

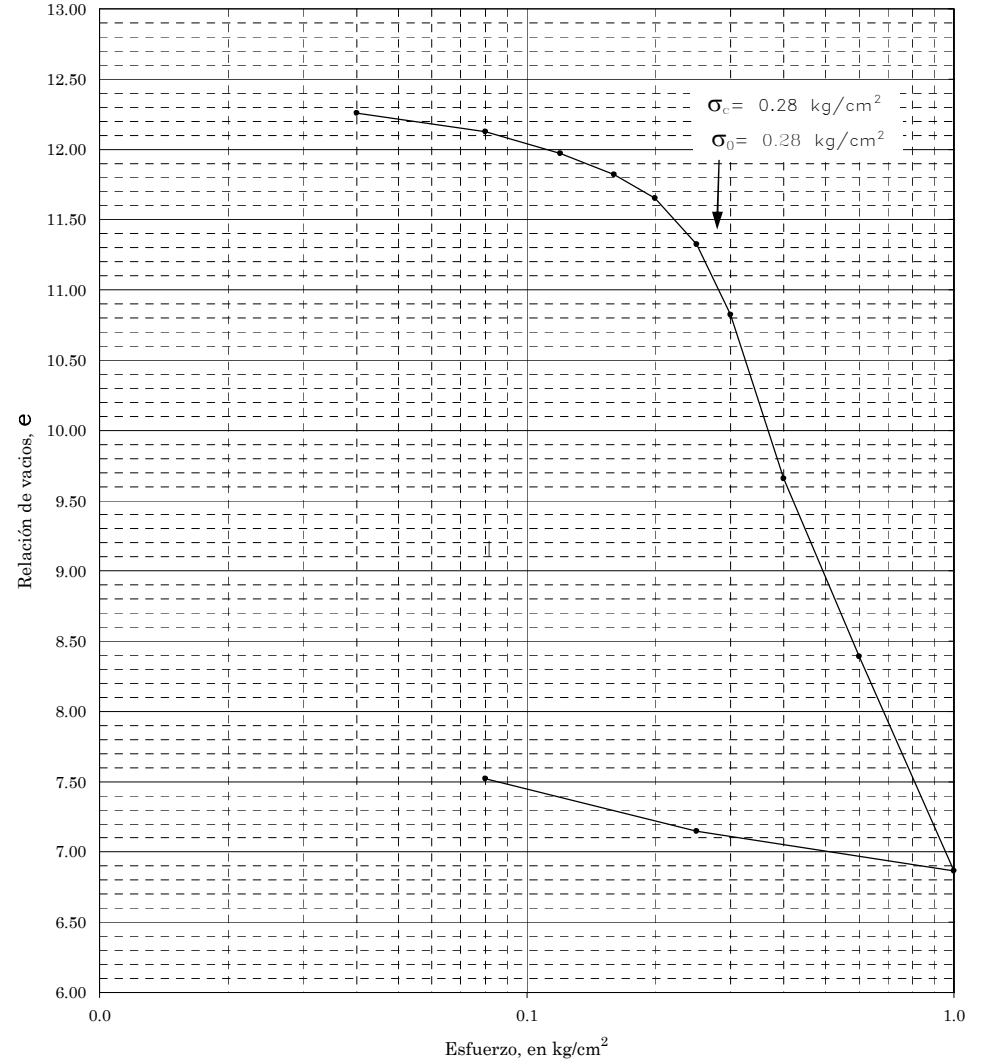


Figura 2-18

CONSOLIDACION

PROYECTO	LOCALIZACION	OPERADOR	FECHA	Consolidómetro No. 2
SONDEO SMS-1	MUESTRA 9-4	PROFUNDIDAD(m) 8.60-8.80	CALCULO MRD	Ss 2.600

Descripción del suelo:
Arcilla de alta plasticidad color café olivo con fisuras rellenas

Anillo No	2	$D_{anillo} =$	8.015	cm	$H_{anillo} =$	1.97	cm	$A_{anillo} =$	50.454	cm ³
-----------	---	----------------	-------	----	----------------	------	----	----------------	--------	-----------------

Antes de la prueba		Después de la prueba	
$W_{anillo} + W_h =$	284.88 gr	Vidrio No.	12
$W_{anillo} =$	163.95 gr	$W_{vidrio} =$	56.71 gr
		$W_{vidrio} + W_h + W_{anillo} =$	305.37 gr
		$W_{vidrio} + W_s + W_{anillo} =$	245.61 gr

$W_s =$	24.950 gr	$W_{h_i} =$	120.930 gr	$W_{w_i} =$	95.980 gr	$W_{h_f} =$	84.710 gr
$W_{w_f} =$	59.760 gr	$V_i =$	99.395 cm ³	$V_f =$	59.924 cm ³	$V_s =$	9.596 cm ³
$V_{v_i} =$	89.799 cm ³	$V_{v_f} =$	50.328 cm ³	$V_{w_i} =$	95.980 cm ³	$V_{w_f} =$	59.760 cm ³
$\gamma_{h_i} =$	1.217 t/m ³	$\omega_i =$	384.689 %	$G_{w_i} =$	100.000 %	$e_i =$	9.3578
$\gamma_{h_f} =$	1.414 t/m ³	$\omega_f =$	239.519 %	$G_{w_f} =$	100.000 %	$e_f =$	5.2446

PRESION kg/cm ²	Lec micrometro mm	δ aparato mm	δ lineal (ΔH) mm	δ vol ($\Delta H/H$) %	Δe	e	V_f cm ³
Lec inicial	19.628		0.000	0.000	0.000	9.3578	99.395
0.040	19.441	0.003	0.184	0.934	0.097	9.2610	98.466
0.080	19.315	0.008	0.305	1.548	0.160	9.1974	97.856
0.120	19.165	0.011	0.452	2.294	0.238	9.1201	97.114
0.160	18.985	0.013	0.630	3.198	0.331	9.0265	96.216
0.200	18.810	0.018	0.800	4.061	0.421	8.9371	95.358
0.240	18.545	0.019	1.064	5.401	0.559	8.7983	94.026
0.300	17.932	0.021	1.675	8.503	0.881	8.4771	90.944
0.400	16.425	0.028	3.175	16.117	1.669	7.6884	83.375
0.600	14.125	0.032	5.471	27.772	2.877	6.4812	71.791
1.000	11.758	0.047	7.823	39.711	4.113	5.2446	59.924
0.240	12.260	0.018	7.350	37.310	3.864	5.4933	62.311
0.080	12.648	0.015	6.965	35.355	3.662	5.6957	64.253
0.000	13.430	0.000	6.198	31.462	3.259	6.0990	68.123

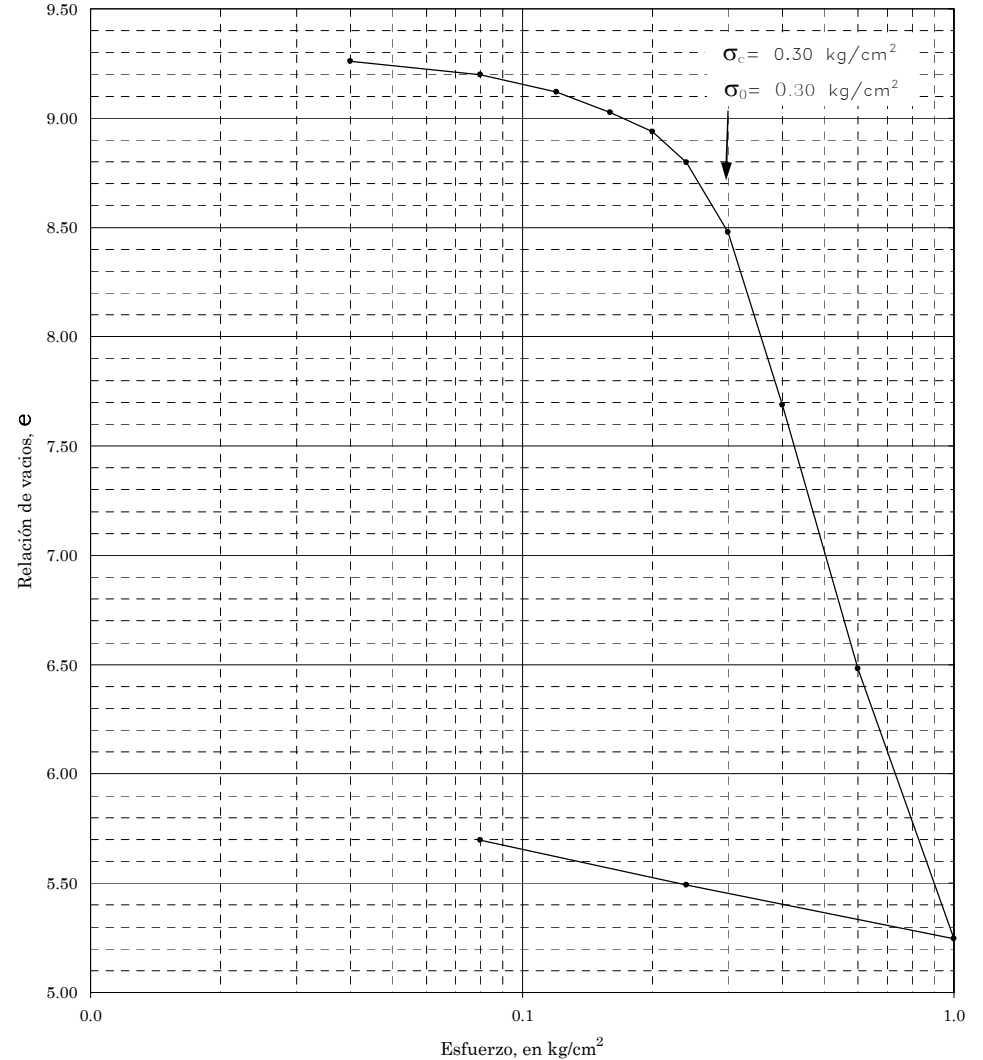


Figura 2-19

CONSOLIDACION

PROYECTO	LOCALIZACION	OPERADOR	FECHA	Consolidómetro No.
SONDEO	MUESTRA	PROFUNDIDAD(m)	CALCULO	5
SMS-1	10-2	9.20-9.40	MRD	Ss 2.600

Descripción del suelo:
Arcilla de alta plasticidad color gris olivo con manchas café oscuro y fisura

Anillo No	5	D _{anillo} =	8.000	cm	H _{anillo} =	2.00	cm	A _{anillo} =	50.265	cm ³
-----------	---	-----------------------	-------	----	-----------------------	------	----	-----------------------	--------	-----------------

Antes de la prueba		Después de la prueba	
W _{anillo} + W _h =	288.60 gr	Vidrio No.	ch-14
		W _{vidrio} =	116.99 gr
W _{anillo} =	165.15 gr	W _{vidrio} + W _h + W _{anillo} =	374.50 gr
		W _{vidrio} + W _s + W _{anillo} =	311.22 gr

W _s =	29.080	gr	W _{h i} =	123.450	gr	W _{w i} =	94.370	gr	W _{h f} =	92.360	gr
W _{w f} =	63.280	gr	V _i =	100.531	cm ³	V _f =	63.440	cm ³	V _s =	11.185	cm ³
V _{v i} =	89.346	cm ³	V _{v f} =	52.255	cm ³	V _{w i} =	94.370	cm ³	V _{w f} =	63.280	cm ³
γ _{h i} =	1.228	t/m ³	G _{w i} =	324.519	%	G _{w f} =	100.000	%	e _i =	7.9883	
γ _{h f} =	1.456	t/m ³	ω _f =	217.607	%	G _{w f} =	100.000	%	e _f =	4.6721	

PRESION	Lec micrometro	δ aparato	δ lineal (ΔH)	δ vol (ΔH/H)	Δe	e	V _f
kg/cm ²	mm	mm	mm	%			cm ³
Lec inicial	23.528		0.000	0.000	0.000	7.9883	100.531
0.040	23.255	0.005	0.268	1.340	0.120	7.8679	99.184
0.080	23.031	0.010	0.487	2.435	0.219	7.7695	98.083
0.120	22.783	0.015	0.730	3.650	0.328	7.6603	96.862
0.160	22.512	0.020	0.996	4.980	0.448	7.5407	95.525
0.220	22.020	0.027	1.481	7.405	0.666	7.3227	93.087
0.300	21.012	0.031	2.485	12.425	1.117	6.8715	88.040
0.450	19.278	0.043	4.207	21.035	1.891	6.0976	79.384
0.700	17.450	0.055	6.023	30.115	2.707	5.2815	70.256
1.000	16.082	0.067	7.379	36.895	3.316	4.6721	63.440
0.300	16.398	0.034	7.096	35.480	3.189	4.7993	64.863
0.120	16.753	0.020	6.755	33.775	3.036	4.9525	66.577
0.000	17.037	0.000	6.491	32.455	2.917	5.0712	67.904

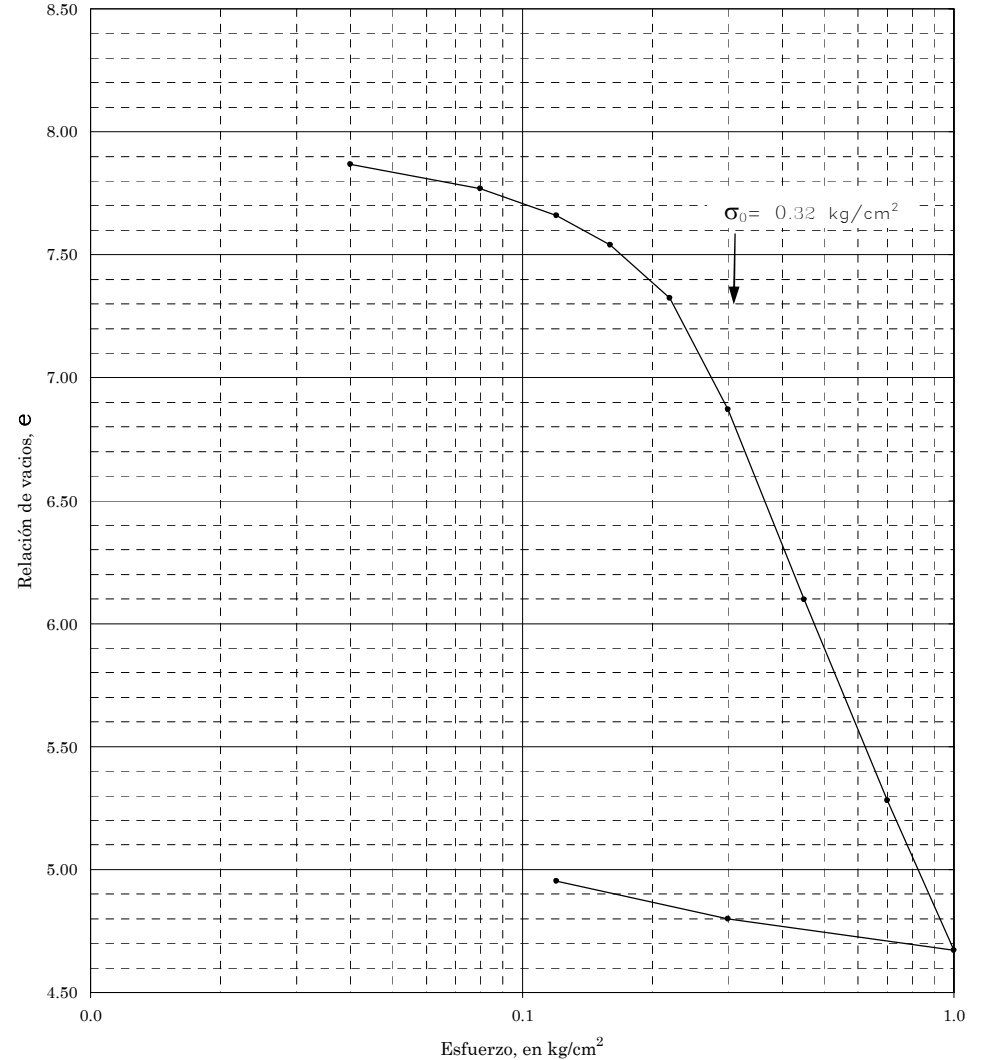


Figura 2-20

CONSOLIDACION

PROYECTO	LOCALIZACION	OPERADOR	FECHA	Consolidómetro No. 8
SONDEO SMS-1	MUESTRA 11-4	PROFUNDIDAD(m) 13.10-13.30	CALCULO MRD	Ss 2.853

Descripción del suelo:
Arcilla de alta plasticidad color gris y café olivo

Anillo No	8	$D_{anillo} = 7.985$ cm	$H_{anillo} = 2.00$ cm	$A_{anillo} = 50.077$ cm ³
-----------	---	-------------------------	------------------------	---------------------------------------

Antes de la prueba		Después de la prueba	
$W_{anillo} + W_h = 280.70$ gr	Vidrio No. 10	$W_{vidrio} = 41.05$ gr	
$W_{anillo} = 153.70$ gr	$W_{vidrio} + W_h + W_{anillo} = 281.20$ gr		
	$W_{vidrio} + W_s + W_{anillo} = 228.81$ gr		

$W_s = 34.060$ gr	$W_{h\ i} = 127.000$ gr	$W_{w\ i} = 92.940$ gr	$W_{h\ f} = 86.450$ gr
$W_{w\ f} = 52.390$ gr	$V_i = 100.154$ cm ³	$V_f = 55.516$ cm ³	$V_s = 11.938$ cm ³
$V_{v\ i} = 88.216$ cm ³	$V_{v\ f} = 43.577$ cm ³	$V_{w\ j} = 92.940$ cm ³	$V_{w\ f} = 52.390$ cm ³
$\gamma_{h\ i} = 1.268$ t/m ³	$\omega_i = 272.871$ %	$G_{w\ i} = 100.000$ %	$e_i = 7.3892$
$\gamma_{h\ f} = 1.557$ t/m ³	$\omega_f = 153.817$ %	$G_{w\ f} = 100.000$ %	$e_f = 3.6501$

PRESION kg/cm ²	Lec micrometro mm	δ aparato mm	δ lineal (ΔH) mm	δ vol ($\Delta H/H$) %	Δe	e	V_f cm ³
Lec inicial	17.730		0.000	0.000	0.000	7.3892	100.154
0.040	17.563	0.012	0.155	0.775	0.065	7.3242	99.378
0.080	17.465	0.014	0.251	1.255	0.105	7.2839	98.897
0.120	17.365	0.018	0.347	1.735	0.146	7.2437	98.417
0.160	17.252	0.022	0.456	2.280	0.191	7.1979	97.871
0.210	17.123	0.028	0.579	2.895	0.243	7.1463	97.255
0.260	16.988	0.031	0.711	3.555	0.298	7.0910	96.594
0.310	16.847	0.032	0.851	4.255	0.357	7.0323	95.893
0.400	16.557	0.040	1.133	5.665	0.475	6.9140	94.481
0.600	15.563	0.046	2.121	10.605	0.890	6.4995	89.533
1.000	12.445	0.063	5.222	26.110	2.190	5.1988	74.004
2.000	8.730	0.086	8.914	44.570	3.739	3.6501	55.516
0.310	9.325	0.042	8.363	41.815	3.508	3.8813	58.275
0.120	9.725	0.027	7.978	39.890	3.346	4.0428	60.203
0.000	10.530	0.000	7.200	36.000	3.020	4.3691	64.099

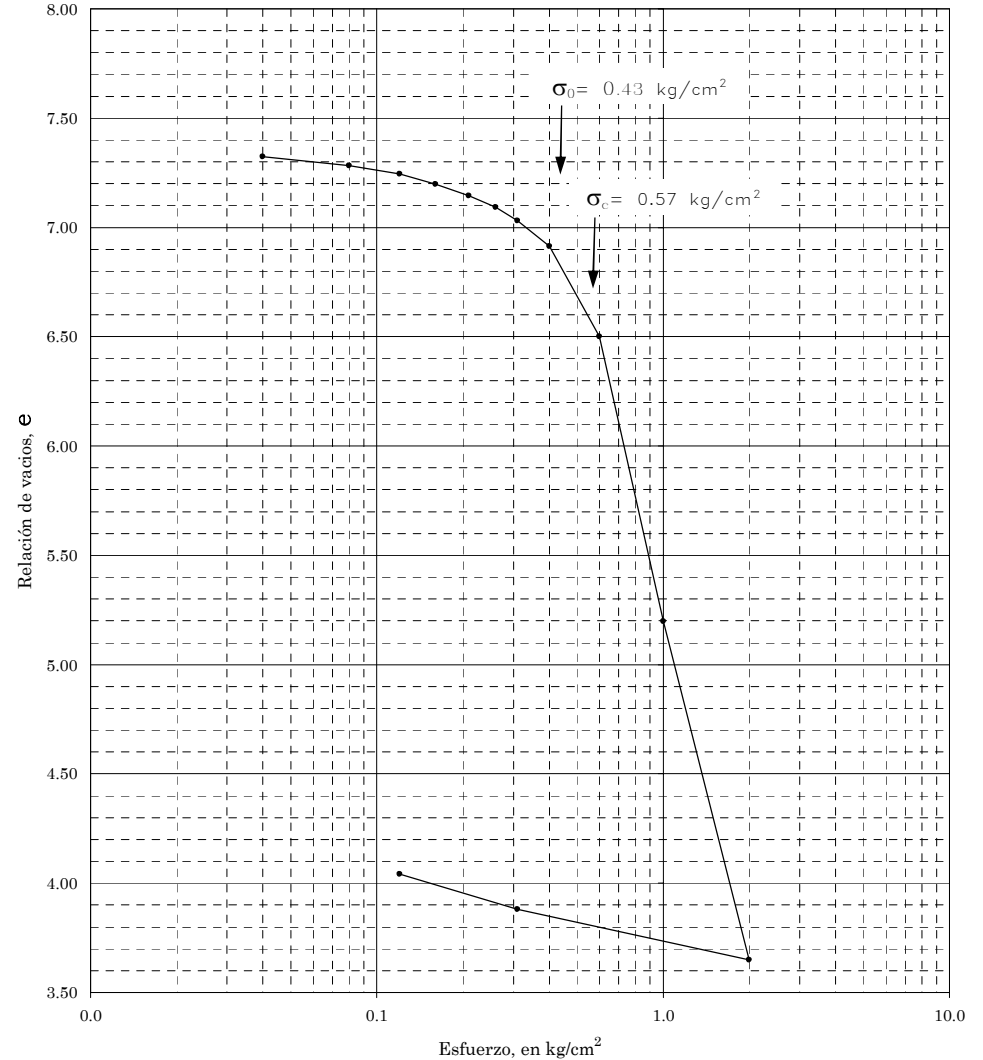


Figura 2-21

CONSOLIDACION

PROYECTO	LOCALIZACION	OPERADOR	FECHA	Consolidómetro No. 1
SONDEO SMS-1	MUESTRA 12-3	PROFUNDIDAD(m) 18.00	CALCULO MRD	Ss 2.958

Descripción del suelo:
Arcilla de alta plasticidad color café olivo

Anillo No	1	$D_{anillo} = 8.000$ cm	$H_{anillo} = 1.99$ cm	$A_{anillo} = 50.265$ cm ³
-----------	---	-------------------------	------------------------	---------------------------------------

Antes de la prueba		Después de la prueba	
$W_{anillo} + W_h =$	296.74 gr	Vidrio No.	17
$W_{anillo} =$	167.20 gr	$W_{vidrio} =$	41.67 gr
		$W_{vidrio} + W_h + W_{anillo} =$	303.72 gr
		$W_{vidrio} + W_s + W_{anillo} =$	244.62 gr

$W_s =$	35.750 gr	$W_{hi} =$	129.540 gr	$W_{wi} =$	93.790 gr	$W_{hf} =$	94.850 gr
$W_{wf} =$	59.100 gr	$V_i =$	100.028 cm ³	$V_f =$	63.335 cm ³	$V_s =$	12.085 cm ³
$V_{vi} =$	87.943 cm ³	$V_{vf} =$	51.250 cm ³	$V_{wi} =$	93.790 cm ³	$V_{wf} =$	59.100 cm ³
$\gamma_{hi} =$	1.295 t/m ³	$\omega_i =$	262.350 %	$G_w =$	100.000 %	$e_i =$	7.2771
$\gamma_{hf} =$	1.498 t/m ³	$\omega_f =$	165.315 %	$G_{wf} =$	100.000 %	$e_f =$	4.2408

PRESION kg/cm ²	Lec micrometro mm	δ aparato mm	δ lineal (ΔH) mm	δ vol ($\Delta H/H$) %	Δe	e	V_f cm ³
Lec inicial	18.895		0.000	0.000	0.000	7.2771	100.028
0.100	18.738	0.010	0.147	0.739	0.061	7.2160	99.289
0.300	18.433	0.031	0.431	2.166	0.179	7.0978	97.862
0.500	18.112	0.050	0.733	3.683	0.305	6.9722	96.344
0.800	17.070	0.072	1.753	8.809	0.729	6.5480	91.217
1.000	15.462	0.083	3.350	16.834	1.393	5.8837	83.189
1.500	12.950	0.100	5.845	29.372	2.431	4.8460	70.648
2.000	11.480	0.115	7.300	36.683	3.036	4.2408	63.335
0.500	11.932	0.070	6.893	34.638	2.867	4.4101	65.380
0.100	12.720	0.035	6.140	30.854	2.554	4.7233	69.165
0.000	13.340	0.000	5.555	27.915	2.311	4.9666	72.106

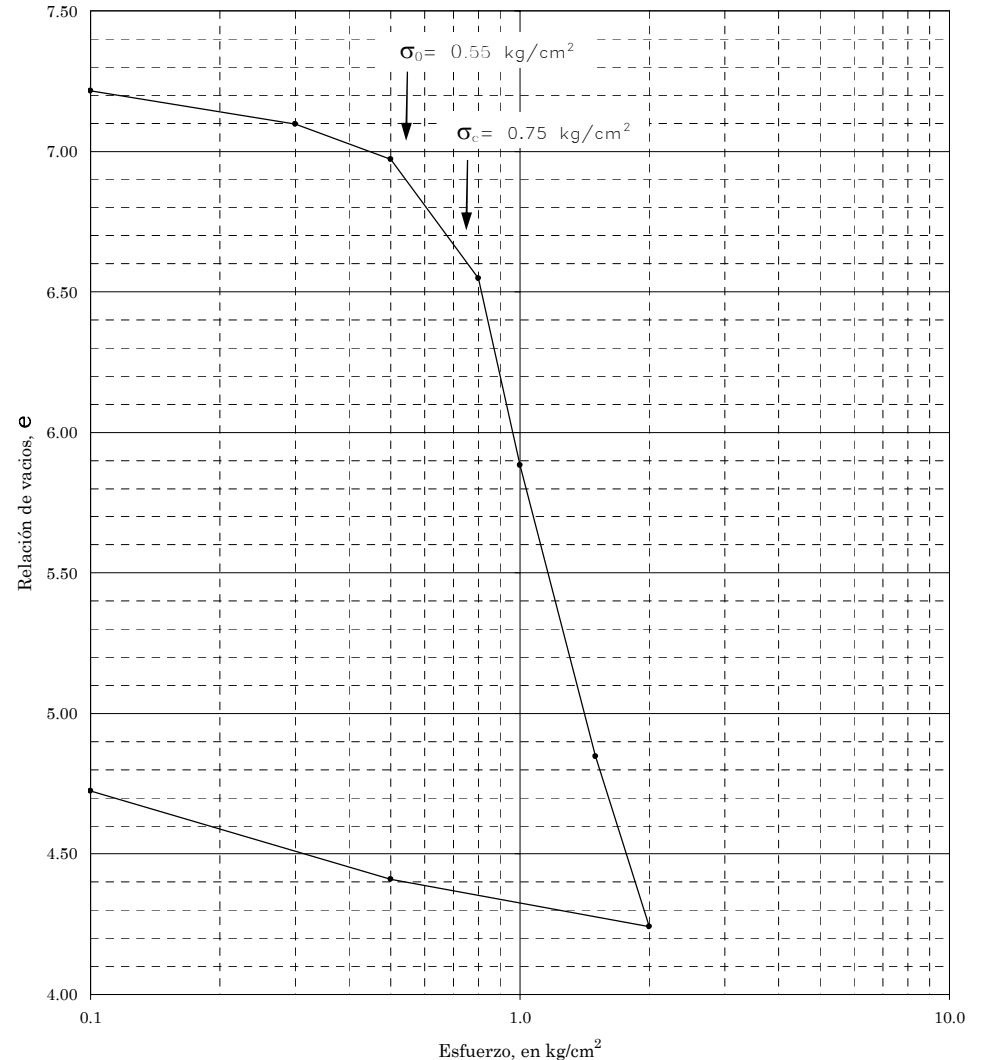


Figura 2-22

CONSOLIDACION

PROYECTO		LOCALIZACION		OPERADOR		FECHA		Consolidómetro No. 2	
SONDEO SMS-1		MUESTRA 13-4		PROFUNDIDAD(m) 21.80-22.00		CALCULO MRD		Ss 3.150	

Descripción del suelo:
Arcilla de alta plasticidad color café olivo oscuro

Anillo No	2	$D_{anillo} =$	8.015	cm	$H_{anillo} =$	1.97	cm	$A_{anillo} =$	50.454	cm ³
-----------	---	----------------	-------	----	----------------	------	----	----------------	--------	-----------------

Antes de la prueba		Después de la prueba					
$W_{anillo} + W_h =$	292.61	gr	Vidrio No.	11	$W_{vidrio} =$	41.32	gr
$W_{anillo} =$	163.95	gr	$W_{vidrio} + W_h + W_{anillo} =$	301.96	gr		
			$W_{vidrio} + W_s + W_{anillo} =$	238.21	gr		

$W_s =$	32.940	gr	$W_{h i} =$	128.660	gr	$W_{w i} =$	95.720	gr	$W_{h f} =$	96.690	gr
$W_{w f} =$	63.750	gr	$V_i =$	99.395	cm ³	$V_f =$	64.909	cm ³	$V_s =$	10.458	cm ³
$V_{v i} =$	88.937	cm ³	$V_{v f} =$	54.451	cm ³	$V_{w i} =$	95.720	cm ³	$V_{w f} =$	63.750	cm ³
$\gamma_{h i} =$	1.294	t/m ³	$\omega_i =$	290.589	%	$G_{w i} =$	100.000	%	$e_i =$	8.5044	
$\gamma_{h f} =$	1.490	t/m ³	$\omega_f =$	193.534	%	$G_{w f} =$	100.000	%	$e_f =$	5.2068	

PRESION kg/cm ²	Lec micrometro mm	δ aparato mm	δ lineal (ΔH) mm	δ vol ($\Delta H/H$) %	Δe	e	V_f cm ³
Lec inicial	19.680		0.000	0.000	0.000	8.5044	99.395
0.100	19.548	0.010	0.122	0.619	0.059	8.4455	98.779
0.400	19.118	0.028	0.534	2.711	0.258	8.2467	96.700
0.650	18.690	0.035	0.955	4.848	0.461	8.0436	94.576
0.900	17.622	0.045	2.013	10.218	0.971	7.5332	89.238
1.100	16.220	0.048	3.412	17.320	1.646	6.8582	82.180
1.600	13.995	0.060	5.625	28.553	2.714	5.7906	71.014
2.000	12.777	0.068	6.835	34.695	3.298	5.2068	64.909
0.900	13.012	0.050	6.618	33.594	3.193	5.3115	66.004
0.400	13.361	0.035	6.284	31.898	3.032	5.4726	67.689
0.000	14.512	0.000	5.168	26.234	2.493	6.0110	73.320

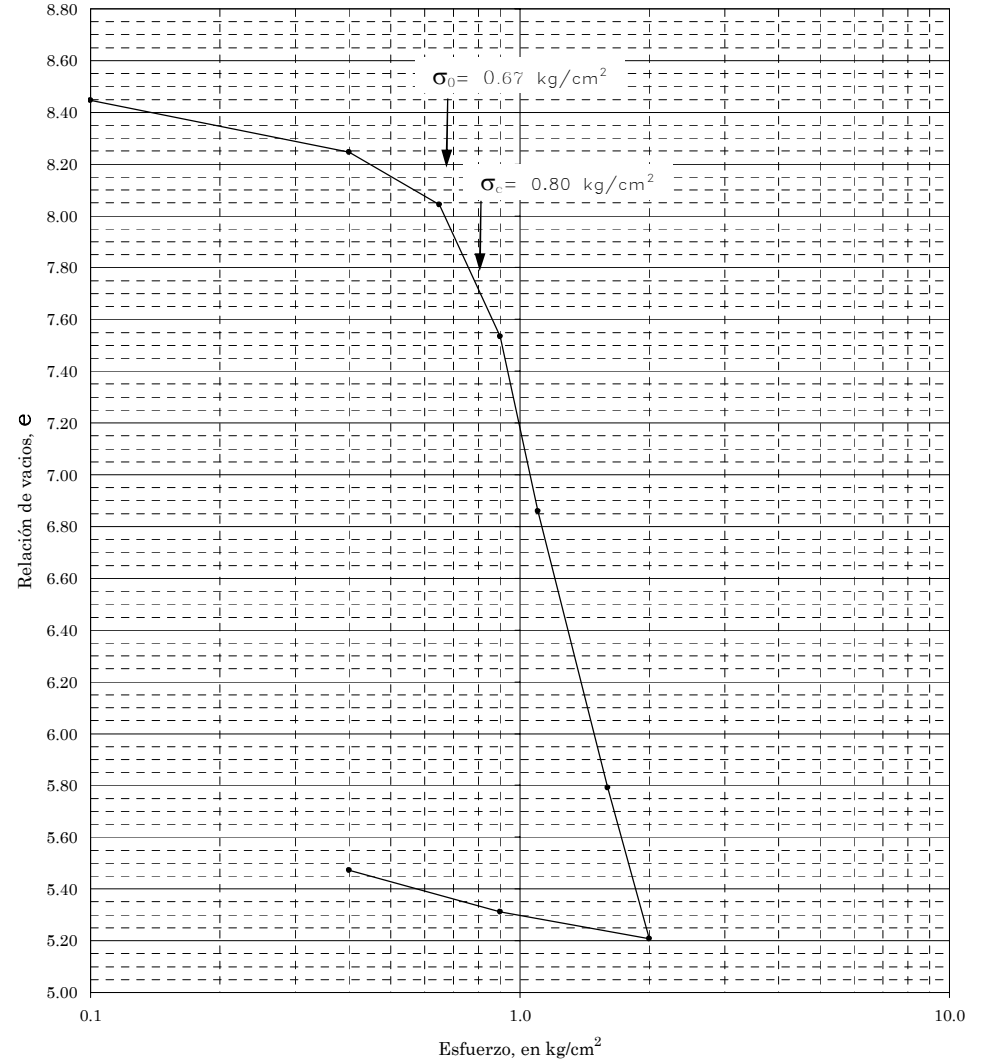


Figura 2-23

CONSOLIDACION

PROYECTO	LOCALIZACION	OPERADOR	FECHA	Consolidómetro No. 3
SONDEO SMS-1	MUESTRA 14-3	PROFUNDIDAD(m) 27.30	CALCULO MRD	Ss 2.944

Descripción del suelo:
Arcilla de alta plasticidad color café olivo

Anillo No	3	$D_{anillo} = 7.985$ cm	$H_{anillo} = 1.99$ cm	$A_{anillo} = 50.077$ cm ³
-----------	---	-------------------------	------------------------	---------------------------------------

Antes de la prueba		Después de la prueba	
$W_{anillo} + W_h =$	294.88 gr	Vidrio No.	14
$W_{anillo} =$	166.58 gr	$W_{vidrio} =$	53.71 gr
		$W_{vidrio} + W_h + W_{anillo} =$	322.91 gr
		$W_{vidrio} + W_s + W_{anillo} =$	255.76 gr

$W_s =$	35.470 gr	$W_{hi} =$	128.300 gr	$W_{wi} =$	92.830 gr	$W_{hf} =$	102.620 gr
$W_{wf} =$	67.150 gr	$V_i =$	99.654 cm ³	$V_f =$	65.035 cm ³	$V_s =$	12.048 cm ³
$V_{vi} =$	87.606 cm ³	$V_{vf} =$	52.987 cm ³	$V_{wi} =$	92.830 cm ³	$V_{wf} =$	67.150 cm ³
$\gamma_{hi} =$	1.287 t/m ³	$\omega_i =$	261.714 %	$G_{wi} =$	100.000 %	$e_i =$	7.2716
$\gamma_{hf} =$	1.578 t/m ³	$\omega_f =$	189.315 %	$G_{wf} =$	100.000 %	$e_f =$	4.3981

PRESION kg/cm ²	Lec micrometro mm	δ aparato mm	δ lineal (ΔH) mm	δ vol ($\Delta H/H$) %	Δe	e	V_f cm ³
Lec inicial	18.410		0.000	0.000	0.000	7.2716	99.654
0.100	18.222	0.009	0.179	0.899	0.074	7.1972	98.757
0.400	17.847	0.040	0.523	2.628	0.217	7.0542	97.035
0.700	17.588	0.051	0.771	3.874	0.320	6.9511	95.793
1.100	17.292	0.065	1.053	5.291	0.438	6.8339	94.380
1.600	16.900	0.081	1.429	7.181	0.594	6.6776	92.498
2.500	15.763	0.108	2.539	12.759	1.055	6.2162	86.939
3.500	12.928	0.133	5.349	26.879	2.223	5.0482	72.867
4.500	11.342	0.155	6.913	34.739	2.873	4.3981	65.035
1.100	12.128	0.080	6.202	31.166	2.578	4.6937	68.596
0.100	13.245	0.022	5.143	25.844	2.138	5.1338	73.899
0.000	14.068	0.000	4.342	21.819	1.805	5.4668	77.910

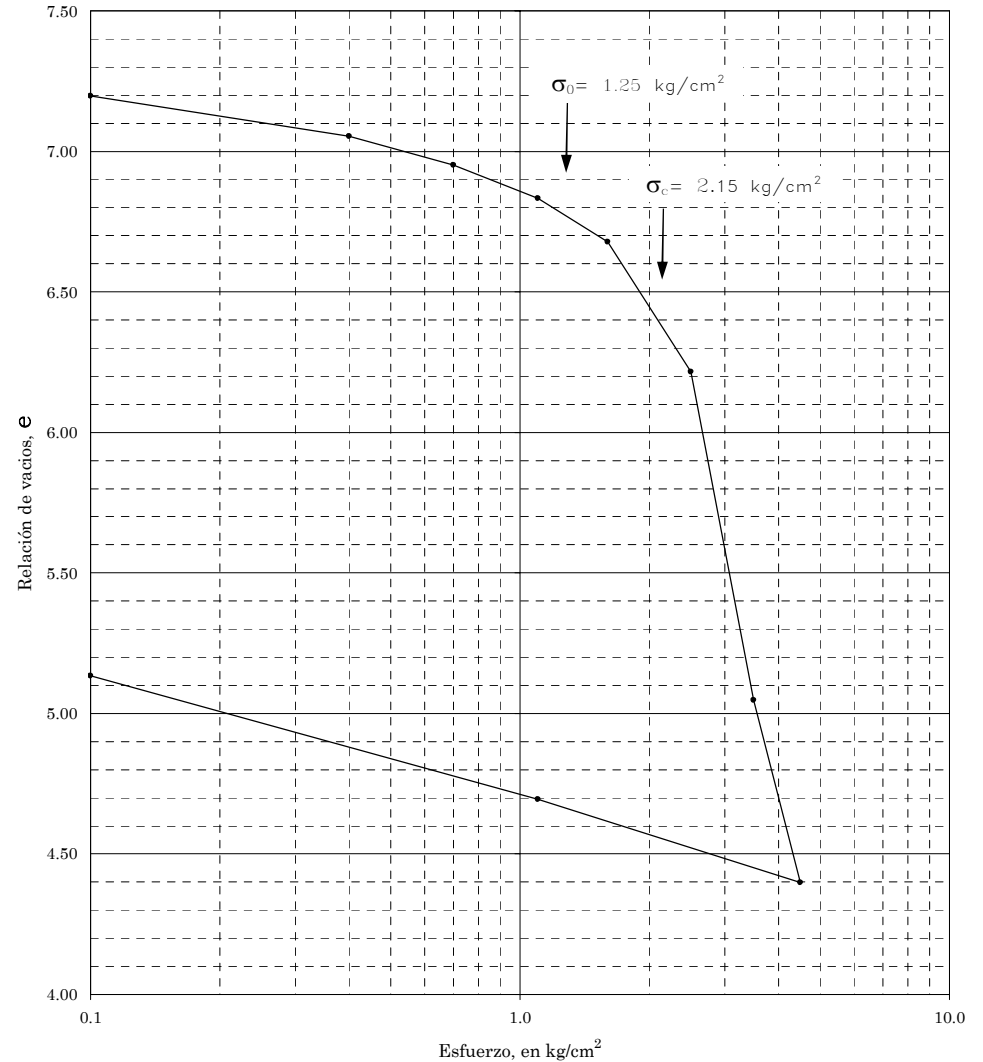


Figura 2-24

CONSOLIDACION

PROYECTO		LOCALIZACION		OPERADOR		FECHA		Consolidómetro No.	
SONDEO		MUESTRA		PROFUNDIDAD(m)		CALCULO		Ss	
SMS-1		15-3		34.40-34.60		MRD		2.944	

Descripción del suelo:
Arcilla de alta plasticidad color café olivo

Anillo No	4	$D_{anillo} =$	8.000	cm	$H_{anillo} =$	1.99	cm	$A_{anillo} =$	50.265	cm ³
-----------	---	----------------	-------	----	----------------	------	----	----------------	--------	-----------------

Antes de la prueba		Después de la prueba					
$W_{anillo} + W_h =$	308.20	gr	Vidrio No.	13	$W_{vidrio} =$	56.50	gr
$W_{anillo} =$	167.53	gr	$W_{vidrio} + W_h + W_{anillo} =$	336.85	gr		
			$W_{vidrio} + W_s + W_{anillo} =$	280.83	gr		

$W_s =$	56.800	gr	$W_{h_i} =$	140.670	gr	$W_{w_i} =$	83.870	gr	$W_{h_f} =$	112.820	gr
$W_{w_f} =$	56.020	gr	$V_i =$	100.028	cm ³	$V_f =$	67.582	cm ³	$V_s =$	19.293	cm ³
$V_{v_i} =$	80.736	cm ³	$V_{v_f} =$	48.289	cm ³	$V_{w_i} =$	83.870	cm ³	$V_{w_f} =$	56.020	cm ³
$\gamma_{h_i} =$	1.406	t/m ³	$\omega_i =$	147.658	%	$G_{w_i} =$	100.000	%	$e_i =$	4.1848	
$\gamma_{h_f} =$	1.669	t/m ³	$\omega_f =$	98.627	%	$G_{w_f} =$	100.000	%	$e_f =$	2.5030	

PRESION	Lec micrometro	δ aparato	δ lineal (ΔH)	δ_{vol} ($\Delta H/H$)	Δe	e	V_f
kg/cm ²	mm	mm	mm	%			cm ³
Lec inicial	19.202		0.000	0.000	0.000	4.1848	100.028
0.100	19.112	0.007	0.083	0.417	0.022	4.1632	99.611
0.500	18.822	0.037	0.343	1.724	0.089	4.0954	98.304
0.900	18.620	0.048	0.534	2.683	0.139	4.0457	97.344
1.500	18.329	0.062	0.811	4.075	0.211	3.9735	95.952
2.200	17.882	0.069	1.251	6.286	0.326	3.8588	93.740
3.500	15.570	0.080	3.552	17.849	0.925	3.2593	82.174
5.000	13.608	0.093	5.501	27.643	1.433	2.7515	72.377
6.500	12.642	0.105	6.455	32.437	1.682	2.5030	67.582
1.500	13.172	0.070	5.960	29.950	1.553	2.6320	70.070
0.100	13.875	0.012	5.315	26.709	1.385	2.8000	73.312
0.000	14.420	0.000	4.782	24.030	1.246	2.9389	75.991

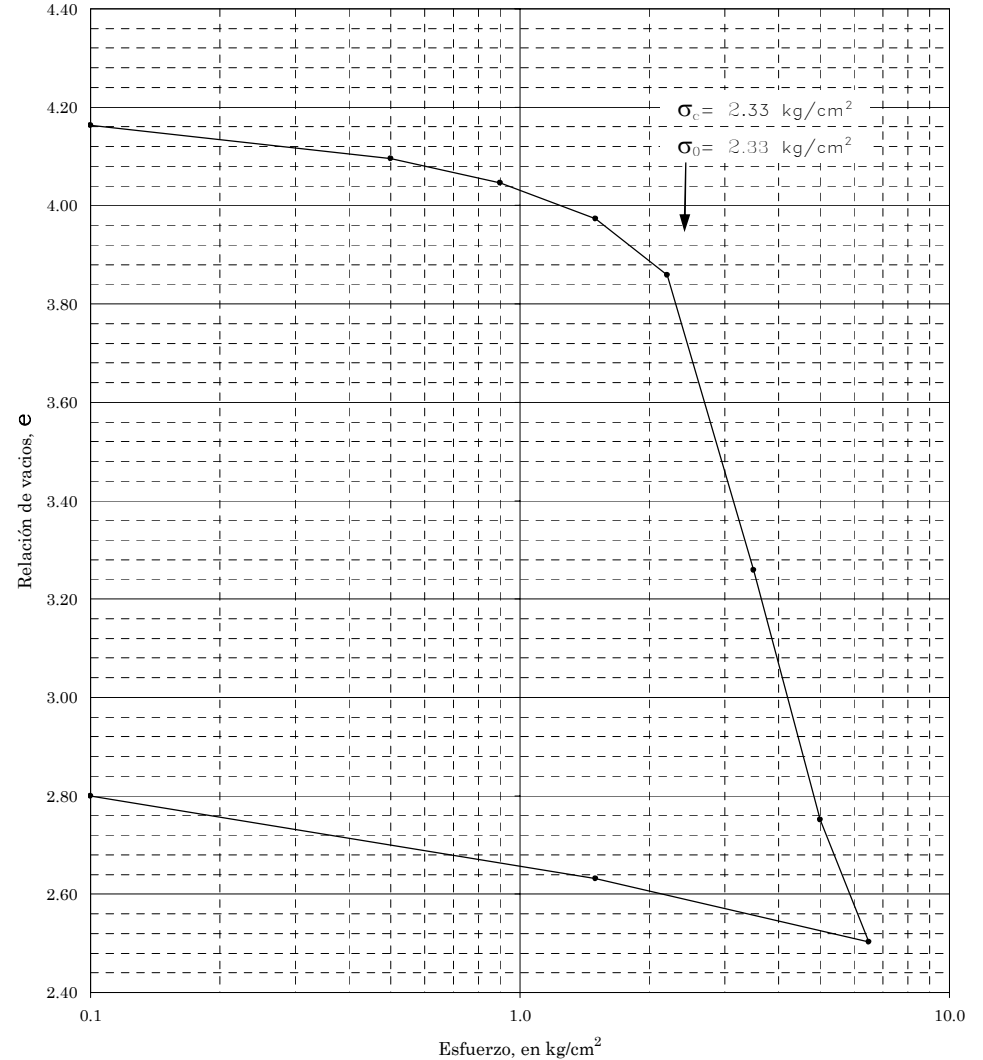


Figura 2-25