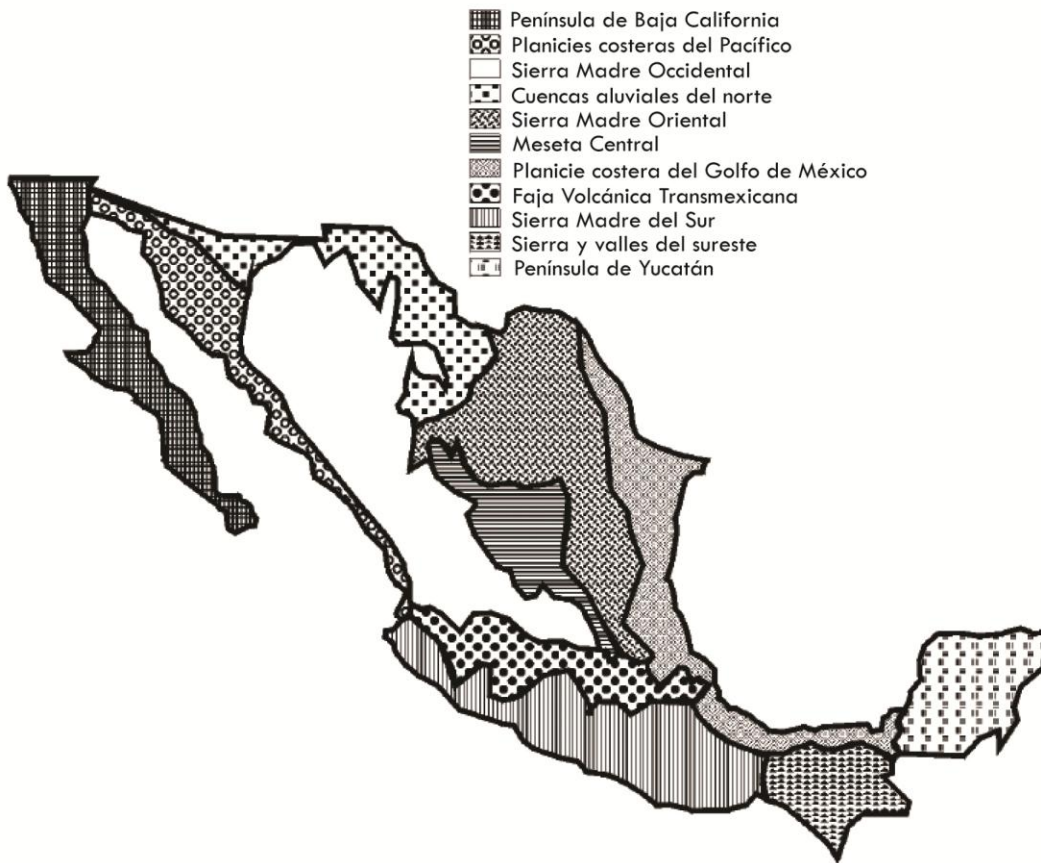


## 2. GEOLOGÍA DEL SITIO

Como parte de los estudios generales que se realizaron para el conocimiento inicial del tipo de suelo en el cual se llevará a cabo la construcción del Túnel Emisor Oriente (TEO) y en específico de la lumbrera 4 del mismo, se presenta a continuación una descripción general de la geología del Valle de México.

Fisiográficamente, el Valle de México forma parte del denominado Eje Neovolcánico o Faja Volcánica Transmexicana (figura 3), la cual se extiende en dirección este-oeste, atravesando la República Mexicana. Esta zona se considera una provincia fisiográfica independiente al resto de la república.

**Figura 3. Provincias geológicas de la República Mexicana**



El Valle de México se encuentra limitado por elevaciones topográficas de origen volcánico como son la Sierra de Guadalupe al norte, la Sierra de las Cruces al poniente, la Sierra del Chichinautzin al sur, el volcán del Ajusco al suroeste y la Sierra Nevada al oriente, como puede apreciarse en la figura 4.

**Figura 4. Geomorfología y fisiografía de la Cuenca del Valle de México**

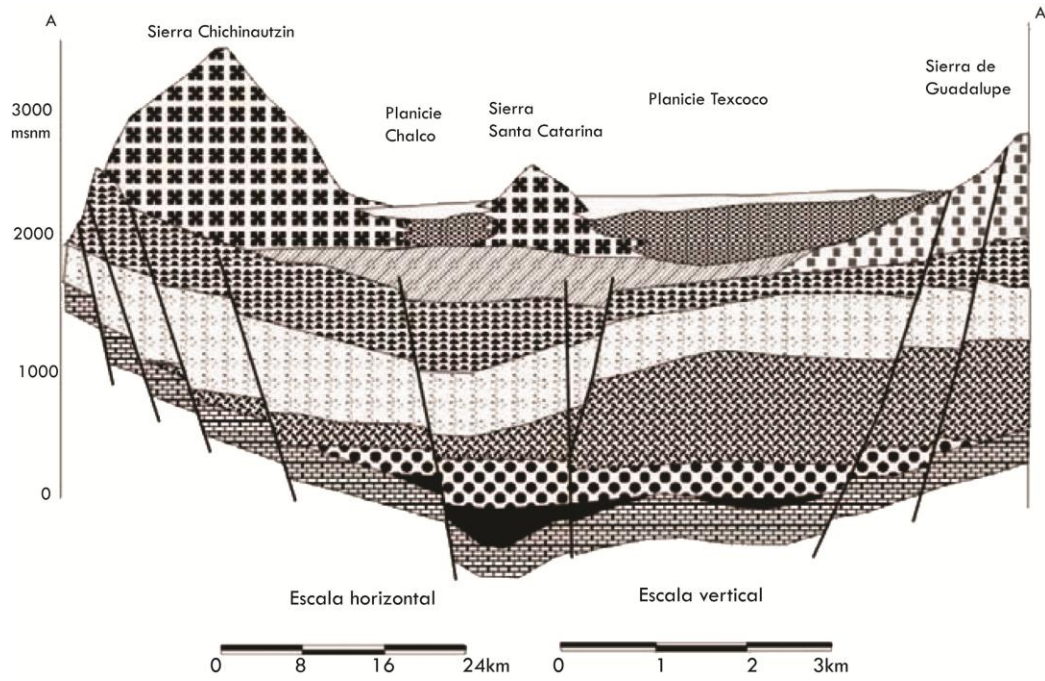


Entrando un poco más a fondo en lo que respecta a la geología, el Valle de México se caracteriza por estar constituido de materiales volcánicos (lavas y piroclásticos) intercalados con aluviones y cubiertos en la parte central por arcillas lacustres. La mayor parte de las rocas y materiales que forman el subsuelo son permeables.

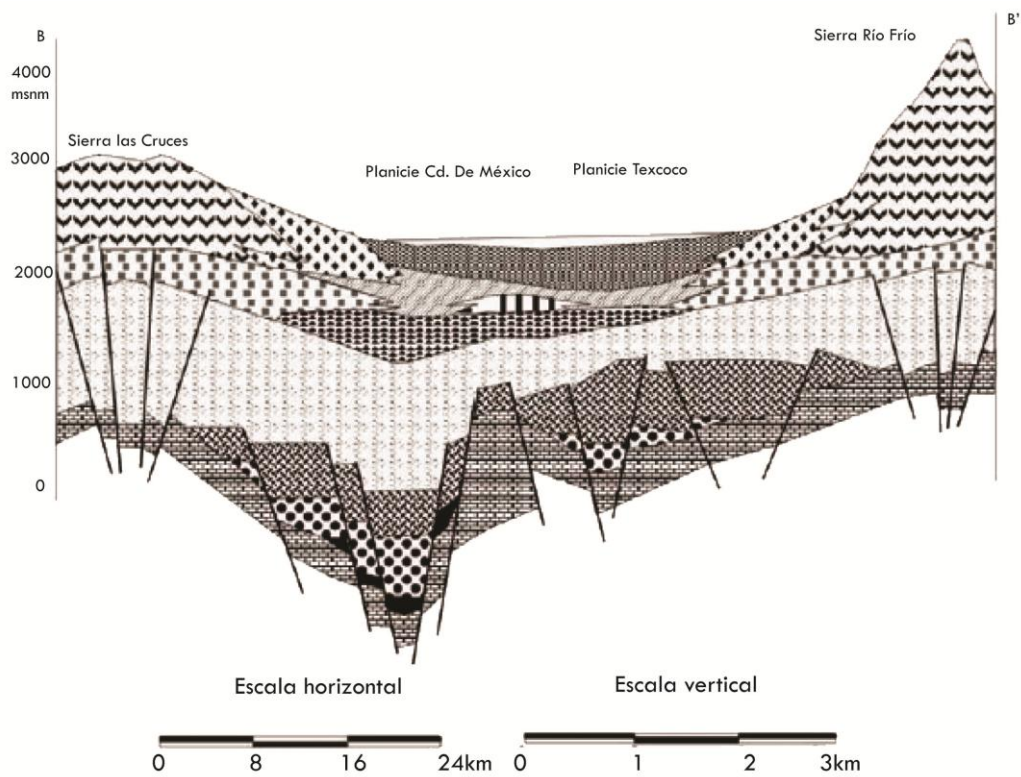
Los materiales que constituyen el subsuelo corresponden a una intercalación de productos volcánicos tales como lavas, tobas y cenizas que incluyen materiales granulares que fueron transportados por ríos y arroyos provenientes de las partes topográficamente altas que circularon hacia los valles. Cubriendo a dichos materiales y en espesores variables, se encuentran arcillas y arenas finas que son el producto del sedimento de los antiguos lagos.

Con el objeto de mostrar la distribución de las rocas y materiales que constituyen el subsuelo de la Ciudad de México, las figuras 5 y 6 muestran las secciones geológicas de la porción meridional que corresponden al Valle de México.

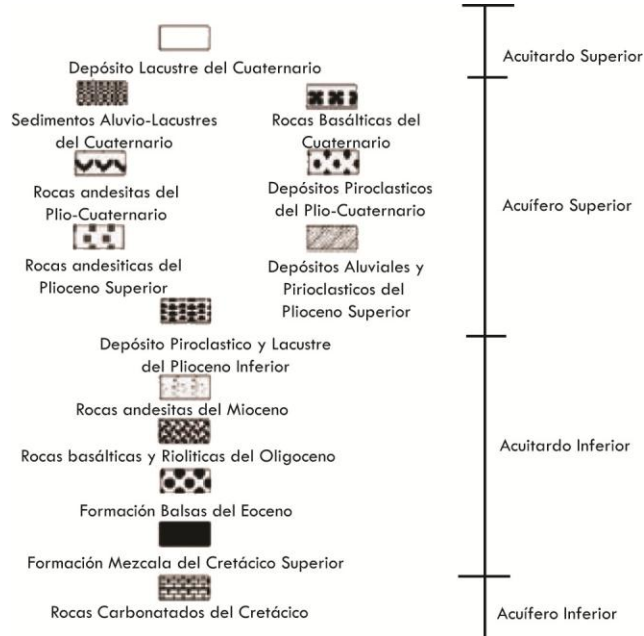
**Figura 5. Secciones geológicas de la porción meridional de la Cuenca del valle de México (Sur-Norte)**



**Figura 6. Secciones geológicas de la porción meridional de la Cuenca del valle de México (Oeste-Este)**



### Acotaciones de figura 5 y 6



Una vez hecho esta recopilación de características geológicas del valle de México, se ubicó la lumbrera 4 del TEO cerca de la Sierra de Guadalupe por lo que la zona geológica se caracteriza de manera general por ser depósitos lacustres del Cuaternario. Esto significa que se cuenta con suelo del tipo blando y que dicha clasificación sirvió para saber el tipo de equipo de excavación que se utilizó, y los criterios y especificaciones se debieron tomar en cuenta para llevar a cabo todas las actividades correspondientes al diseño y procedimiento constructivo de la lumbrera.

El siguiente cuadro resume las unidades de roca y materiales que subyacen en la Ciudad de México, así como algunas de sus características principales.

**Tabla 1. Características principales de las rocas y materiales que subyacen en la Ciudad de México**

Unidad Hidro-geológica	Unidades litoestratigráficas	Simbología	Principales características			Grado de Permeabilidad
			Conductividad hidráulica horizontal (m/s)	Coefficiente de Almacenamiento Específico (m <sup>-1</sup> )	Rendimiento específico	
Acuitado superior	Arcillas lacustres del cuaternario	Qla	10 <sup>-9</sup> – 10 <sup>-7</sup>	5 x 10 <sup>-2</sup>	-	2
Acuífero Principal	Depósitos Aluviales del Cuaternario (gravas y arenas)	Qal	5.8E-6 – 5.2E-3	3.1E-7 – 9.4E-5	0.01 – 0.18	5
	Rocas volcánicas Basálticas del cuaternario (derrames lávicos, lapilli y cenizas)	Qb	1.7E-5 – 2.3E-2	-	0.1 – 0.27	7
	Formación tarango (tobas, brechas y aglomerados volcánicos)	TQp	2.0E-6 – 1.0E-4	-	0.014 – 0.11	4
	Rocas volcánicas andesíticas del Plio-Cuaternario (derrames lávicos, tobas y brechas volcánicas fracturadas)	TQv	-	-	-	6
	Rocas volcánicas basálticas y andesíticas	Tpba	1.4E-5 – 5.8E-3	-	0.03 – 0.12	3
Acuífero Inferior	Secuencia estratigráfica del Plioceno inferior (tobas, brechas y aglomerados volcánicos andesíticos)	Tppc	1.2E-6 – 3.6E-4	1.2E-7 – 1.7E-4	-	4
	Rocas volcánicas andesíticas del Plioceno inferior	Tpv	4.4E-6 – 1.0E-4	4.4E-6 – 1.4E-4	0.03	4
Basamento hidrogeológico	Depósitos lacustres del Plioceno inferior (arcillas y limos)	Tpla	-	-	-	1
	Rocas volcánicas andesíticas del Mioceno (tobas, brechas y aglomerados fracturados)	Tmv	-	-	-	1
	Rocas volcánicas riolíticas y basálticas del Oligoceno (tobas, brechas y aglomerados)	Tov	-	-	-	1

7 = mayor permeabilidad  
1 = impermeable

### 3. ESTUDIOS REALIZADOS

#### 3.1. Estudios de campo

Una vez hecho una descripción general de la zona geológica donde se ubica la lumbrera, se procedió a realizar los estudios de campo los cuales arrojaron características más específicas. De estos estudios también se obtuvieron las muestras para poder realizar los estudios de laboratorio.

De lo programado para los estudios de campo se requirieron los siguientes:

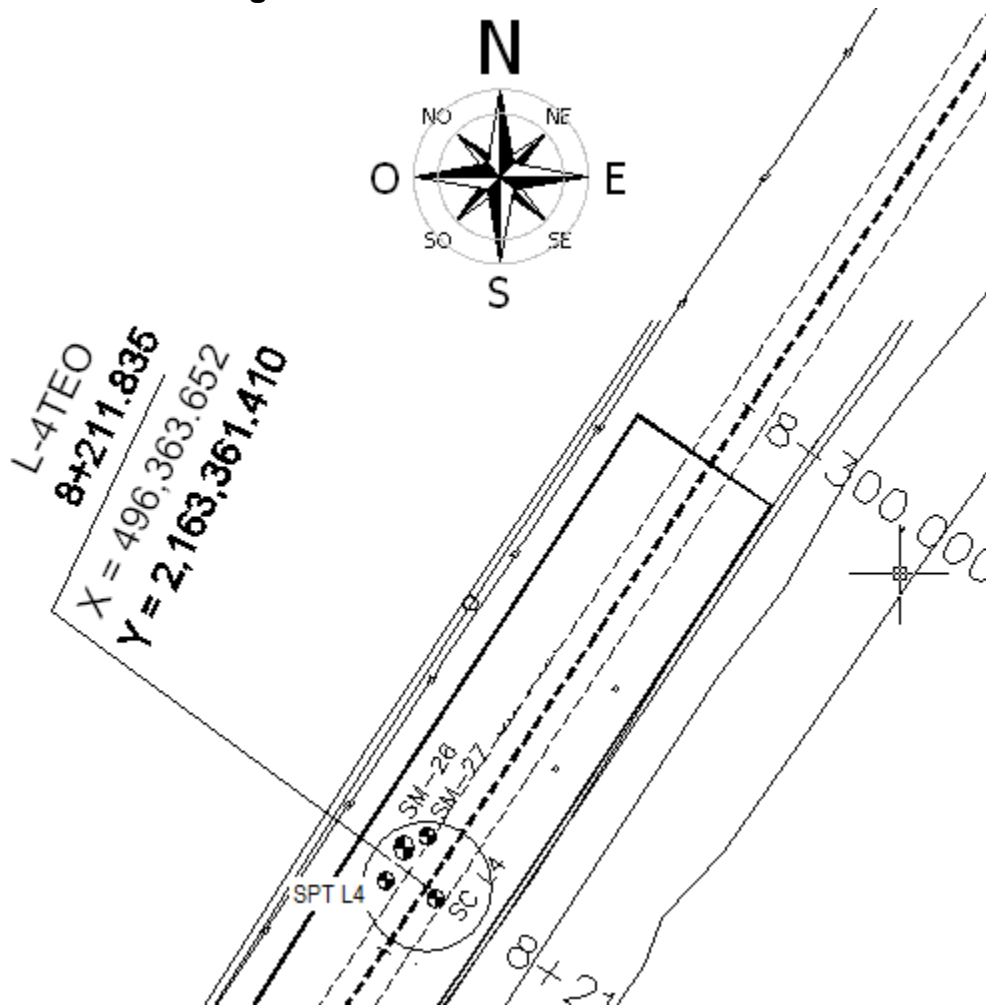
- Prueba de Penetración Estándar (SPT).
- Sondeo Continuo (Penetración con Cono Eléctrico).
- Sondeo Mixto.
- Sondeo Selectivo.
- Estudio de Cross Hole.

La ubicación de los sondeos fue como se muestra en las coordenadas de la figura 7. Las coordenadas de cada uno de los sondeos realizados son las siguientes:

**Tabla 2. Coordenadas topográficas de los sondeos realizados en el sitio de la lumbrera 4**

Sondeo	Tipo de sondeo	Coordenada X	Coordenada Y
SPT-L4	Penetración Estándar	496,357.370	2,163,362.318
SC-L4	Sondeo Continuo	496,364.961	2,163,359.574
SM-26	Sondeo Mixto	496,363.701	2,163,369.098
SM-27	Sondeo Selectivo (SS)	496,363.701	2,163,369.098

Figura 7. Ubicación de sondeos



### Método de Penetración estándar

Este procedimiento es el más usado en la Ciudad de México por brindar los mejores resultados en la práctica y una información más útil en relación al subsuelo y no solo en lo referente a descripción del mismo.

La prueba permite para suelos friccionantes conocer la compacidad, mientras que para los suelos plásticos nos da una idea de la resistencia a la compresión simple. Este método tiene implícito una recolección de muestras alteradas para su posterior análisis en laboratorio.

Como equipo necesario se requiere de un muestreador llamado penetrómetro, que se enrosca al extremo de la tubería de perforación y la prueba consiste en hacerlo penetrar a golpes dados por un martinete de 63.5 kg que cae desde 76 cm, contando el número de golpes necesario para lograr una penetración de 30 cm. El martinete, hueco y guiado por la misma tubería de perforación, es elevado por un cable que pasa por la polea de un trípode y dejado caer desde la altura requerida contra un ensanchamiento de la misma tubería de perforación. En cada avance de 60 cm debe retirarse el penetrómetro, removiéndolo al suelo de su interior, el cual constituye la muestra.

El fondo del pozo debe ser previamente limpiado de manera cuidadosa y una vez limpio el pozo, el muestreador se hace descender hasta tocar el fondo y, seguidamente a golpes, se hace que el penetrómetro entre 15 cm dentro del suelo. Desde este momento deben contarse los golpes necesarios para lograr la penetración de los siguientes 30 cm. A continuación se debe hacer penetrar el muestreador en toda su longitud y extraer la muestra.

El resultado del ensayo es el golpeo SPT o Resistencia a la Penetración Estándar:

$$N_{SPT} = N_{15 - 30} + N_{30 - 45}$$

Si el número de golpes requerido para profundizar en cualquiera de estos intervalos de 15 centímetros, supera los 50, el resultado del ensayo deja de ser la suma anteriormente indicada, para convertirse en rechazo (R), debiéndose anotar también la longitud hincada en el tramo en el que se han alcanzado los 50 golpes.

Hasta aquí, el ensayo **SPT** se considera finalizado cuando se alcanza este valor. (Por ejemplo, si se ha llegado a 50 golpes en 120 mm en el intervalo entre 15 y 30 centímetros, el resultado debe indicarse como  $N_{0 - 15} / 50$  en 120 mm, R).

El muestreador **SPT** suele tener una longitud interior de 60 centímetros, por ello es frecuente hincar mediante golpeo hasta llegar a esta longitud, por lo que se tiene un resultado adicional que es el número de golpes  $N_{45 - 60}$ . Proporcionar este valor no está normalizado, no constituye un resultado del ensayo, solo tiene una función indicativa.



## Resultados de los estudios de Campo

### Estratigrafía

De los resultados anteriores de exploración geotécnica realizada en la lumbrera 4, se puede dar una descripción más detallada de los distintos tipos de estratos y algunas de sus características. En general y hasta la profundidad explorada se encontraron suelos lacustres y aluviales, formando diez unidades estratigráficas mostradas a continuación:

**A Costra superficial.** De 0m a 1.40m de profundidad se encuentra una arcilla limosa de color café claro de consistencia muy firme con un lente arenoso dentro del primer metro de profundidad (de 0.50m a 0.70m). La resistencia máxima a la penetración del cono eléctrico para el lente arenoso es de 5000 kPa, mientras que la resistencia mínima a la penetración del cono eléctrico en la arcilla es de 500 kPa. El símbolo para este estrato de acuerdo al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS) es *CH*.

**B. Arcilla.** De 1.40m a 14.30m de profundidad; se trata de arcilla de consistencia blanda y de alta plasticidad con presencia de materia orgánica. En este estrato se cuenta con dos lentes arenosos, de 3.30m - 4.5m y de 9.5m – 11.2m. La resistencia máxima a la penetración del cono eléctrico para cada lente arenoso es de 440 kPa y 600 kPa, respectivamente. Para la arcilla se tiene una resistencia mínima a la penetración del cono eléctrico de 25 kPa. El símbolo para este estrato es *CH*, de acuerdo al SUCS.

**C Intercalaciones de limo y limo arenoso.** De 14.30m a 21.60m de profundidad; se encuentra limo de baja y alta plasticidad, de símbolos *ML* y *MH* de acuerdo con el SUCS;

*C1. Limo arcilloso;* Subunidad de 14.30m a 16.30m de profundidad, compuesto de limo arcilloso de consistencia muy dura con intercalaciones de arcilla de consistencia muy blanda con número de golpes de penetración estándar,  $N_{SPT}$  de 35 golpes y contenido natural de agua de 50 %. Su clasificación de acuerdo al SUCS es *ML*.

*C2. Limo arcilloso;* Subunidad de 16.30m a 18.20m de profundidad, compuesto de limo arcilloso color gris verdoso de consistencia blanda con grumos del mismo material, con número de golpes de penetración estándar,  $N_{SPT}$  de 0 golpes y contenido natural de agua de 200%. Su clasificación de acuerdo al SUCS es *MH*.

*C3. Limo arenoso*; Subunidad de 18.20m a 21.60m de profundidad, compuesto de limo arenoso color gris verdoso de consistencia muy dura y arena volcánica altamente compacta, con número de golpes de penetración estándar,  $N_{SPT}$  de 66 golpes y contenido natural de agua de 44%. Su clasificación de acuerdo al SUCS es *ML*.

En este estrato no fue posible seguir avanzando con el cono eléctrico. El piezómetro (PZA-L4D) instalado en este estrato a 14.83 m de profundidad, reportó  $4.9t/m^2$ .

**D Intercalaciones de arcilla y limo.** De 21.6 a 30.3m de profundidad se encuentran intercalaciones de limo de consistencia dura y arcilla de consistencia blanda a media. Su simbología es *ML* y *CH* de acuerdo con el SUCS. El orden de su intercalación es Arcilla de 21.60–23.80 m, Limo de 23.80-26.40 m y Arcilla de 26.40-30.30 m. Para el subestrato de Limo no fue posible avanzar con el cono eléctrico, mientras que para los subestratos arcillosos la lectura del cono eléctrico fueron 800 kPa y 1400 kPa, respectivamente. El contenido natural de agua promedio es de 130%. El piezómetro (PZA- L4C) instalado en este estrato a 25.00m de profundidad, reporta una presión de poro igual a  $14 t/m^2$ . Este fue el último estrato en el cual se empleó el cono eléctrico.

**F Limos.** De 30.30 a 42.90 m de profundidad se localizan limos de alta plasticidad, en ocasiones arenosos, de símbolos *ML* y *MH* de acuerdo con el SUCS, de consistencia media a dura, donde se identifican dos subunidades:

*F1. Limo arenoso.* Subunidad de 30.30 a 38.10 m de profundidad, compuesto por un limo arenosos de consistencia dura y arena limosa muy compacta, con número de golpes de penetración estándar,  $N_{SPT}$  de 60 golpes y contenido natural de agua promedio de 75%. Su símbolo de acuerdo al SUCS es *ML*. El piezómetro (PZL4-B) instalado en este estrato a 33.41 m de profundidad, se reporta con  $1.5t/m^2$ .

*F2. Limo arcilloso.* Subunidad de 38.10m a 42.90m de profundidad, compuesto por un limo arcilloso de alta plasticidad, de consistencia firme y poco compresible, con número de golpes de penetración estándar,  $N_{SPT}$  de 12 y contenido de agua promedio de 100 %. Su símbolo de acuerdo al SUCS es *MH*.

**G Limo y arena compacta.** De 42.90m a 57.0m de profundidad; intercalaciones de limos de consistencia muy dura y arenas muy compactas, en donde es posible identificar dos subunidades:

*G1 Intercalaciones de limo y limo arenoso.* Subunidad de 42.90m a 50.10m de profundidad, encontrándose intercalaciones de limos y limos arenosos de consistencia muy dura, de símbolos *MH* y *ML* de acuerdo con el SUCS, con número de golpes de penetración estándar,  $N_{SPT}$  de 50 golpes y contenido natural de agua promedio de 15%.

*G2 Limo arenoso.* Subunidad de 50.10m a 57.0m de profundidad compuesto por limo arenoso y arena limosa cementado de consistencia muy dura, con número de golpes de penetración estándar,  $N_{SPT}$  de 50 y contenido natural de agua promedio de 15 %. El piezómetro (PZA-L4A) instalado a 52.38 m de profundidad, reporta  $1.3 \text{ t/m}^2$ . Su símbolo de acuerdo al SUCS es *ML-SM*.

Los resultados del número promedio de golpes para cada estrato, obtenidos a partir de la prueba de penetración estándar, se presentan en la siguiente tabla, además del contenido de agua promedio para cada estrato:

**Tabla 3. Numero promedio de golpes en prueba de penetración estándar**

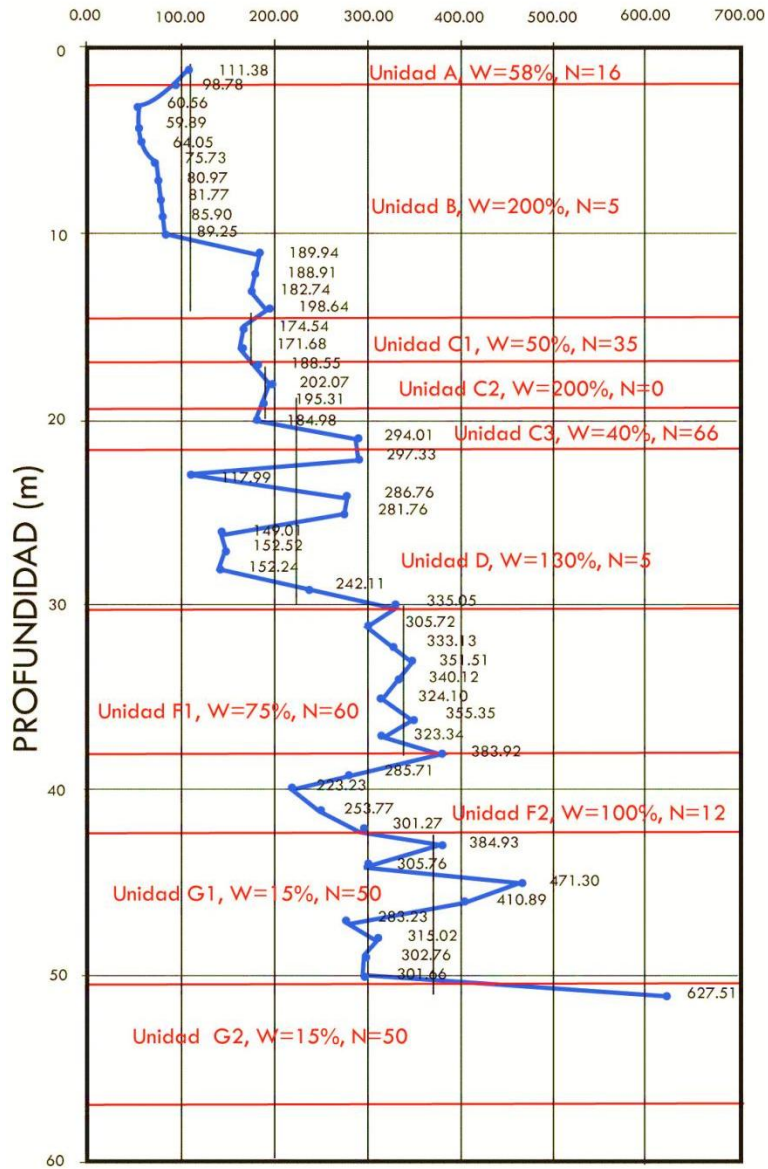
Unidad	Prof. (m)	Prof. (m)	Descripción	w (%)	N <sub>SPT</sub> promedio
<b>A</b>	0.0	-1.4	Costra superficial formada por arcilla limosa, café claro de consistencia muy firme con arena (CL)	58	16
<b>B</b>	-1.4	-14.30	Arcilla de consistencia blanda y alta plasticidad con presencia de materia orgánica (CH)	200	5
<b>C1</b>	-14.3	-16.30	Limo arcilloso de consistencia muy dura con intercalaciones de arcilla de consistencia muy blanda (ML)	50	35.5
<b>C2</b>	-16.30	-18.20	Limo arcilloso de consistencia muy blanda color gris verdoso, con grumos del mismo material (MH)	200	0
<b>C3</b>	-18.20	-21.60	Limo arenoso gris verdoso de consistencia muy dura y arena volcánica altamente compacta (ML)	40	66
<b>D</b>	-21.6	-30.3	Intercalaciones limo de consistencia muy firme y arcilla de consistencia blanda a media (CH-ML)	130	5
<b>F1</b>	-30.3	-38.1	Limo arenoso de consistencia dura y arena limosa muy compacta (ML)	75	60
<b>F2</b>	-38.1	-42.9	Limo arcilloso de alta plasticidad de consistencia firme y poco compresible(MH)	100	12
<b>G1</b>	-42.9	-50.1	Intercalaciones de limo y limo arenoso de consistencia muy dura (MH-ML)	15	50
<b>G2</b>	-50.1	-57.0	Limo arenoso y/o arena limosa, cementado de consistencia muy dura (ML-SM)	15	50

Dónde:

- w, es el porcentaje de humedad o contenido de agua.
- N<sub>SPT promedio</sub>, es el número promedio de golpes en la prueba de penetración estándar.

Del estudio de Cross Hole, se obtuvieron los siguientes resultados:

**Figura 8. Perfil de velocidades de onda de cortante Vs (m/s)**



**Tabla 4. Propiedades dinámicas del suelo estimadas a partir de *Cross Hole***

Unidad	Desde	Hasta	Espesor (m)	Vo (m/s)	v	$\gamma$ (t/m <sup>3</sup> )	$\rho$ (t/m <sup>3</sup> )	Gd (t/m <sup>2</sup> )	Eu (t/m <sup>2</sup> )
A	0	1.4	1.4	111.38	0.47	1.50	0.1529	1,896.7	5576.3
B	1.4	14.3	12.9	112.10	0.49	1.21	0.1203	1,511.4	4503.9
C1	14.3	16.3	2	173.11	0.49	1.18	0.1794	5,376.2	16021.1
C2	16.3	18.2	1.9	195.00	0.49	1.28	0.1284	4,883.9	14554.0
C3	18.2	21.6	3.4	225.00	0.49	1.70	0.1794	9,082.6	27066.1
D	21.6	30.3	8.7	224.00	0.49	1.43	0.1376	6,905.0	20576.9
F1	30.3	38.1	7.8	340.00	0.47	1.40	0.1407	16,261.8	47809.7
F2	38.1	42.9	4.8	289.79	0.48	1.41	0.132	11,086.1	32814.9
G1	42.9	50.1	7.2	377.00	0.48	1.64	0.1641	23,326.0	69045.0
G2	50.1	57	6.9	500.00	0.48	1.82	0.183	45,744.1	135402.5

Dónde:

- Vo, es la velocidad de onda de cortante.
- v, es el módulo de poisson.
- $\gamma$ , es el peso volumétrico del suelo.
- $\rho$ , es la densidad del suelo.
- Gd, es el módulo de rigidez al cortante.
- Eu, es el módulo de Young.

Los valores de módulo de rigidez al cortante fueron calculados considerando los pesos volumétricos a partir de las pruebas de laboratorio.

### 3.2. Estudios de laboratorio

Una vez que se obtuvieron las muestras necesarias a partir de los estudios de campo, se procedió a realizar las pruebas de laboratorio que se enlistan a continuación:

- Prueba de compresión simple.
- Ensaye de consolidación.
- Determinación de porcentaje de finos.
- Determinación de contenido natural de agua (w).
- Determinación de la densidad de sólidos (Ss).
- Determinación de límite líquido (LL).
- Determinación de límite plástico (LP).
- Determinación de índice de permeabilidad (IP).

De los estudios de laboratorio mencionados se obtuvieron los resultados que se muestran a continuación:

**Tabla 5. Resultados de estudios de laboratorio**

Unidad	Prof. (m)	Prof. (m)	Finos %	w %	Ss	LL %	LP %	IP %
A	0	-1.4	96.8	58	2.272	121.80	72.41	49.39
B	-1.4	-14.3	92.7	200	2.250	298.32	107.02	191.3
C1	-14.3	-16.3	96.1	50	2.268	64.35	47.46	16.89
C2	-16.3	-18.2	99.5	200	2.285	271.5	122.71	148.79
C3	-18.2	-21.6	58.8	40	2.416	33.68	26.20	7.48
D	-21.6	-30.3	99.8	130	2.284	165.73	61.86	103.87
F1	-30.3	-38.1	96.5	75	2.345	120.7	67.76	52.94
F2	-38.1	-42.9	89.7	100	2.393	143.88	68.19	75.69
G1	-42.9	-50.1	60.2	15	2.601	39.9	28.14	11.76
G2	-50.1	-57	36.8	15	2.816	37.03	27.43	9.6

Dónde:

- w, es el porcentaje de humedad o contenido de agua.
- Ss, es la densidad de sólidos.
- LL, es el límite líquido.
- LP, es el límite plástico.
- IP, es el índice de permeabilidad.

En la siguiente tabla se indican los valores de las propiedades mecánicas finales asignadas a cada unidad estratigráfica para el diseño.

**Tabla 6. Propiedades mecánicas de las distintas Unidades para diseño**

Unidad	$\gamma$ (t/m <sup>3</sup> )	$c_u$ (t/m <sup>2</sup> )	$\phi_u$ (°)	$s_u$ (t/m <sup>2</sup> )	E (t/m <sup>2</sup> )	$\nu$	$K_o$	$K_s$ (t/m <sup>3</sup> )	SUCS
A	1.50	8.00	10	8.37	800	0.40	0.82	2100	CL
B	1.21	3.28	0	2.06	685	0.40	0.67	900	CH
C1	1.18	4.05	0	4.05	1,034	0.35	0.54	2000	ML
C2	1.28	4.58	0	4.58	313	0.40	0.67	6000	MH
C3	1.70	3.62	34	15.30	1,844	0.40	0.44	4900	ML
D	1.43	11.35	0	11.35	990	0.35	0.54	1800	CH-ML
F1	1.40	20.06	6	25.34	2,032	0.35	0.54	3400	ML
F2	1.41	13.87	9	22.89	2,002	0.35	0.54	2800	MH
G1	1.64	17.20	0	17.20	2,333	0.30	0.43	2600	MH-ML
G2	1.82	35.55	20	65.20	12,834	0.30	0.66	8800	ML-SM

Donde:

$\gamma$ ; Peso volumétrico.

$c_u$ ; Cohesión en condiciones no drenadas.

$\phi$ ; Ángulo de fricción en condiciones no drenadas.

$s_u$ ; Resistencia al esfuerzo cortante en condiciones no drenadas.

E; Módulo de Young.

$\nu$ ; Relación de Poisson.

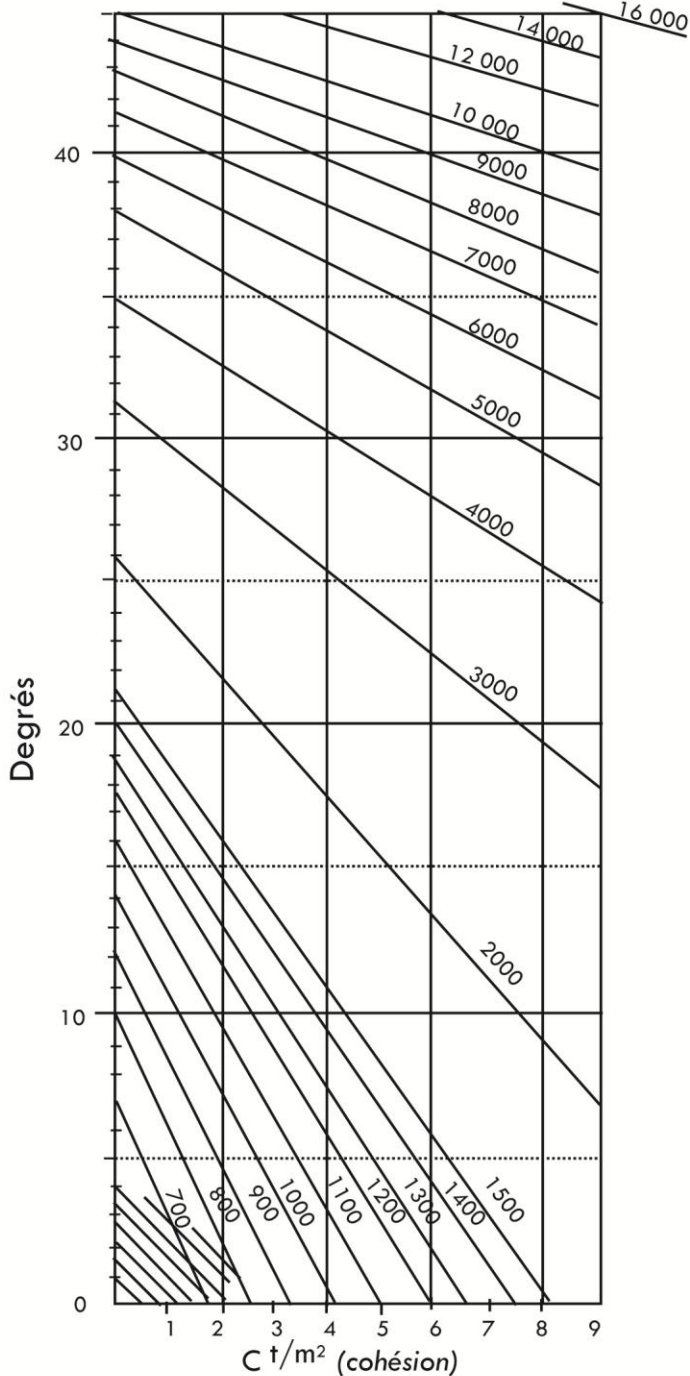
$K_o$ ; Coeficiente de empuje en reposo.

$K_s$ ; Módulo de reacción del subsuelo.

El módulo de reacción del subsuelo  $k_s$ , es un parámetro de cálculo empírico, que depende de las propiedades mecánicas del suelo y de la rigidez del muro; dicho módulo se obtiene con ayuda del ábaco de Chadeisson (fig. 9).



**Figura 9. Abaco de *Chadeisson* para determinar valores de módulo de reacción horizontal del suelo**



Abaque de Chaeisson ( $K_h$  en  $t/m^3$ )  
 Chadeisson's abacus ( $K_h$   $t/m^3$ )

## 4. CONSIDERACIONES EN ESTADOS LÍMITE DE FALLA

### 4.1. Empujes horizontales

Las presiones horizontales del suelo se calcularon como:

$$\begin{aligned}\sigma_h &= \sigma_h' + u \\ \sigma_h' &= \sigma_v' K\end{aligned}$$

Dónde:

$\sigma_h$ ; Esfuerzo horizontal total.

$\sigma_h'$ ; Esfuerzo horizontal efectivo.

$\sigma_v$ , Esfuerzo vertical total.

$\sigma_v'$ ; Esfuerzo vertical efectivo.

$u$ ; Presión de poro.

$K$ ; Coeficiente de empuje horizontal (activo, pasivo o en reposo).

$$\sigma_v' = \gamma z - u$$

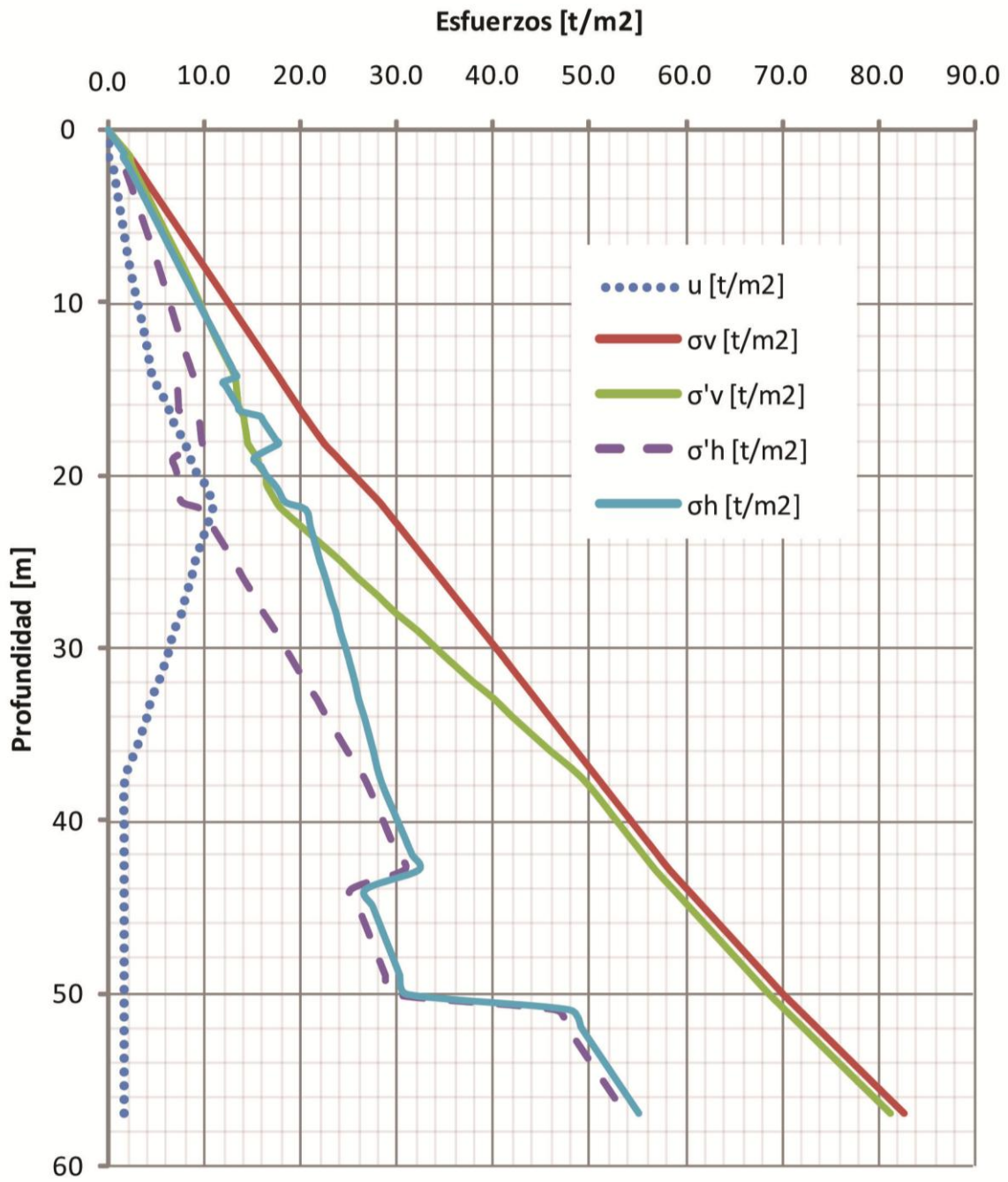
Analizando la Figura 10, para el trazo de la recta que representa a la presión de poro, se tomó en cuenta que el nivel freático se encontró a 1.6m de profundidad y dicha presión se redujo por completo por medio de los pozos de bombeo para evitar inundación durante el proceso de excavación.

Para el caso de los suelos que únicamente presentan cohesión, en los cuales el valor de  $K_o$  depende del material y de su historia previa de esfuerzos,  $K_o$  se estimó con base en la siguiente ecuación:

$$K_o = \nu / (1 - \nu)$$

En el caso de los suelos que presentan comportamiento cohesivo-friccionante, el valor de  $K_o$  se estimó como  $1 - \text{sen}\phi$ .

Figura 10. Diagramas de empujes sobre la lumbrera durante la excavación



## 4.2. Estabilidad de la zanja para el muro Milán

Se revisó la estabilidad de la zanja para muro Milán, considerando que el suelo retirado se sustituyó por lodo bentonítico con peso volumétrico de  $1.05 \text{ t/m}^3$ , hasta el nivel de superficie del terreno, además de una sobrecarga en superficie de  $3 \text{ t/m}^2$  debido a las grúas que trabajaron en esa zona.

La revisión se realizó mediante análisis de equilibrio límite con la expresión:

$$FS = \frac{Su \cdot L + E_f \cos \alpha}{\text{sen} \alpha \cdot (W + qB)}$$

Donde,

$Su$  = Resistencia al corte no drenada, ponderada a lo largo de toda la profundidad de la zanja,

$L$  y  $B$  = Longitud y ancho de la superficie potencial de falla,

$W$  = Peso de la superficie de deslizamiento,

$\alpha$  = Ángulo respecto a la horizontal de la superficie de falla

$E_f$  = Empuje sobre las paredes de la zanja, debido al lodo bentonítico,

$q$  = Sobrecarga en superficie

El peso volumétrico de  $1.05 \text{ t/m}^3$  que se consideró en los análisis corresponde con el peso volumétrico de la bentonita “nueva”, sin embargo, durante la excavación la bentonita se “cargó” con el mismo material producto de la excavación, por lo que su peso volumétrico se incrementó. El peso volumétrico de la bentonita “cargada” se controló para que nunca rebasara  $1.15 \text{ t/m}^3$  y garantizar la limpieza de la zanja antes del colado. De acuerdo con lo anterior, el valor considerado de  $1.05 \text{ t/m}^3$  es un valor conservador para fines de análisis.

$$Su = [(8.37 \times 1.4) + (2.06 \times 12.9) + (4.05 \times 2) + (4.58 \times 1.9) + (15.3 \times 3.4) + (11.35 \times 8.7) + (25.34 \times 7.8) + (22.89 \times 4.8) + (17.20 \times 7.2) + (65.20 \times 0.9)] / 51 = \mathbf{13.65 \text{ [t/m}^2\text{]}}$$

$$L = 51 \text{ [m]}$$

$B = 7 \text{ [m]}$ ; que es la longitud externa de cada uno de los siete tableros excavados

$W = q = 3 \text{ [t/m}^2\text{]}$ , por tener la condición más desfavorable ( $\alpha = 90^\circ$ )

$\alpha = 90^\circ$ ; condición más desfavorable

$$E_f = 26.76 \text{ [t/m}^2\text{]}$$

$$q = 3 \text{ [t/m}^2\text{]}$$

$$F.S. = \frac{(13.65 \times 51) + (26.76 \times 0)}{1[3 + (3 \times 7)]} = 29$$

Los valores de Factor de Seguridad fueron superiores al mínimo aceptable de 1.3, según el Manual de Construcción Geotécnica de la Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, por lo que se cumplió satisfactoriamente con el requisito de seguridad para la estabilidad de la zanja durante la excavación.

### 4.3. Estabilidad de la zanja para el muro Milán con concreto

Se revisó la estabilidad de la zanja para muro Milán, considerando que el suelo retirado se sustituyó por concreto, con peso volumétrico de  $2.4 \text{ t/m}^3$ , hasta el nivel de superficie del terreno. El valor de relación de Poisson para el concreto se estimó como 0.2, por lo que el coeficiente de empuje correspondiente es del orden de 0.3.

Para el empuje del concreto se tiene:

$$\sigma'_v = \sigma_v$$

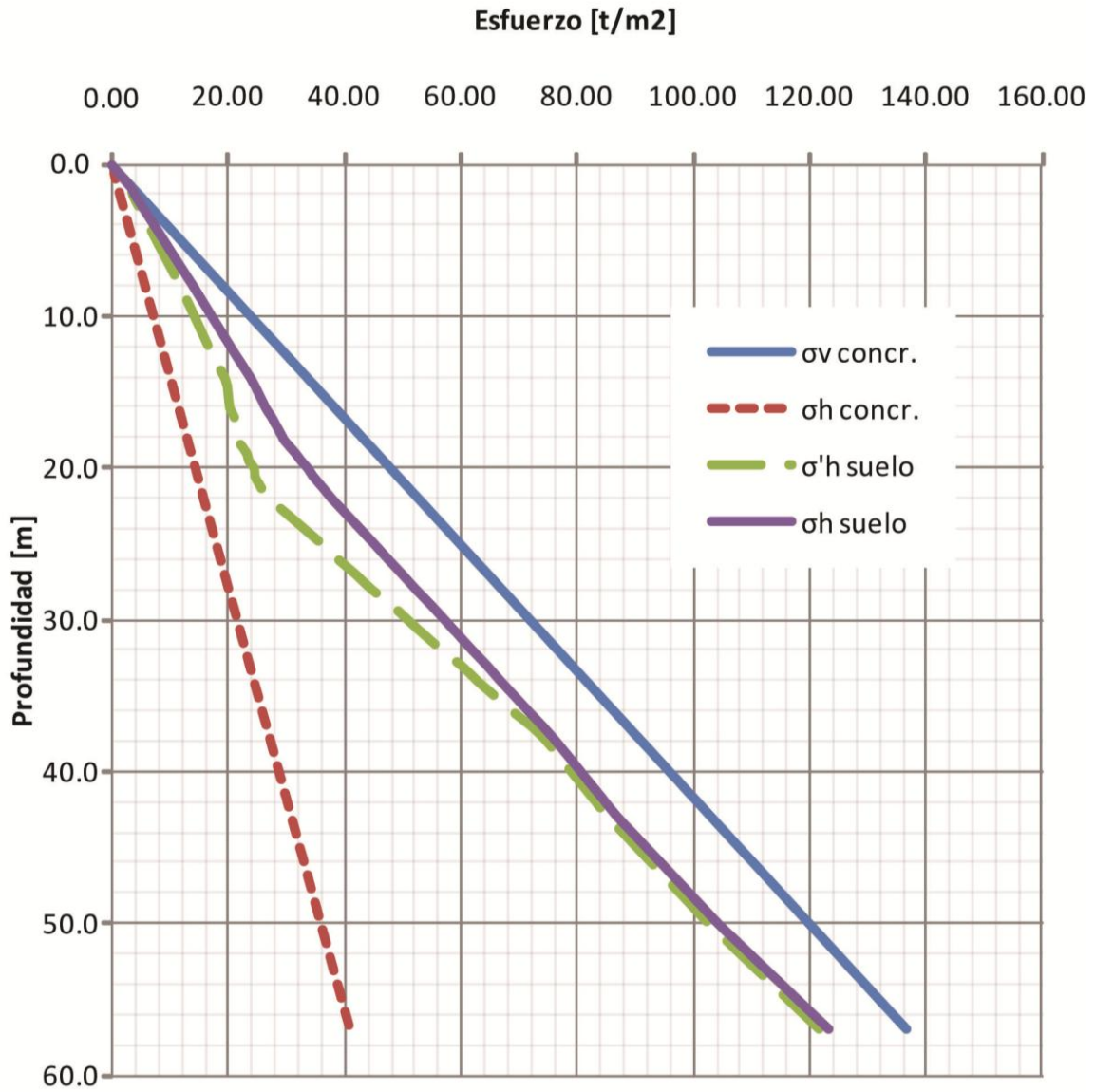
$$\sigma'_h = \sigma_h = 0.3\sigma'_v$$

Para el suelo, en todas las unidades donde principalmente se presentó comportamiento cohesivo, el valor de  $K_p$  se estimó de manera conservadora y práctica, como 1.5.

El empuje generado por el concreto fresco se comparó con el empuje pasivo del suelo, para garantizar la estabilidad de la zanja.

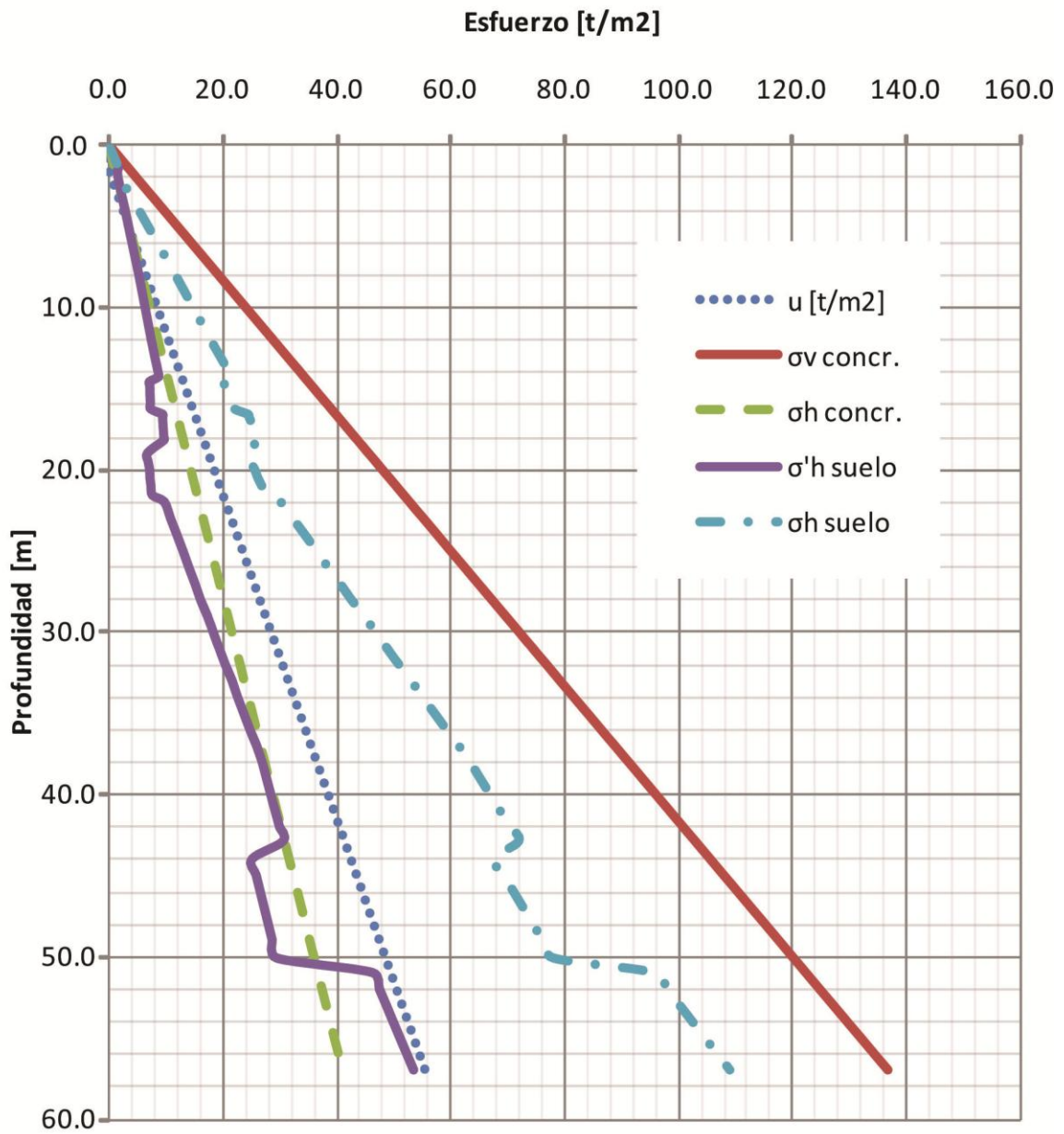
Como se puede observar en la figura 11, los esfuerzos horizontales totales del concreto fueron menores a los esfuerzos horizontales pasivos del suelo, por lo que el suelo no fue empujado por el concreto y se cumplió con la estabilidad de la zanja para el muro Milán, una vez sustituido el lodo bentonítico por el concreto.

Figura 11. Empuje del concreto vs empuje pasivo del suelo



En la figura 12, se muestran los empujes horizontales del suelo comparándolos con los del empuje horizontal del concreto una vez que se recuperó el nivel freático y se observa que la aportación de la presión de poro al el esfuerzo horizontal efectivo del suelo indica que el suelo resiste más de lo que empuja el concreto.

Figura 12. Empuje horizontal efectivo del suelo con el nivel freático recuperado



#### 4.4. Capacidad por fricción y punta

Con base en las normas técnicas y complementarias para el diseño de cimentaciones, se estimó la capacidad de carga del muro Milán, considerando las aportaciones por fricción y punta. Dichas normas nos proporcionan el cálculo de la capacidad por fricción como:

$$Q_f = A_f S_u F_R$$

Donde:

$A_f$ , es el área lateral de la lumbrera y

$S_u$ , es la adherencia lateral, igual a la resistencia al corte promedio del suelo.

$F_R$ , es el factor de fricción igual a 0.7

$$A_f = (\text{perímetro})(\text{profundidad}) = 48.69\text{m} \times 51\text{m} = 2483.19 \text{ m}^2$$

$$S_u = 13.65 \text{ [t/m}^2\text{]}$$

$$Q_f = 2483.19 \times 13.65 \times 0.7 = \mathbf{23\ 726.88 \text{ [t]}}$$

La capacidad por punta se calculó como se indica a continuación:

Para suelos cohesivos:

$$Q_p = A_p (c N_c F_R + \sigma_v)$$

Donde:

$c$ , es la cohesión a nivel de la base del muro.

$\sigma_v$ , es el esfuerzo vertical total a nivel de desplante.

$N_c = 7$  (N.T.C. para diseño y construcción de estructuras de concreto de RCDF)

$F_R = 0.35$  (N.T.C. para diseño y construcción de estructuras de concreto de RCDF)

$A_p$ , área de la base.

$$c = 35.55 \text{ [t/m}^2\text{]}$$

$$\sigma_v = 71.86 \text{ [t/m}^2\text{]}$$

$$A_p = \frac{\pi \times 15.5^2}{4} - \frac{\pi \times 13.5^2}{4} = 45.55 \text{ [m}^2\text{]}$$

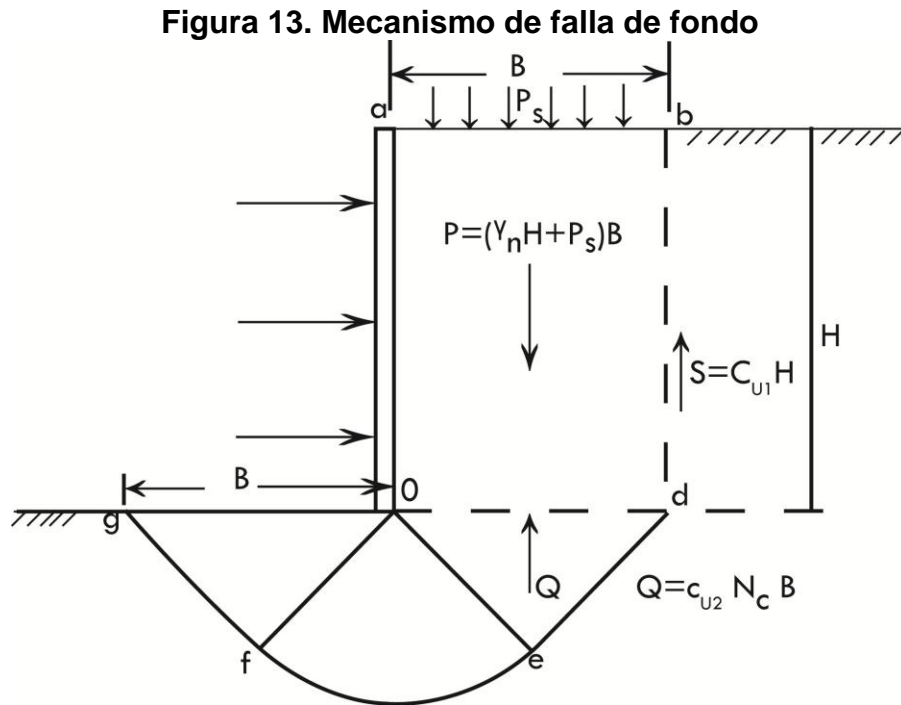
$$Q_p = 45.55 [(35.55 \times 7 \times 0.35) + 71.86] = \mathbf{7\ 240.51 \text{ [t]}}$$

Los asentamientos máximos esperados en la periferia de la lumbrera, generados por el abatimiento del NAF, resultaron menores al máximo permisible por las NTC-Cimentaciones, es decir, menores a 30 cm, por lo que se consideró como de poca importancia y no se realizó ningún análisis adicional.



#### 4.5. Revisión del fondo de la excavación

En la Figura siguiente se muestra un posible mecanismo de falla de fondo.



El Factor de Seguridad ante falla de fondo puede estimarse, de manera conservadora, despreciando la fuerza  $S$  de fricción en las paredes del prisma rectangular como:

$$FS = \frac{Su \times N_c}{\gamma H + q} \geq 1.3$$

Donde,

$$N_c = 5.14 \left( 1 + 0.2 \frac{H}{B} \right) \left( 1 + 0.2 \frac{B}{L} \right)$$

$Su$ , resistencia no drenada media a lo largo de la superficie de falla

$\gamma$ , peso volumétrico medio del suelo hasta la profundidad de excavación

$H$ , profundidad de excavación

$q$ , sobrecarga en superficie

$B$ , ancho de la excavación

$L$ , largo de la excavación

El Factor de Seguridad ante falla de fondo considerando la fuerza  $S$  de fricción en las paredes del prisma rectangular, puede estimarse como:

$$F.S. = \frac{(S_u \times N_c) + S}{\gamma H + q}$$

Donde,

$$S = S_u \times H$$

Para la aplicación de estas expresiones debe considerarse:

$$\frac{H}{B} \leq 2.0 \qquad \frac{B}{L} \leq 1.0$$

Debido a que no se cumplió con la condición de la relación profundidad-ancho de la excavación, se descartó el análisis considerando la fricción en las paredes del prisma rectangular.

$$S_u = 13.65 \text{ [t/m}^2\text{]}$$

$$\gamma = [(1.5 \times 1.4) + (1.21 \times 12.9) + (1.18 \times 2) + (1.28 \times 1.9) + (1.7 \times 3.4) + (1.43 \times 8.7) + (1.4 \times 7.8) + (1.41 \times 4.8) + (1.64 \times 5.905)] / 48.805 = 1.4 \text{ [t/m}^3\text{]}$$

$$H = 48.805 \text{ [m]}$$

$$q = 3 \text{ [t/m}^2\text{]}$$

$B = 13.5 \text{ [m]}$ , que es el diámetro interior de la lumbrera.

$L = 42.41 \text{ [m]}$ , que es el perímetro interior de la lumbrera.

$$N_c = 5.14 \left[ 1 + 0.2 \left( \frac{48.805}{13.5} \right) \right] \left[ 1 + 0.2 \left( \frac{13.5}{42.41} \right) \right] = 9.42$$

$$F.S. = \frac{13.65 \times 9.42}{(1.4 \times 48.805) + 3} = 1.8$$

Por lo tanto se cumplió satisfactoriamente, obteniendo un factor de seguridad mayor a 1.3.

#### 4.6. Revisión de falla por subpresión

La estabilidad ante falla por subpresión se revisará como:

$$F.S. = \frac{(H - D_f)\gamma_m}{u}$$

Donde,

$H$  = Profundidad donde inicia el estrato drenante.

$D_f$  = Profundidad de excavación.

$\gamma_m$  = Peso volumétrico del suelo desde  $D_f$  y hasta  $H$

$u$  = Presión del agua.

$$H = 59 \text{ [m]}$$

$$D_f = 48.805 \text{ [m]}$$

$$\gamma_m = \frac{1.64(1.295) + 1.82(8.9)}{10.195} = 1.8 \text{ [t / m}^3\text{]}$$

$$u = 1.6 \text{ [t/m}^2\text{]}$$

$$F.S. = \frac{(59 - 48.805)1.8}{1.6} = 11.5$$

El Factor de Seguridad mínimo aceptable es de 1.3, según el Manual de Construcción Geotécnica de la Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos (SMMS), por lo que se cumplió satisfactoriamente con esta condición.

#### 4.7. Revisión por flotación

La estabilidad por flotación de la estructura se revisará como:

$$F.S. = \frac{W + F_{fricc}}{F}$$

Donde:

$W$  = peso total de la estructura, incluyendo muros, losa, etc.

$F_{fricc}$  = Fuerza de fricción en la cara exterior del muro,

$F$  = fuerza de flotación.

$$W = W_{Muros} + W_{Losa} + W_{Anillo\ de\ rigidez}$$

$$W_{Muros} = \left[ \left( \frac{\pi \times 15.5^2}{4} \right) - \left( \frac{\pi \times 13.5^2}{4} \right) \right] \times 51 \times 2.4 = 5575.7 \text{ [t]}$$

$$W_{Losa} = \left( \frac{\pi \times 13.5^2}{4} \right) \times 2.5 \times 2.4 = 858.83 \text{ [t]}$$

$$W_{Anillo\ de\ rigidez} = \left[ \left( \frac{\pi \times 13.5^2}{4} \right) - \left( \frac{\pi \times 12^2}{4} \right) \right] \times 2 \times 2.4 = 144.2 \text{ [t]}$$

$$W = 6\ 578.73 \text{ [t]}$$

$$F_{Fricción} = 23\ 726.88 \text{ [t]}$$

$$\gamma = [(1.5 \times 1.4) + (1.21 \times 12.9) + (1.18 \times 2) + (1.28 \times 1.9) + (1.7 \times 3.4) + (1.43 \times 8.7) + (1.4 \times 7.8) + (1.41 \times 4.8) + (1.64 \times 7.2) + (1.82 \times 0.9)] / 51 = 1.4 \text{ [t/m}^3\text{]}$$

$$F = \left( \frac{\pi \times 15.5^2}{4} \right) \times 51 \times 1.41 = 13568.84 \text{ [t]}$$

$$F.S. = \frac{6578.73 + 23726.88}{13568.84} = 2.2$$

El Factor de Seguridad mínimo aceptable es de 1.3, de acuerdo también al Manual de construcción geotécnica de la SMMS, por lo que se cumplió satisfactoriamente con esta condición.

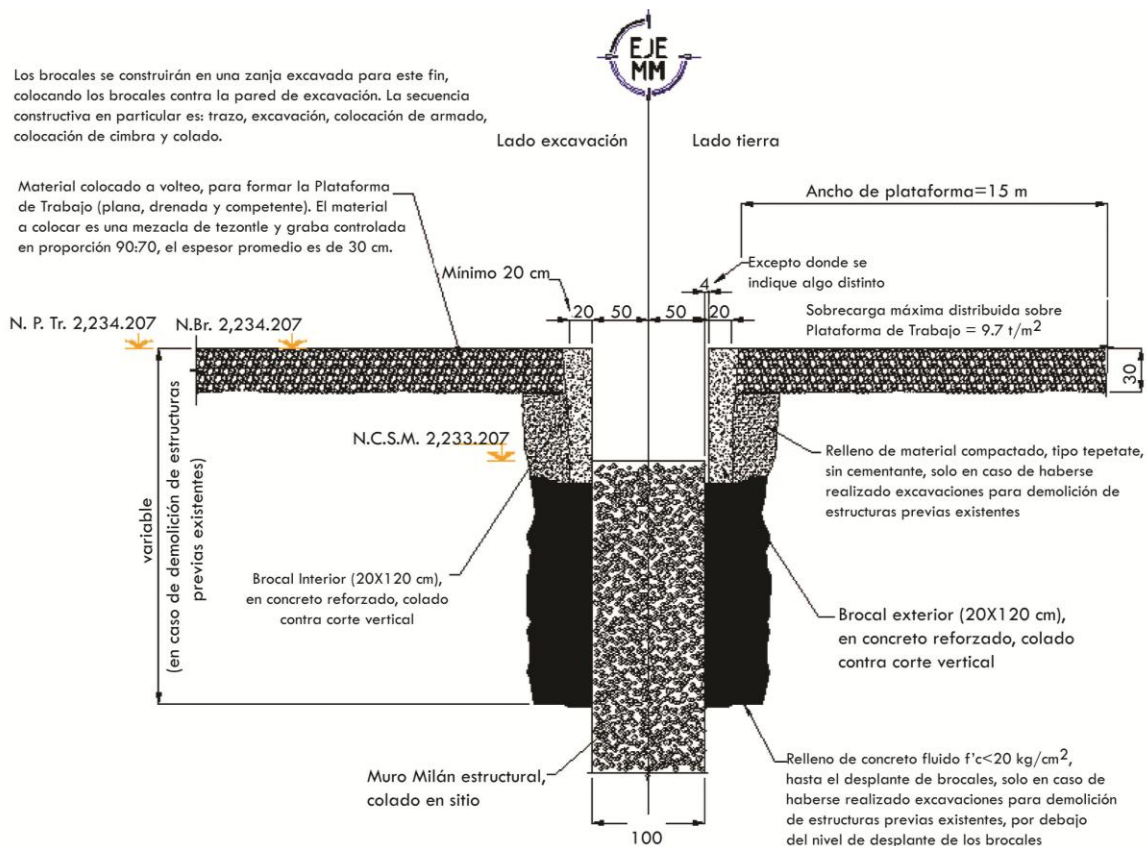
## 5. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO GENERAL

La Lumbrera 4 del TEO se construyó mediante la aplicación de muro Milán, cuyo procedimiento consiste en lo siguiente:

### 5.1. Brocal

Previamente a la excavación se construyó un brocal de 3 m de profundidad, el cual tuvo la función de sostenimiento del terreno, sirvió como referencia del muro Milán, guía de la almeja de perforación y dio soporte de las armaduras durante el proceso de colado. El brocal fue hecho de concreto armado de  $f'c=350 \text{ kg/cm}^2$ , elaborado con cemento tipo CPC 40R-RS, con un peso volumétrico de  $2.2 \text{ ton/m}^3$ .

**Figura 14. Detalle de brocal para muro Milán**



## 5.2. Excavación de tableros

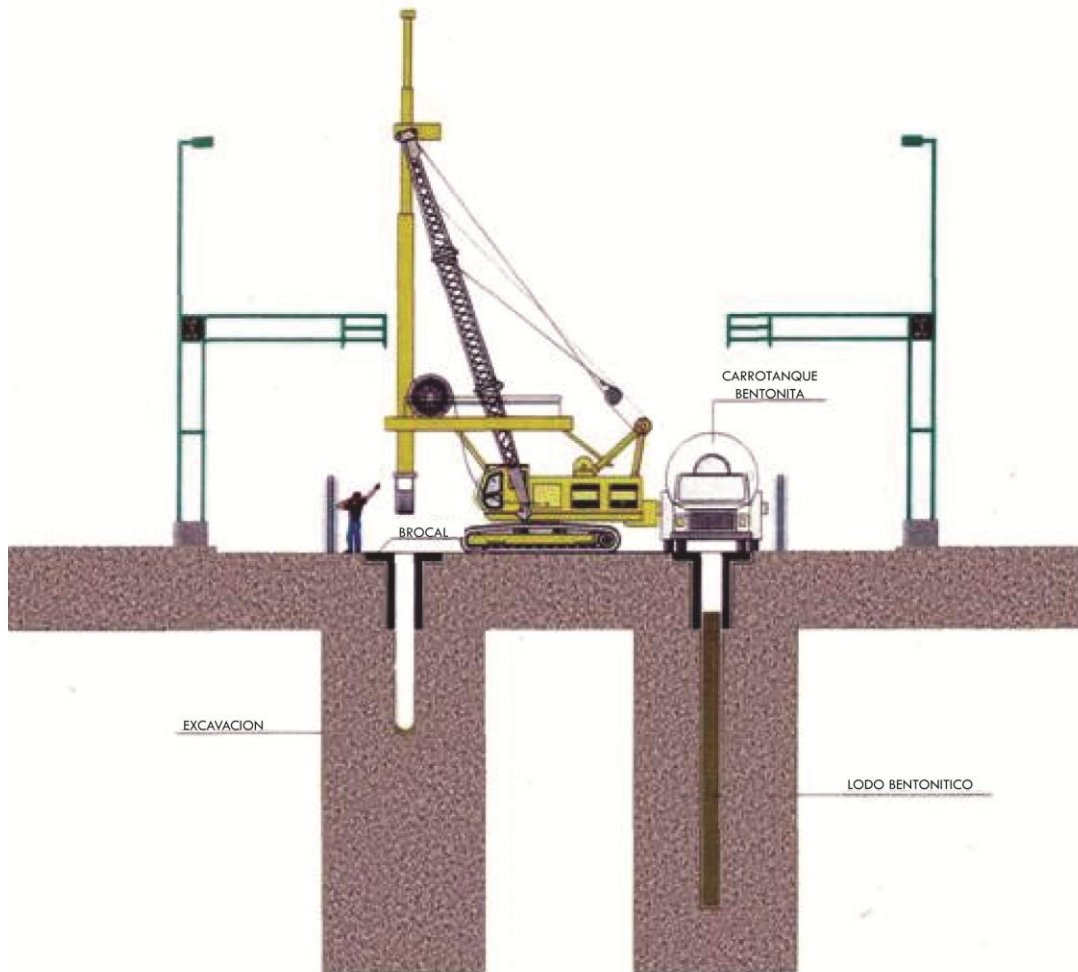
La excavación de zanjas para muro Milán se realizaron con equipo semiguizado usando almeja hidráulica accionada con una unidad de potencia de 250 HP y equipado con inclinómetro para lectura y corrección de desviaciones con respecto a la vertical con una precisión del 1.0%, montado sobre una grúa de 100 t de capacidad.

**Figura 15. Almeja hidráulica.**



Para la excavación se identifica como tablero a un tramo de zanja que se profundiza con una maquinaria excavadora vertical, colocada en tres posiciones para alcanzar una longitud horizontal y de la profundidad requerida. Este procedimiento tuvo el único propósito de lograr simetría en la operación de la almeja de excavación y con ello conservar su verticalidad, la longitud precisa de la zanja y el ancho de la junta de colado. Para esta lumbrera se diseñó su construcción contemplando 7 tableros que es el mismo número de paneles colados y unidos con las juntas CWS.

**Figura 16. Excavación de paneles**



Para conseguir la mejor manera, más ordenada y eficiente se atacó con excavación en tres posiciones y que esencialmente consistieron en una primera etapa de avance para excavar tableros intercalados, que se detuvo cuando los muros iniciales tuvieron la edad mínima después de colados, en ese momento el equipo de excavación y colado retrocedió para iniciar la segunda etapa de avance en la que se construyeron los tableros faltantes.

La excavación de cada tablero se llevó a cabo en la siguiente forma:

- Perforación de una posición de almeja hasta la profundidad de proyecto (resultando una pila de dimensión vista en planta igual a las de la almeja).
- Perforación de una segunda pila hasta la profundidad de proyecto dejando un espacio libre después de la primera perforación, entre 0.30 a 1.60 m de largo (Merlón).
- Perforación del Merlón hasta la profundidad de proyecto.

Esta secuencia permite garantizar la verticalidad del muro pues las dos primeras pilas se realizan en terreno natural lo que permite bajar sin mayor desviación. Cuando se perfora el Merlón la almeja se encuentra guiada por las dos perforaciones iniciales.

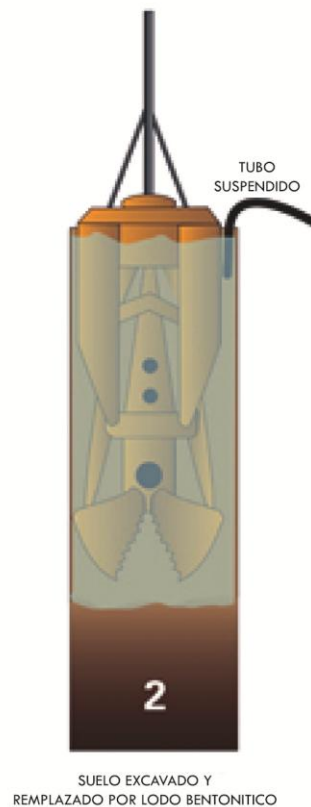
El equipo de excavación permitió la rectificación rápida de la verticalidad y el centrado constante y fijo de la herramienta de corte en posición de excavación. La tolerancia máxima de desviación horizontal como porcentaje de la distancia vertical en la excavación de los muros fue de 0.5%.

### 5.3. Lodo bentonítico

Para evitar que las paredes de la excavación se derrumbaran, se fue llenando con lodo bentonítico de  $1.10 \text{ t/m}^3$  de densidad. En curso de perforación, el nivel del lodo nunca fue menor de 0.50 m. abajo del nivel de los brocales.

Todas las circulaciones de lodo en la obra se hicieron a través una red de tubería de 6" de diámetro.

**Figura 17. Excavación llena de lodo bentonítico**





#### 5.4. Paneles

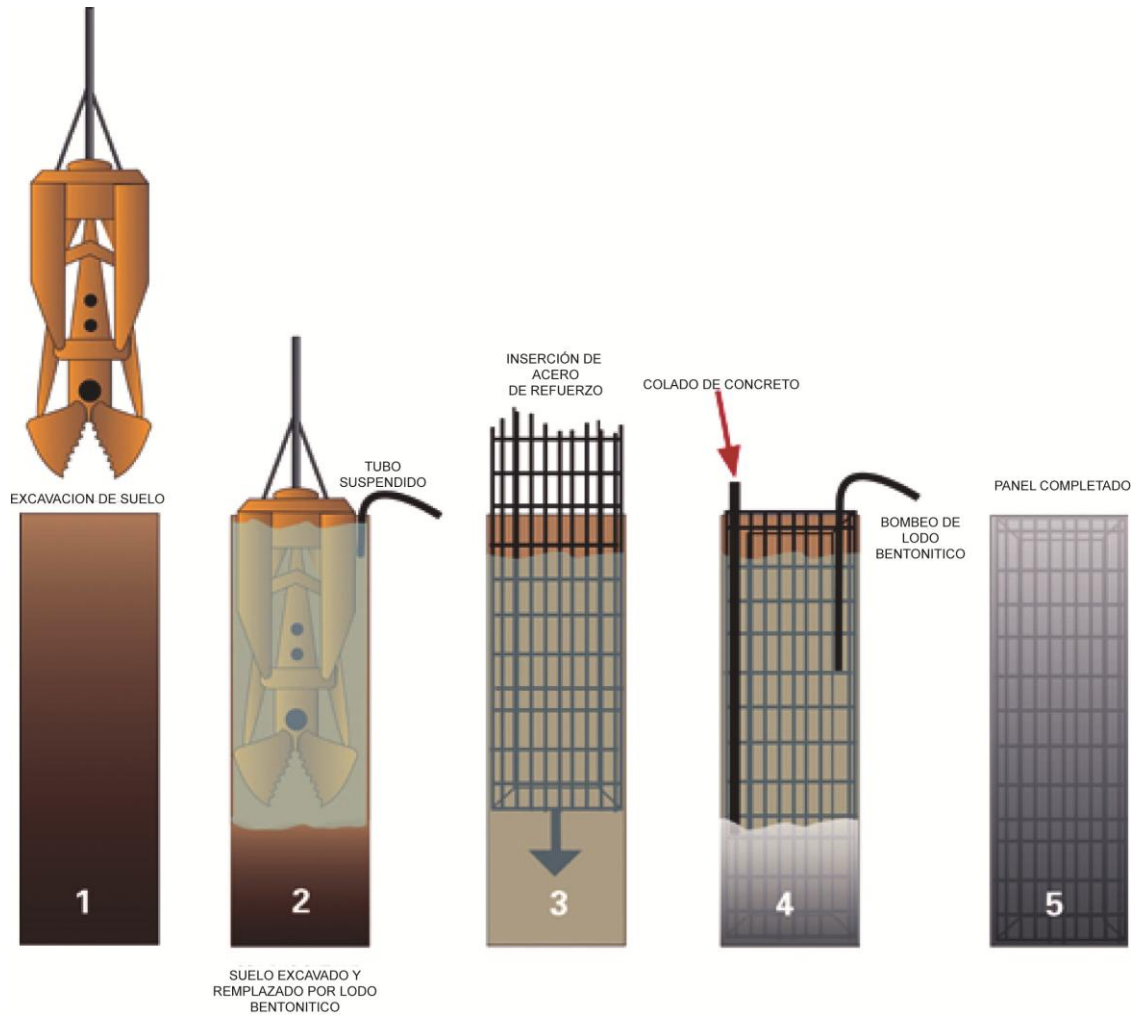
Posteriormente a la excavación de los tableros, se limpiaron los azolves, y se habilitó y colocó el acero de refuerzo.

**Figura 18. Armado de acero para un panel de la lumbrera**



Después se suministró y coló el concreto en el panel a través de tubos Tremie de 273 mm. Antes de iniciar el colado se verificó la profundidad del panel a plomo y se coló hasta un mínimo de 60 cm arriba del concreto sano. El colado se realizó antes de 24 horas transcurridas después de terminada la excavación y desarenado del elemento. No se aceptaron juntas frías horizontales en un panel, por lo que el vaciado del concreto de un panel fue continuo.

**Figura 19. Construcción de un tablero**



Desde el nivel de plataforma de trabajo (nivel 0.0 m) y hasta el nivel -51 m, el espesor del muro es de 1.0 m. El diámetro interior de la lumbrera es de 13.50 m.

La construcción de paneles dependió de la secuencia de excavación, existen tres tipos, Primario (panel aislado inicio de secuencia), Secundario (panel realizado entre dos paneles primarios), y Mixto (panel con una sola extremidad adyacente a otro panel). La limitación de excavación de un panel contiguo a uno recién colado, fue de 3 días después del colado.

Se colocaron las juntas planas que sirven como cimbra y para mantener la estabilidad entre dos paneles. Las juntas son elementos metálicos rígidos que sirven de cimbra de extremidad en las caras de paneles colados en terreno natural (primarios o mixtos), y que permiten asegurar la estanqueidad entre dos paneles.

La junta se coloca en una sola parte en las extremidades del panel inmediatamente después de la operación de limpieza y desarenación de la excavación para panel adyacente. La junta se baja por medio de una grúa y se mantiene suspendida en los brocales. Su posición está definida con tolerancia de  $\pm 5$  cm por la marca de extremidad de panel sobre el brocal.

**Figura 20. Junta plana**



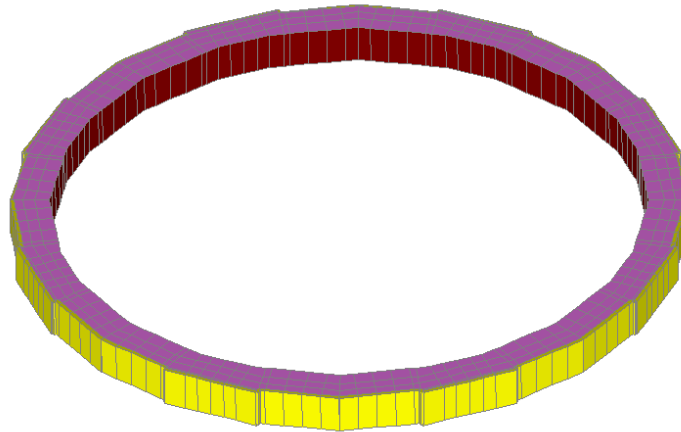
Concluido el muro Milán se construyó la trabe de coronamiento que liga estructuralmente los paneles de muro Milán. Sus dimensiones son de 1.0m x 1.0m llegando hasta nivel de terreno.

**Figura 21. Trabe de coronamiento**



En el nivel -37.112 m se construyó el anillo de rigidez que ayudó a resistir los esfuerzos generados en el muro Milán cuando éste se rompió, para el paso del túnel. El anillo consistió en una trabe de peralte y ancho de 2.0m x 0.75m, respectivamente.

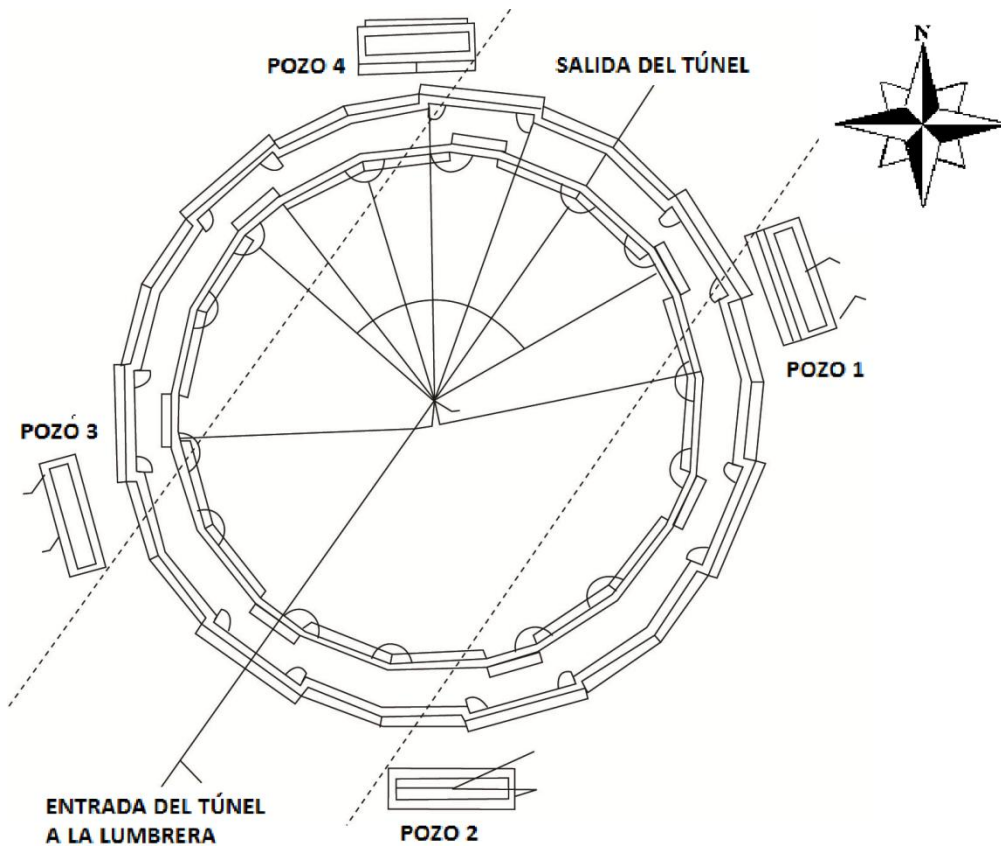
**Figura 22. Anillo de rigidez**



### **5.5. Sistema de bombeo previo a la excavación del núcleo**

El diseño del sistema de bombeo se basó en 4 pozos profundos tipo zanja con sección transversal de 2.7x0.6m, ubicados en el exterior de la Lumbrera, perforados a -59 m de profundidad, para reducir la afectación al manto freático. En superficie los pozos estuvieron sellados de 0 a -51 m de profundidad, el material de filtro se colocó de -51 a -59 m, cada pozo se equipó con una bomba sumergible controlada por electroniveles de inicio y paro de bombeo. En el perímetro de la excavación se realizó la perforación y equipamiento de un pozo de observación para dar seguimiento al abatimiento del nivel freático en el interior. El bombeo profundo se complementó con bombeo de achique en el interior de la excavación. El bombeo profundo en el exterior de la Lumbrera inició después de concluido el muro Milán y antes de iniciar la excavación del núcleo.

**Figura 23. Ubicación de los pozos de bombeo**



Considerando la naturaleza de los suelos en donde se excavó la Lumbreira, el objetivo del bombeo fue generar una aureola de material endurecido por secado, perimetral a la excavación, además de reducir el flujo de agua hacia el interior y favorecer la seguridad y rendimientos en la excavación.

### **5.6. Excavación del núcleo**

Posteriormente se procedió a la excavación del núcleo, la cual se hizo cuando el concreto llegó a la resistencia especificada de proyecto. La excavación dentro del área confinada por el muro Milán fue en frentes verticales cuya altura dependió de los rendimientos de extracción del material. Antes de que la excavación alcanzara el nivel -51 m, se construyó el anillo de rigidez en el nivel superior del túnel ubicado en el nivel -37.112 m. La lectura 0 de los inclinómetros se tomó antes de iniciar la excavación del núcleo.

**Figura 24. Excavación del núcleo**



En la parte inferior se coló la losa de fondo de 2.5m de espesor, la cual da rigidez en ese nivel de la lumbrera. Los últimos 15 cm de excavación, aproximadamente, se afinaron a mano, para colocar un firme de concreto pobre de aproximadamente 5 cm de espesor, previo al colado de la losa.

**Figura 25. Armado para losa de fondo**

