

INFORME GEOTECNICO

PROYECTO: ELABORACIÓN DE ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS PARA LA AMPLIACIÓN DE LA LÍNEA 1 DEL TREN LIGERO DE GUADALAJARA, EN LA ZONA METROPOLITANA DE GUADALAJARA, JALISCO.

UBICACIÓN: TRAMO COMPRENDIDO DEL KM 0+000 AL KM 2+170, UBICADO SOBRE AV. PROL. CRISTÓBAL COLÓN, EN EL MUNICIPIO DE SAN PEDRO TLAQUEPAQUE, JALISCO, MÉXICO.

SOLICITADO POR: SECRETARÍA DE INFRAESTRUCTURA Y OBRA PÚBLICA (S.I.O.P.)

INFORME: *AMPLINEA1L-01-24*

Contenido

1	Introducción.	5
2	Medio físico San Pedro Tlaquepaque.	6
2.1	Localización.....	6
2.2	Orografía.	7
2.3	Fisiografía.....	7
2.4	Geología.....	7
2.5	Clima.	8
2.6	Hidrografía.....	8
3	Antecedentes generales del ensayo de penetración estándar.....	8
4	Metodología general del ensayo de penetración estándar.....	9
5	Antecedentes del predio.	13
6	Detección del Nivel de Aguas Freáticas (N.A.F.).	15
7	Trabajos de campo y laboratorio.....	16
8	Croquis de ubicación de los sondeos.....	17
9	Carta de regionalización sísmica.	23
10	Características de los fragmentos de roca.....	25
10.1	Índice RQD.....	25
10.2	Resistencia a la compresión.....	26
11	Cálculo de la capacidad de carga para cimentación profunda.....	27
11.1	Tramo 1 km 0+000 al km 1+000.....	28
11.2	Tramo 2 km 1+000 al km 2+170.....	28
11.3	Zona de estación subterránea.	29
12	Empujes laterales.	30
13	Asentamientos.	31
14	Modelo numérico de asentamientos y distribución de esfuerzos.	32
14.1	Modelo de asentamientos y distribución de esfuerzos, tramo 1.	33
14.2	Modelo de asentamientos y distribución de esfuerzos, tramo 2.	35
14.1	Modelo de asentamientos y distribución de esfuerzos, zona de estación subterránea.	37
15	Módulo de reacción del suelo.	39
15.1	Módulo de reacción vertical del suelo.....	39
15.2	Módulo de reacción horizontal del suelo.	41

16	Permeabilidad del suelo.....	43
17	Conclusiones.	44
18	Recomendaciones para la construcción de la cimentación.....	46
18.1	Mejoramiento del suelo para la construcción de pilas de cimentación.	46
18.2	Recomendaciones para abatir el N.A.F. durante la construcción del túnel.	47
18.3	Recomendaciones para la construcción de los cárcamos de bombeo.	49
18.4	Recomendación para el desplante de la losa de piso y/o losa de cimentación en área de estación.....	51
19	Memoria fotográfica.	52
20	Índice de imágenes.	60
21	Índice de tablas.	62
22	Referencias.....	63
Anexo I Resultados de las características físicas y mecánicas de los materiales recuperados en los sondeos realizados mediante metodología SPT		

Zapopan, Jalisco, a martes 27 de febrero de 2024
amplinea1L-01-24

**SECRETARÍA DE INFRAESTRUCTURA Y OBRA PÚBLICA (S.I.O.P.)
PRESENTE**

A continuación, le presentamos los resultados del informe geotécnico realizado para el proyecto: Ampliación del tramo subterráneo de la línea 1 del tren ligero, cuyo tramo comprende del km 0+000 al km 2+170, ubicado sobre Av. Prol. Cristóbal Colón, en el municipio de San Pedro Tlaquepaque, Jalisco, México.

Imagen 1 Ubicación general del sitio de estudio.



Fuente: Modificado de Google Earth, 2024.

Introducción.

El transporte es una actividad derivada de otras actividades que tienen lugar en un área geográfica determinada. El conjunto de actividades de residencia, producción, consumo, recreación, etc. que se produce en un lugar, es el que genera ciertas necesidades de viajes o demanda por transporte, esta demanda es satisfecha por el sistema de transporte.

El crecimiento desenfrenado hacia el sur del Área Metropolitana de Guadalajara (AMG), aunado con la deficiencia en el servicio del transporte público ha ocasionado la saturación de las principales vialidades de acceso a la ciudad, agravándose en horas pico y temporada vacacional. Tras varios estudios y análisis de soluciones para dicha problemática, se apostó como parte de la solución integral, la ampliación de la línea 1 del tren ligero hacia el sur del AMG. El proyecto contempla una ampliación de 7.8 km desde la estación Periférico Sur hasta Santa Anita, en su etapa preliminar considera la construcción de 9 estaciones, 2 de ellas subterráneas.

El presente informe geotécnico se realiza con la finalidad de conocer las condiciones geotécnicas del sitio donde se pretende ampliar el tramo subterráneo de la línea 1 del tren ligero. Las exploraciones fueron realizadas en un tramo comprendido en 2.170 km y mediante la metodología SPT (Ensayo de Penetración Estándar, por sus siglas en inglés).

En el documento se presentan las condiciones que se encuentra la zona de estudio, las características geológicas y geotécnicas del sitio, los resultados del análisis de la información obtenida en campo y pruebas de laboratorio, así como las opciones de solución geotécnica y recomendaciones para la construcción del proyecto.

Medio físico San Pedro Tlaquepaque.

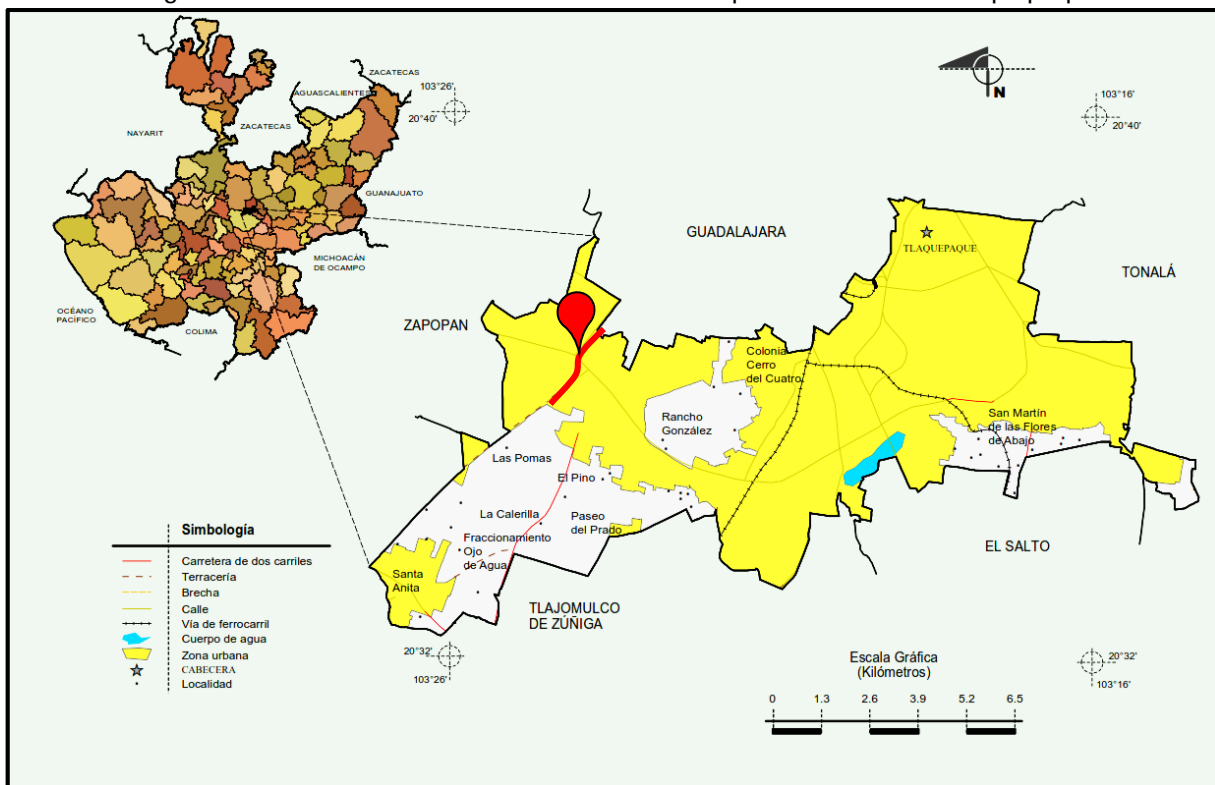
1.1 Localización.

El municipio de San Pedro Tlaquepaque se localiza en la región centro del estado de Jalisco, en el occidente del país, se encuentra en las coordenadas entre los paralelos 20°32' y 20°39' de latitud Norte; los meridianos 103°14' y 103°28' de longitud Oeste; altitud entre 1,600 y 1,800 m sobre el nivel del mar.

Colinda al Norte con los municipios de Zapopan, Guadalajara y Tonalá; al Este con los municipios de Tonalá y El Salto; al Sur con los municipios de El Salto y Tlajomulco de Zúñiga; al Oeste con los municipios de Tlajomulco de Zúñiga y Zapopan.

Tiene una superficie de 119.00 km², cifra que representa el 0.14% de la superficie del estado. Cuenta con 39 localidades y una población total de 608,114 habitantes (INEGI, 2010).

Imagen 2 Ubicación del sitio de estudio en el municipio de San Pedro Tlaquepaque.



Fuente: (INEGI, 2010).

1.2 Orografía.

El municipio se encuentra enclavado en la porción central de la altiplanicie jalisciense, que presenta una topografía más o menos regular. La mayor parte de su territorio es plano, con algunos lomeríos y pocas tierras altas cerriles. El punto más alto del municipio es el Cerro del Cuatro que junto con el Cerro de Santa María se localiza al suroeste de la cabecera con una altura de 1,860 y 1,730 metros respectivamente, al sur se localiza el Cerro de la Cola con altura de 1,640 metros (INEGI, 2010).

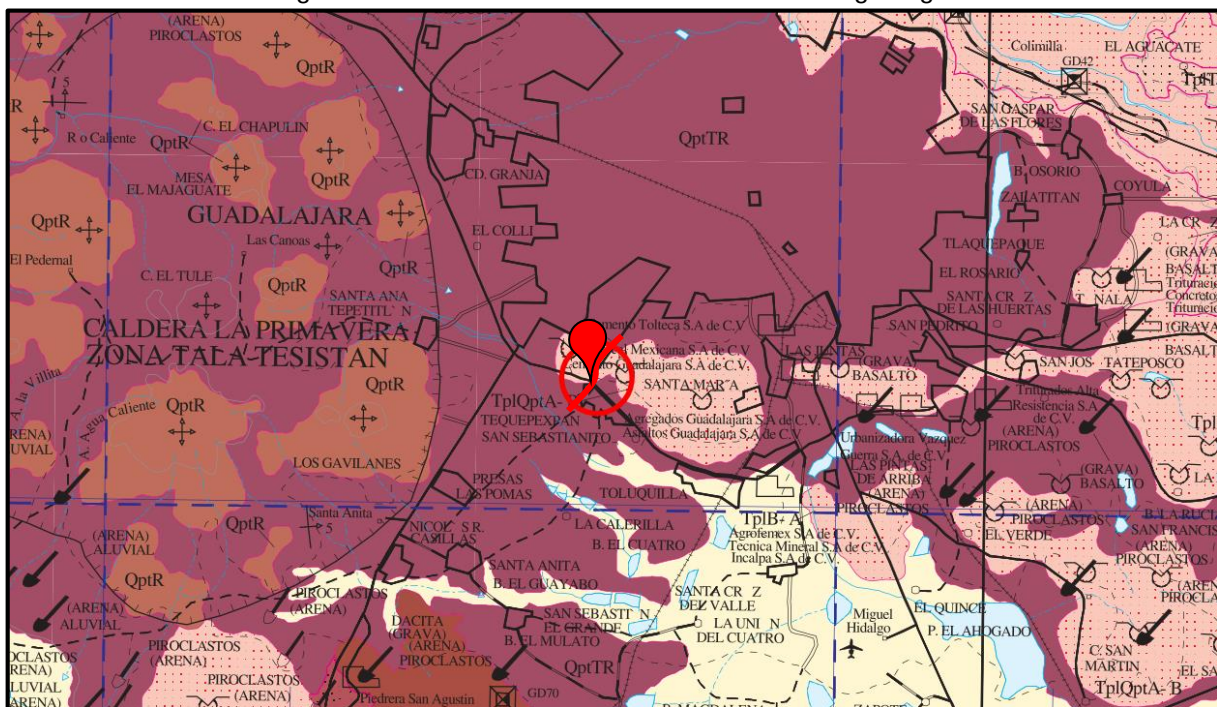
1.3 Fisiografía.

Provincia: Eje Neovolcánico (100%), Subprovincia: Chapala (59.97%) y Guadalajara (40.03%), Sistema de topofomas: Llanura aluvial (25.17%) y Escudo volcanes (3.00%) (INEGI, 2010).

1.4 Geología.

El territorio está conformado por terrenos pertenecientes a los períodos: Cuaternario (24.20%) y Plioceno-Cuaternario (3.97%), Roca: Ígnea extrusiva: volcanoclástico (21.90%) y basalto (3.97%), Suelo: aluvial (2.30%) (INEGI, 2010).

Imagen 3 Ubicación del sitio de estudio en la carta geológica.



Fuente: (INEGI, 2010).

1.5 Clima.

El clima del municipio es semiseco, con invierno y primavera secos, semicálidos sin estación invernal definida. La temperatura media anual es de 20.7°C, y tiene una precipitación media anual de 919 mm con régimen de lluvia en los meses de junio a agosto. Los vientos dominantes son de dirección sureste. El promedio de días con heladas al año es de 5.2 (INEGI, 2010).

1.6 Hidrografía.

Región hidrológica: Lerma-Santiago (100%), Cuenca R. Santiago-Guadalajara (100%), Subcuenca R. Corona-R. Verde (100%), Corrientes de agua Intermitentes: Las palomas, Cuerpos de agua Perenne: Las Pintas (0.68%) (INEGI, 2010).

Antecedentes generales del ensayo de penetración estándar.

El ensayo de penetración estándar o SPT (del inglés Standard Penetration Test), es un tipo de prueba de penetración dinámica, empleada para ensayar terrenos en los que se quiere realizar un reconocimiento geotécnico (Juárez, 2005).

En la práctica resulta difícil conocer geotécnicamente el terreno al 100%, toda caracterización se apoya en un número limitado de observaciones, exploraciones y ensayos, lo cual permite conceptualizar geotécnicamente el terreno, además cabe mencionar que siempre permanecerá un nivel de incertidumbre relativa a las características geotécnicas del sitio, debido a que la prueba de penetración estándar es de exploración puntual la cual tratará de representar las características del suelo de un área a estimar. Para ello, el número de sondeos a realizarse en el estudio geotécnico estará en función del área de desplante de la construcción, en caso de que el área de construcción sea mayor a 1,000 m² el número de sondeos estará en función de la variabilidad del terreno y la profundidad mínima de exploración estará en función del número de niveles a construir. En caso de que la construcción vaya a tener uno o varios niveles de sótano, esta profundidad mínima de exploración será a partir del nivel inferior del sótano (NTC, 1997).

Metodología general del ensayo de penetración estándar.

Dado el extensivo uso de la prueba de penetración estándar como herramienta para la determinación de las propiedades mecánicas de los suelos locales (arenas y gravas pumíticas con contenidos variables de finos limo-arcillosos), es importante hacer énfasis que para que los resultados sean lo más consistentes posibles, la penetración estándar deberá realizarse siguiendo cuidadosamente la norma publicada por la Sociedad Americana para Pruebas y Materiales (ASTM) bajo la designación D 1586 (Das, 2015).

La metodología consiste en el hincado de un sacamuestras en el subsuelo, mediante la aplicación de energía repetitiva, esta prueba es sin duda la más extendida en la disciplina geotécnica, para la determinación “in situ” de algunas propiedades ingenieriles de los suelos.

La metodología propuesta por Fletcher exhibía las siguientes tareas: Ejecutar una perforación en la zona donde se analizaba el subsuelo, la cual se limpiaba por medio de inyección de agua hasta la profundidad a la que se deseaba extraer la muestra, luego se bajaba la cuchara partida enroscada al extremo de las barras del sondeo. Una vez que la cuchara llegaba al fondo de la perforación, comenzaba el ensayo de penetración propiamente dicho, materializado por medio de un dispositivo que dejaba caer libremente una maza de 140 libras (63,5 kg) desde una altura de 30” (762 mm) sobre la cabeza de golpeo de las barras de sondeo para que el sacamuestras penetrará primero 6” (15 cm). El No. de golpes necesario para la hincada del sacamuestras se le llamó resistencia normal a penetración “N” (Das, 2015).

Para este caso de estudio, el equipo utilizado para llevar a cabo el hincado del saca muestras, fue una perforadora de arrastre tipo Longyear 34, con una profundidad máxima de perforación de 100 m y un diámetro máximo de perforación de 6”.

Imagen 4 Perforadora de arrastre tipo Longyear 34.



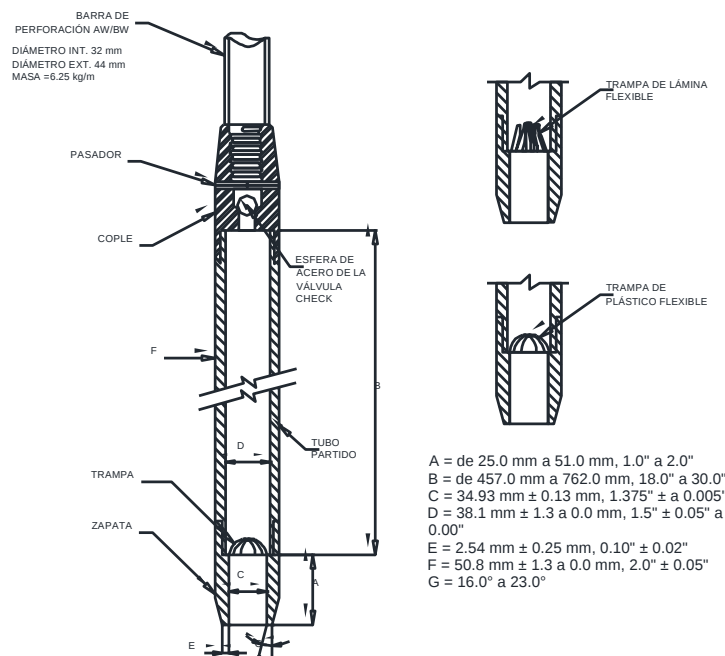
Fuente: Tianjin Henghua, 2024.

Una vez finalizada la hinca, se extraía la muestra, abriendo longitudinalmente la cuchara, se colocaba en un recipiente hermético y se le etiquetaba indicando: obra, número de sondeo, número de muestra, profundidad y el valor de N. En todo momento las muestras debían de estar al resguardo de heladas o del sol hasta su llegada al laboratorio para la determinación de los parámetros correspondientes (ASTM D 1586, vigente).

Los elementos y las características relevantes del método propuesto por la ASTM son las siguientes (ASTM D 1586, vigente):

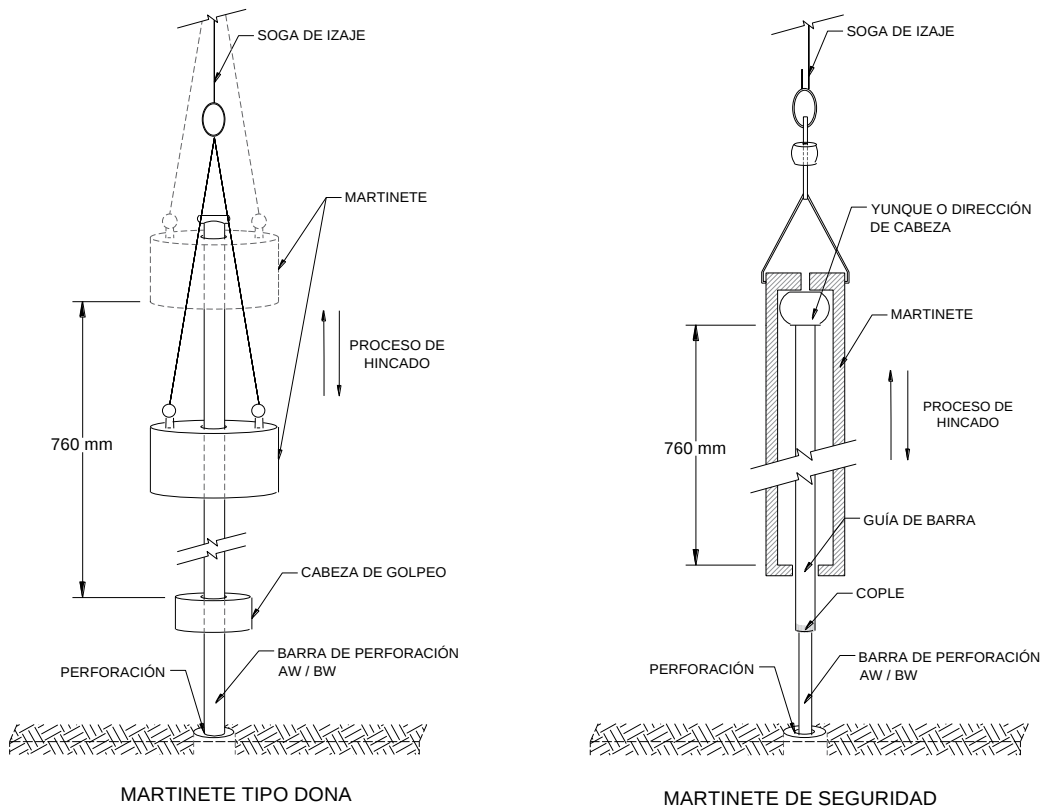
- 1.- Maza de 63.5 kg
- 2.- Altura de caída: 76 cm
- 3.- Sacamuestras: de diámetro externo = (50 mm o 2 pulgadas)
- 4.- Sacamuestras: de diámetro interno = (35 mm o 1 3/8 pulgadas)
- 5.- Variante con diámetro interno 38 mm y tubo porta muestras (diámetro interno final 35 mm)
- 6.- Mecanismo de liberación del martinete mediante sogas y malacate
- 7.- Barras de sondeo
- 8.- Cabeza de golpeo.

Imagen 5 Tubo muestreador o sacamuestra partido.



Fuente: (ASTM D 1586, vigente).

Imagen 6 Sistema de sogas y malacate para exploración mediante SPT.



Fuente: MAPA, 2024.

Se detendrá el hincado del muestreador una vez que se cumpla con una de las siguientes condiciones:

- Un total de 50 golpes han sido aplicados durante uno de los tres incrementos de 0.15 m.
- Cuando no se observa ningún avance del sacamuestras durante la aplicación de 10 golpes sucesivos del martinete.
- Cuando se han acumulado un total de 100 golpes (NMX-C-431-ONNCCE, Vigente).

Antecedentes del predio.

Los días del 17 de octubre del año 2023 al 29 de enero del año en curso, personal técnico de MAPA Obras y Pavimentos realizó las exploraciones en lo que comprenderá el tramo subterráneo para la ampliación de la línea 1 del tren ligero (ver memoria fotográfica). En esta visita se realizaron 35 sondeos mixtos en el tramo que se alojará la excavación para el túnel de la vía férrea, así como 5 sondeos mixtos en la zona que se destinará para la construcción de la estación subterránea Periférico Sur, alcanzando una profundidad máxima de exploración de 25.20 m y encontrando el estrato altamente consolidado (N>50) a profundidades variables, como se muestra en la tabla 1.

Tabla 1 Profundidades máximas exploradas y profundidad donde se encontró el N>50.

No. de sondeo	Profundidad máxima de exploración (m)	Profundidad en la que se encontró el estrato altamente consolidado (N>50), (m)	
		de	a
S-1	25.20	6.60	18.00
		19.20	25.20
S-2	25.20	11.40	25.20
S-3	24.60	9.00	24.60
S-4	25.20	10.80	25.20
S-5	12.60	3.60	6.00
		9.00	9.60
S-6	25.20	9.00	25.20
S-7	25.20	9.00	25.20
S-8	9.00	-	-
S-9	24.60	12.60	24.60
S-10	25.20	12.00	18.00
		19.20	19.80
		21.00	25.20
S-11	25.20	15.00	16.80
		22.20	25.20
S-12	25.20	18.00	18.60
		21.00	25.20
S-13	25.20	3.00	4.20
		13.80	15.00
		21.60	25.20
S-14	25.20	20.40	25.20
S-15	25.20	7.80	10.80
		17.40	25.20
S-16	25.20	10.20	13.20
		15.60	25.20
S-17	24.60	18.00	24.60
S-18	24.60	19.20	24.60
S-19	25.20	21.00	25.20
S-20	25.20	19.20	25.20
S-21	25.20	21.00	25.20
S-22	25.20	21.00	25.20
S-23	25.20	20.40	25.20
S-24	24.60	12.00	13.80
		21.00	24.60
S-25	24.60	18.60	24.60
S-26	25.20	21.00	25.20
S-27	24.60	19.20	24.60
S-28	24.60	20.40	24.60
S-29	25.20	13.20	21.00
		22.80	25.20
S-30	25.20	13.20	25.20
S-31	25.20	12.00	25.20
S-32	25.20	12.00	25.20
S-33	25.20	12.00	25.20
S-34	25.20	10.20	25.20
S-35	25.20	9.00	25.20
S-36	25.20	17.40	21.00
		23.40	25.20
S-37	25.20	-	-
S-38	25.80	17.40	25.80
S-39	25.20	21.00	25.20
S-40	25.20	-	-

Fuente: MAPA, 2024.

Cabe mencionar que, durante las exploraciones, en 8 sondeos se detectó la presencia de fragmentos de roca (boleos) aislados de tamaños variables (desde 60 cm hasta mayores a 3.00 m) empacados en la matriz de suelo, recuperando núcleos de dicha roca para su clasificación petrográfica visual y ensaye en el laboratorio. Los diámetros de los fragmentos de roca (boleos) y la profundidad a la que se detectaron se muestran en la siguiente tabla.

Tabla 2 Profundidades donde se encontró fragmentos de roca (boleos).

No. de sondeo	Profundidad en la que se encontró fragmentos de roca (boleos), (m)		Probable Diámetro del fragmento de roca (m)
	de	a	
4	9.60	10.80	1.20
5	9.60	12.60	3.00
6	3.00	4.80	1.80
	21.60	22.20	0.60
8	6.00	9.00	3.00
11	23.40	24.00	0.60
12	22.80	24.00	1.20
13	16.80	19.20	2.40
14	21.00	22.20	1.20

Fuente: MAPA, 2024.

Los sondeos en donde se encontró presencia de los fragmentos de roca (boleos) aislados empacados en la matriz de suelo, corresponde a la zona que se encuentra inmersa entre 3 de los cerros más importantes de la región, siendo estos el Cerro del Tesoro (al Oeste), Cerro de Santa María y Cerro del Cuatro (al sureste), por lo que se puede inferir que dichas condiciones de deben a la actividad volcánica que tuvieron dichas formaciones en el pasado, así como a la alteración de la roca madre.

Detección del Nivel de Aguas Freáticas (N.A.F.).

Mediante el análisis de datos, se localizó el Nivel de Aguas Freáticas (N.A.F.) en 6 de los 40 sondeos realizados (ver tabla 3.- *Profundidades donde se localizó el NAF*). Además, se detectó la presencia de materiales saturados y parcialmente saturados, registrando contenidos de agua mayores al límite líquido ($\%w > \%LL$) y grados de saturación superiores al 70%, debido a la presencia de escurrimientos subterráneos (ver tabla 4.- *Profundidad de estratos de suelo parcialmente saturados*).

Tabla 3 Profundidades donde se localizó el NAF.

No. Sondeo	Profundidades donde se localizó el nivel de aguas freáticas (NAF), (m)
18	12.00
19	15.60
36	16.20
37	15.60
39	15.60
40	12.60

Fuente: MAPA, 2024.

Tabla 4 Profundidad de estratos de suelo parcialmente saturados (presencia de escurrimientos).

No. Sondeo	Profundidad donde se localizaron escurrimientos (m)	No. Sondeo	Profundidad donde se localizaron escurrimientos (m)
4	14.40	22	19.20
7	6.00	23	15.60
9	11.40	26	20.40
10	5.40	27	18.00
11	6.00	28	9.00
	11.40	29	2.40
12	1.20		10.20
	7.20	30	7.80
15	9.60	31	7.20
16	12.60	32	6.60
17	23.40	33	6.60
20	14.40	35	13.20
21	7.80	38	12.60

Fuente: MAPA, 2024.

Cabe mencionar que los sondeos fueron realizados en temporada de estiaje por lo que es probable que el nivel de aguas freáticas (N.A.F.) y escurrimientos localizados presenten fluctuación en temporada de lluvias, considerando que los niveles piezométricos variarán de acuerdo con los niveles topográficos del sitio.

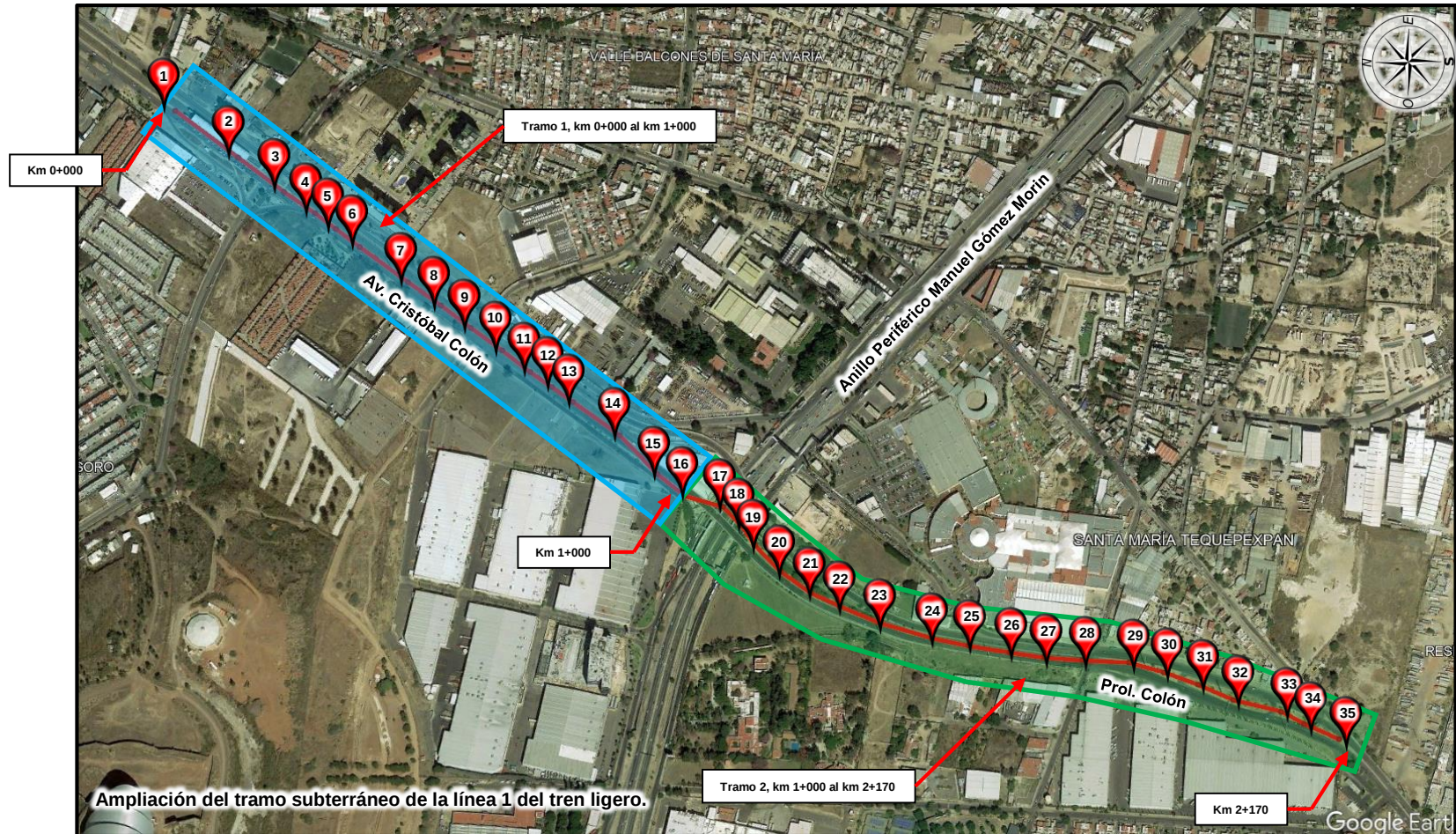
Trabajos de campo y laboratorio.

Los trabajos de exploración se efectuaron con la prueba de penetración estándar a cada 0.60 m de profundidad, determinando el diagrama de compacidad relativa de los estratos del subsuelo, rescatando una muestra alterada del terreno a cada 0.60 m de profundidad hasta alcanzar la profundidad antes mencionada, se determinaron las características físicas y mecánicas, así como las propiedades índice que nos proporcionen las condiciones y limitaciones para el diseño de las cimentaciones de las edificaciones que se proyectan. Los resultados de los análisis realizados a los materiales se reportan en el **Anexo I.- Resultados de las características geotécnicas del sitio.**

De los sondeos en donde se presentaron fragmentos de roca (boleos), se recuperaron núcleos de dicha roca, para determinar su índice RQD el cual evalúa la calidad (cantidad de fracturas, fisuras y/o discontinuidades) de un macizo rocoso, así como su resistencia a la compresión (f'_c).

Croquis de ubicación de los sondeos.

Imagen 7 Ubicación de los sondeos de exploración en el tramo subterráneo de la vía férrea.



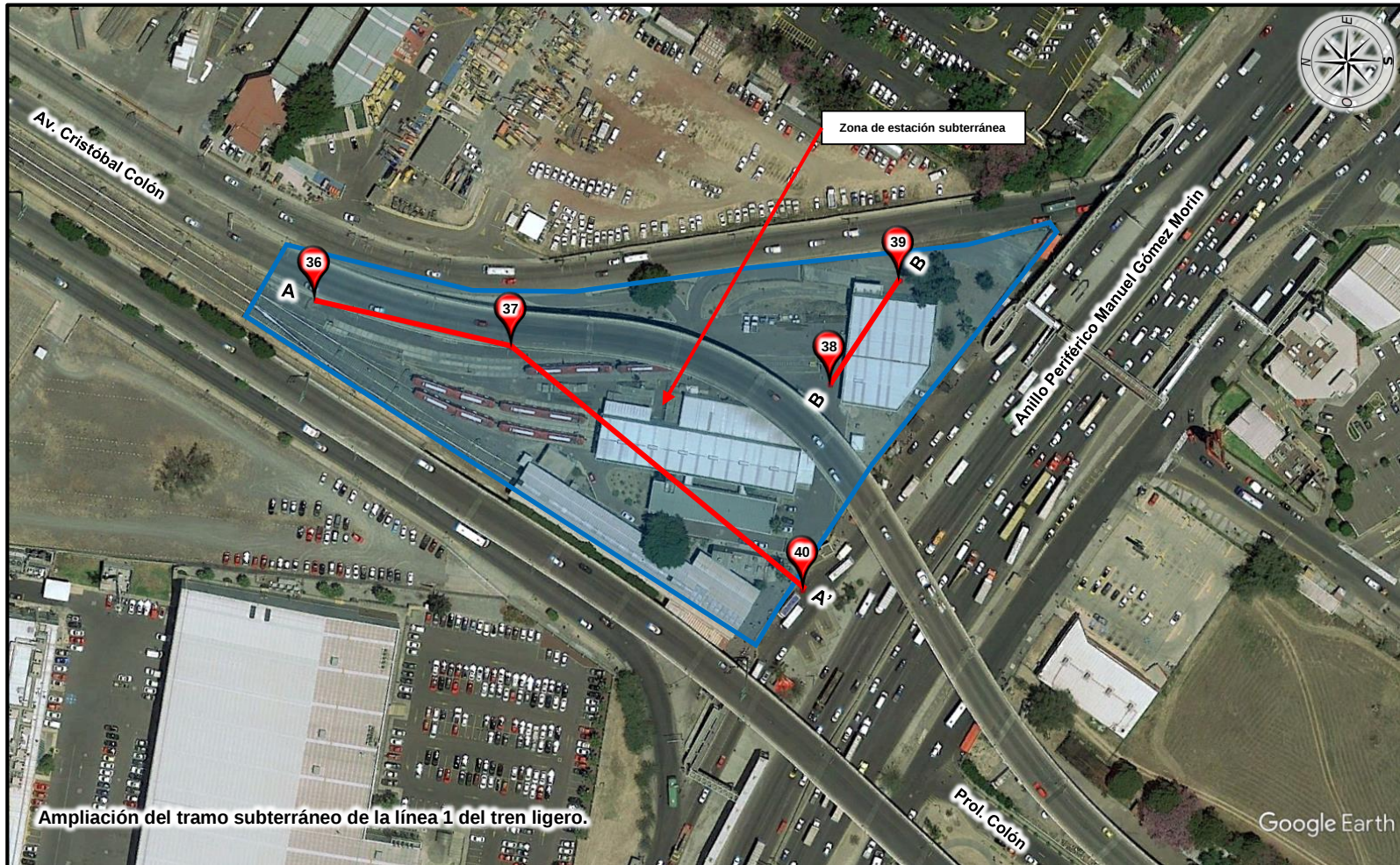
Fuente: Modificado de Google Earth, 2024.

Franz Schubert 5471 Col. La Estancia Zapopan, Jalisco, C.P. 45030

Teléfono 36-29-68-00

mapaobras@Gmail.com

Imagen 8 Ubicación de los sondeos de exploración en la zona para la construcción de la estación.



Fuente: Modificado de Google Earth, 2024.

Franz Schubert 5471 Col. La Estancia Zapopan, Jalisco, C.P. 45030

Teléfono 36-29-68-00

mapaobras@Gmail.com

A continuación, se muestra la ubicación de los sondeos mediante el sistema de coordenadas *Universal Transversal de Mercator (UTM)*, así como esquemas representativos del perfil estratigráfico del suelo encontrado en los sondeos realizados. Cabe mencionar que, de manera práctica se realizaron perfiles a cada 300 m de longitud, para una mejor visualización.

Tabla 5 Ubicación de los sondeos de exploración mediante coordenadas UTM.

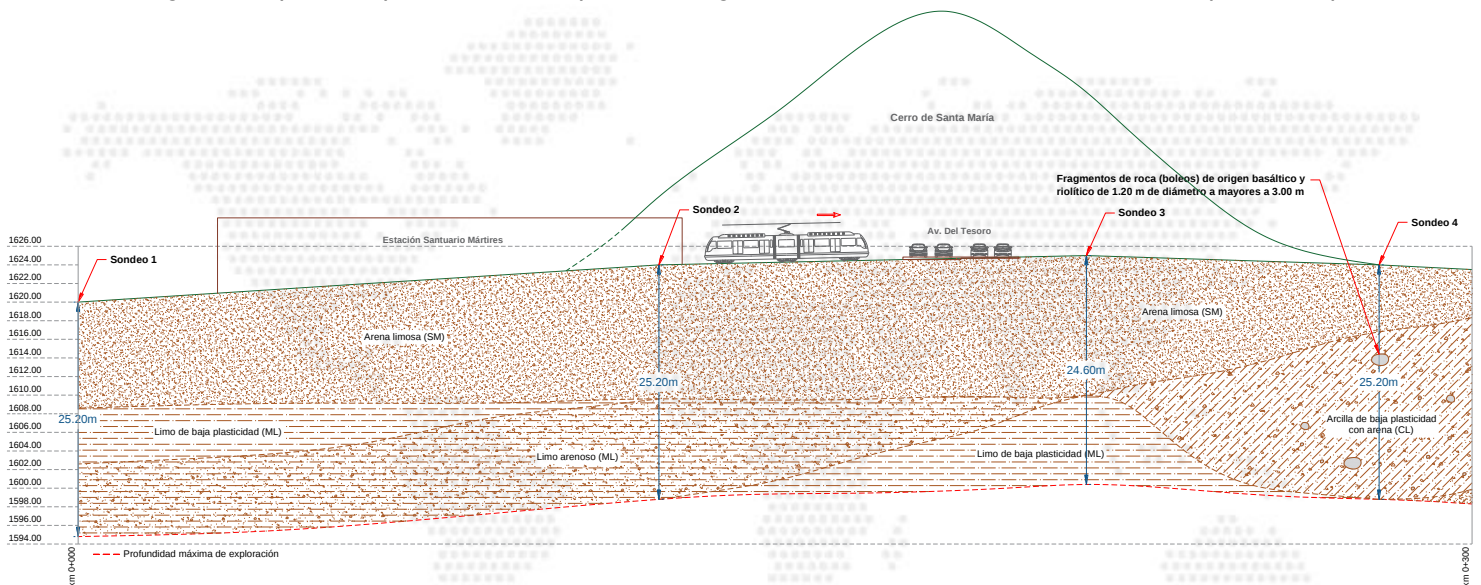
No. Sondeo	UTM	No. Sondeo	UTM
S-1	13 Q 667225.00 m E 2280306.00 m N	S-21	13 Q 666450.00 m E 2279306.00 m N
S-2	13 Q 667149.00 m E 2280205.00 m N	S-22	13 Q 666427.00 m E 2279260.00 m N
S-3	13 Q 667094.00 m E 2280133.00 m N	S-23	13 Q 666400.00 m E 2279195.00 m N
S-4	13 Q 667060.00 m E 2280084.00 m N	S-24	13 Q 666375.00 m E 2279113.00 m N
S-5	13 Q 667035.00 m E 2280052.00 m N	S-25	13 Q 666362.00 m E 2279054.00 m N
S-6	13 Q 667006.00 m E 2280015.00 m N	S-26	13 Q 666350.00 m E 2278988.00 m N
S-7	13 Q 666950.00 m E 2279940.00 m N	S-27	13 Q 666342.00 m E 2278932.00 m N
S-8	13 Q 666913.00 m E 2279889.00 m N	S-28	13 Q 666336.00 m E 2278871.00 m N
S-9	13 Q 666877.00 m E 2279842.00 m N	S-29	13 Q 666332.00 m E 2278796.00 m N
S-10	13 Q 666841.00 m E 2279793.00 m N	S-30	13 Q 666315.00 m E 2278740.00 m N
S-11	13 Q 666806.00 m E 2279749.00 m N	S-31	13 Q 666295.00 m E 2278685.00 m N
S-12	13 Q 666782.00 m E 2279715.00 m N	S-32	13 Q 666270.00 m E 2278629.00 m N
S-13	13 Q 666758.00 m E 2279682.00 m N	S-33	13 Q 666250.00 m E 2278552.00 m N
S-14	13 Q 666704.00 m E 2279609.00 m N	S-34	13 Q 666230.00 m E 2278515.00 m N
S-15	13 Q 666642.00 m E 2279549.00 m N	S-35	13 Q 666205.00 m E 2278459.00 m N
S-16	13 Q 666607.00 m E 2279505.00 m N	S-36	13 Q 666720.00 m E 2279596.00 m N
S-17	13 Q 666589.00 m E 2279445.00 m N	S-37	13 Q 666698.00 m E 2279532.00 m N
S-18	13 Q 666558.00 m E 2279415.00 m N	S-38	13 Q 666680.00 m E 2279432.00 m N
S-19	13 Q 666527.00 m E 2279394.00 m N	S-39	13 Q 666712.00 m E 2279407.00 m N
S-20	13 Q 666484.00 m E 2279354.00 m N	S-40	13 Q 666614.00 m E 2279446.00 m N

Fuente: MAPA, 2024.

Las coordenadas UTM se obtuvieron con el equipo GPS marca GARMIN modelo eTrex®10, por lo que pueden existir variaciones de un par de metros en la localización de los sondeos.

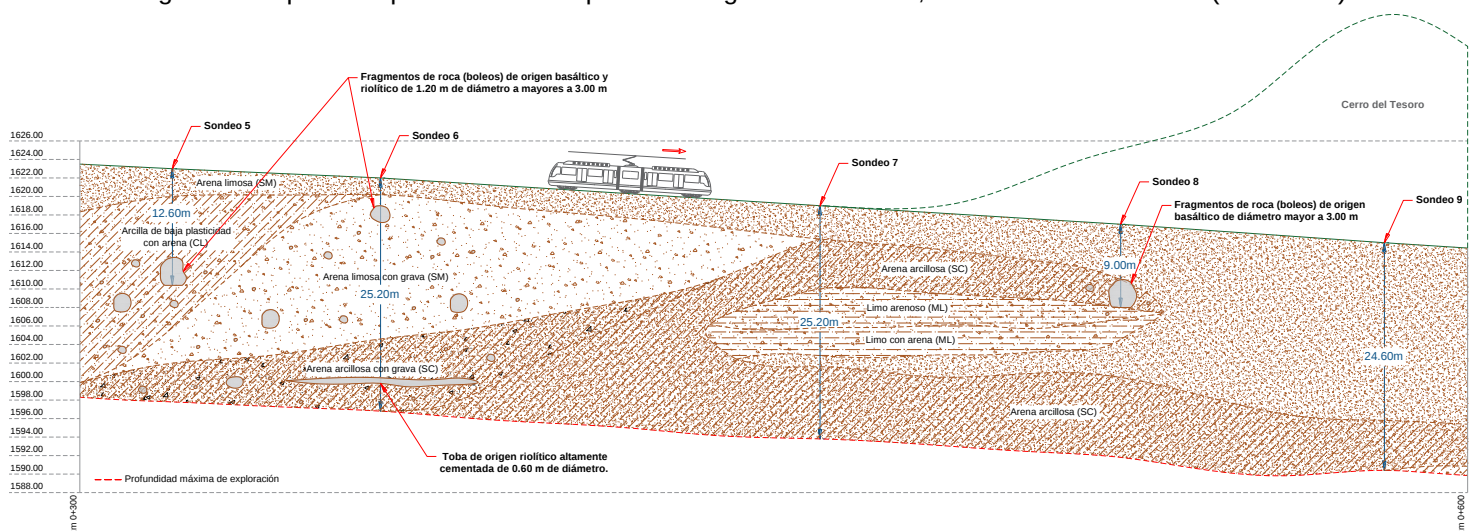
Debido a que no se cuenta con planos topográficos, los esquemas que se presentan a continuación (imágenes 9 al 17) están basados de acuerdo a las elevaciones tomadas de Google Earth, por lo que son medidas aproximadas y pueden variar de acuerdo con el levantamiento topográfico realizado para el proyecto.

Imagen 9 Esquema representativo del perfil estratigráfico del suelo, km 0+000 al km 0+300 (sin escala).



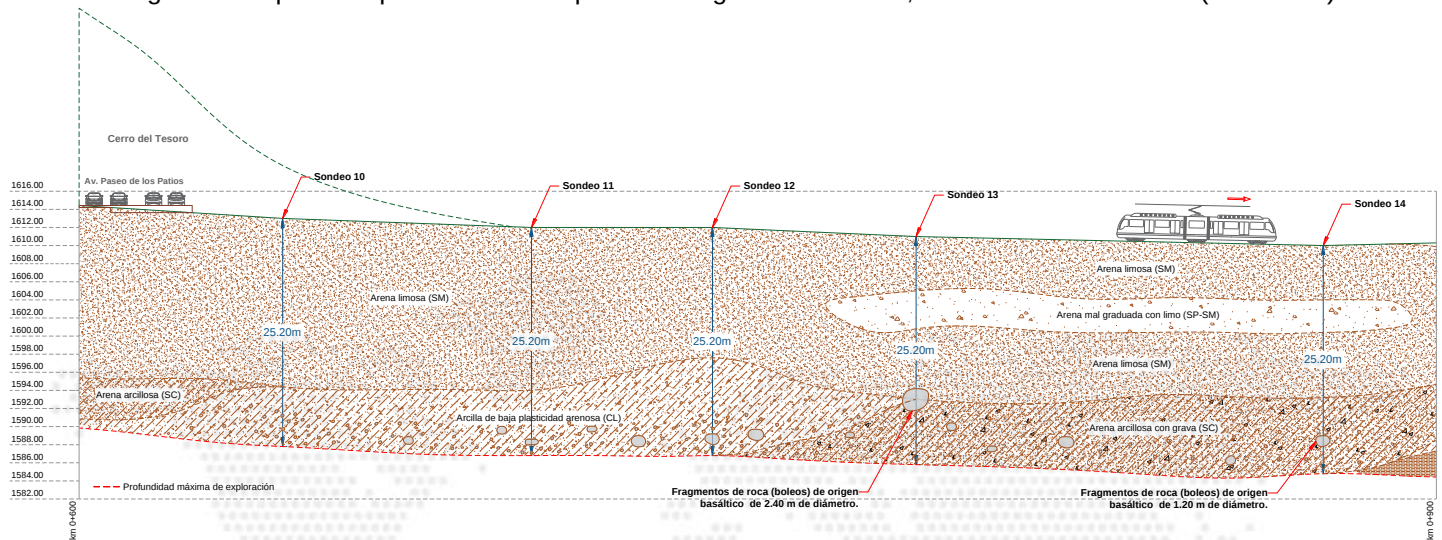
Fuente: MAPA, 2024.

Imagen 10 Esquema representativo del perfil estratigráfico del suelo, km 0+300 al km 0+600 (sin escala).



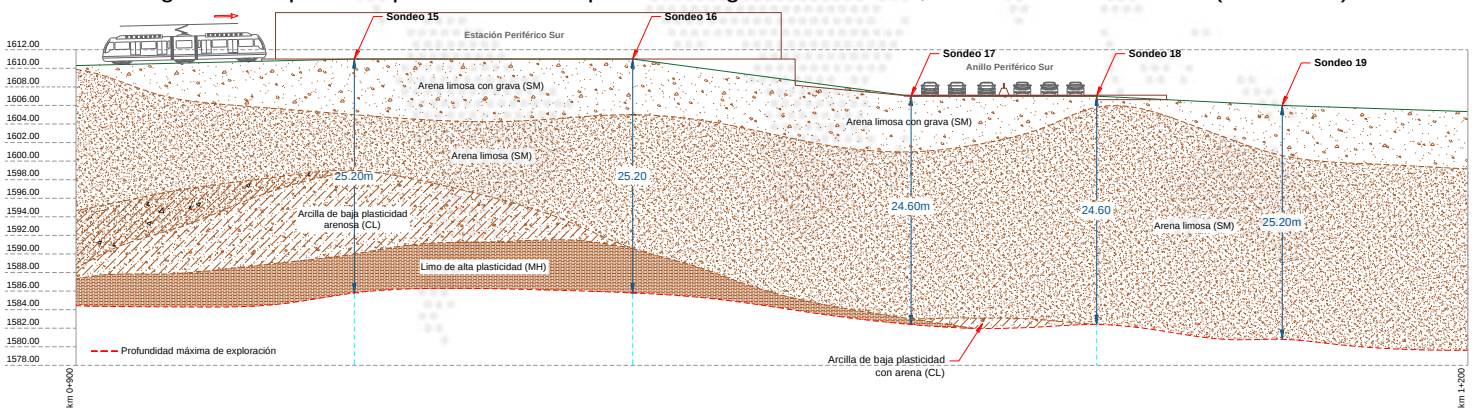
Fuente: MAPA, 2024.

Imagen 11 Esquema representativo del perfil estratigráfico del suelo, km 0+600 al km 0+900 (sin escala).



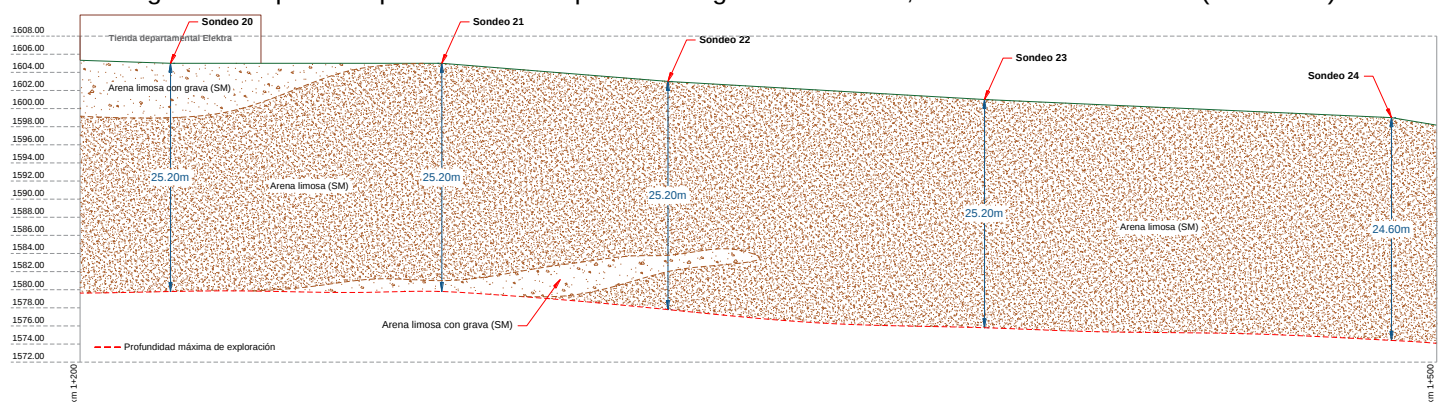
Fuente: MAPA, 2024.

Imagen 12 Esquema representativo del perfil estratigráfico del suelo, km 0+900 al km 1+200 (sin escala).



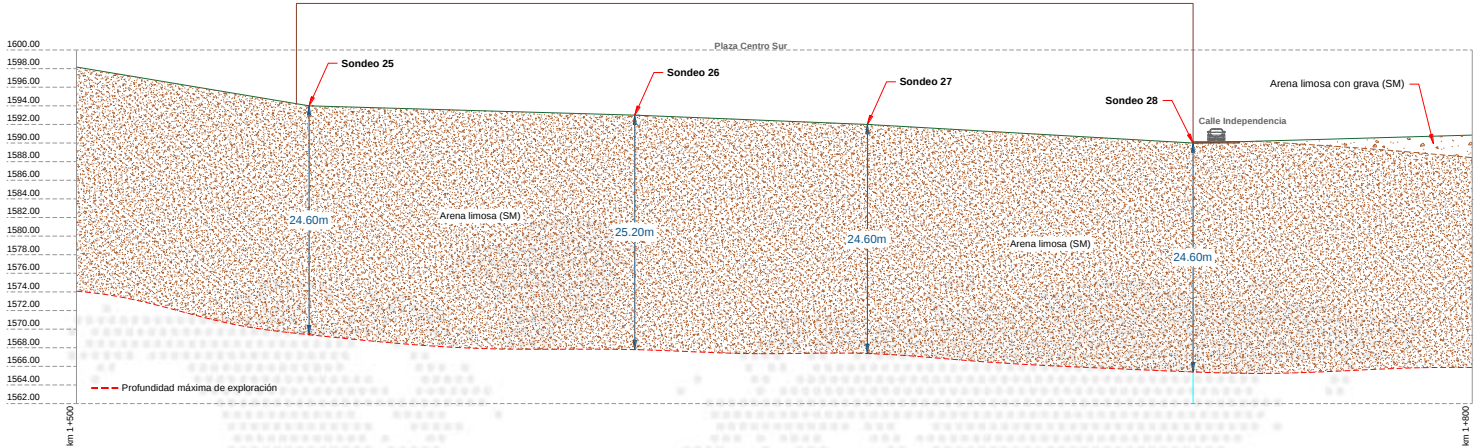
Fuente: MAPA, 2024.

Imagen 13 Esquema representativo del perfil estratigráfico del suelo, km 1+200 al km 1+500 (sin escala).



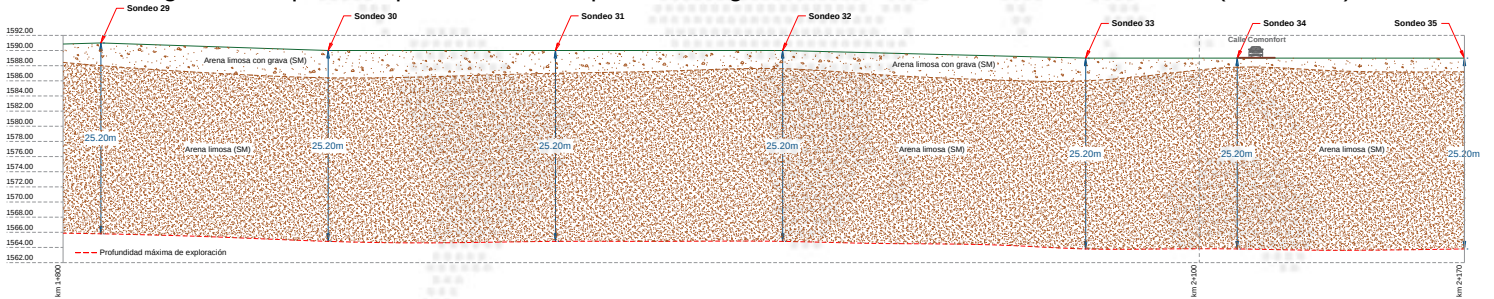
Fuente: MAPA, 2024.

Imagen 14 Esquema representativo del perfil estratigráfico del suelo, km 1+500 al km 1+800 (sin escala).



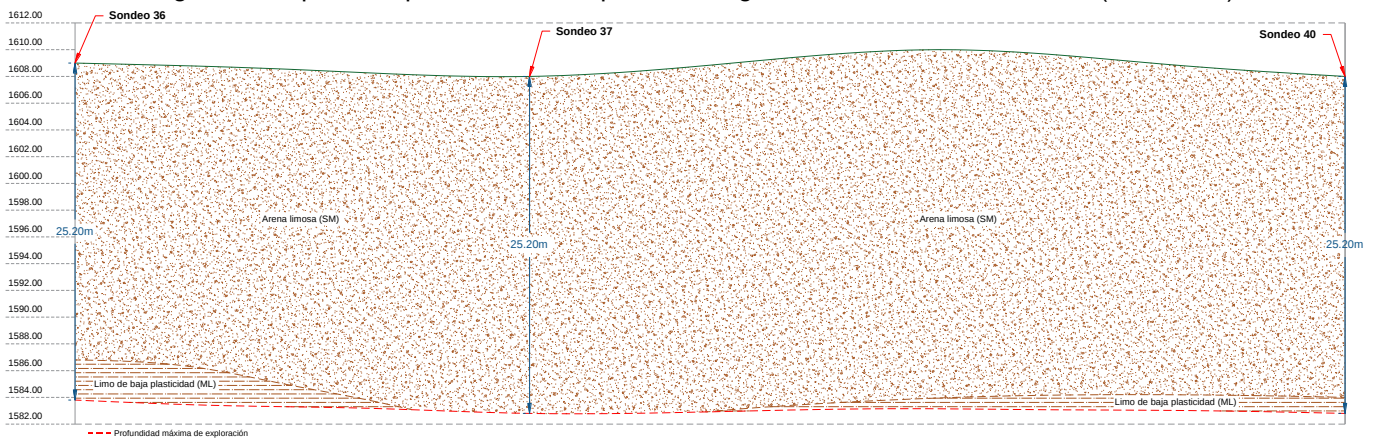
Fuente: MAPA, 2024.

Imagen 15 Esquema representativo del perfil estratigráfico del suelo, km 1+800 al km 2+170 (sin escala).



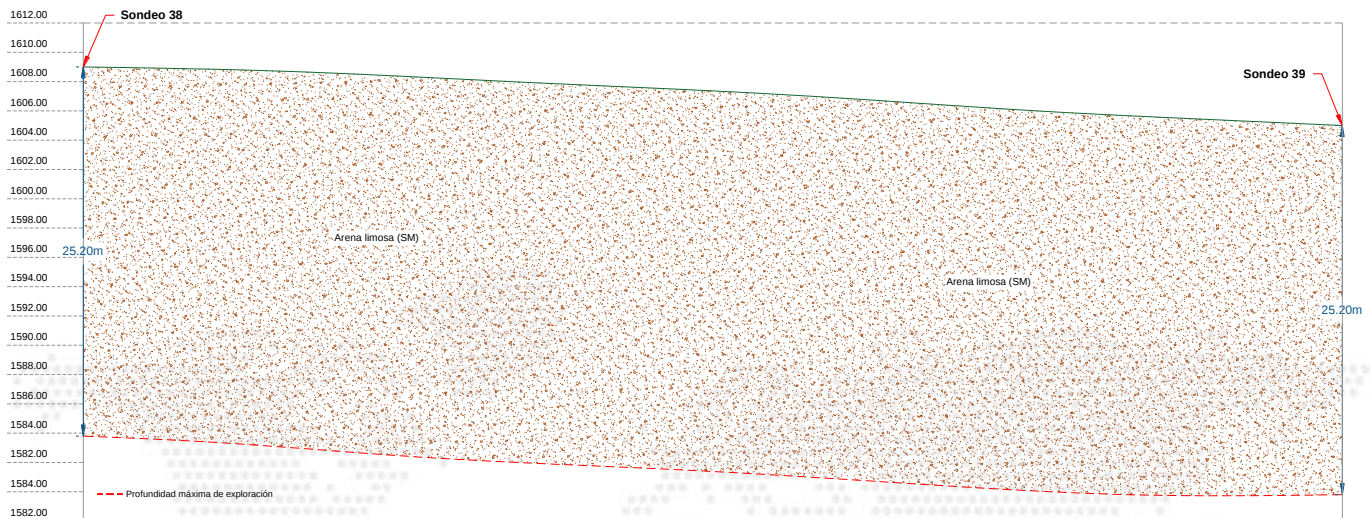
Fuente: MAPA, 2024.

Imagen 16 Esquema representativo del perfil estratigráfico del suelo, Corte A – A' (sin escala).



Fuente: MAPA, 2024.

Imagen 17 Esquema representativo del perfil estratigráfico del suelo, corte B -B' (sin escala).



Fuente: MAPA, 2024.

Carta de regionalización sísmica.

La intensidad del movimiento sísmico es uno de los riesgos al que están expuestas las construcciones. Para tomar en cuenta el riesgo sísmico, frecuentemente se recurre al uso de espectros de diseño que dependen, entre otros aspectos, de la cercanía del sitio a las fuentes generadoras de temblores y de las condiciones locales del terreno. En el pasado, esto se resolvió mediante una regionalización sísmica del territorio mexicano que consistía en cuatro zonas, y una clasificación en tres tipos de terreno. Se proporcionó una forma funcional del espectro de cinco parámetros consignados en una tabla en que se atendía la zona sísmica y el tipo de terreno (CFE, 2015).

De acuerdo con la regionalización de riesgo sísmico el predio se encuentra ubicado en la **zona sísmica tipo C**, indicada en el Manual de Diseño Sísmico de la Comisión Federal de Electricidad para la República Mexicana generado mediante una escala de colores que va del color rojo (indicando riesgo alto) al color verde (indicando riesgo bajo), en la siguiente imagen se ubica el sitio de estudio, así como sus coordenadas y parámetros sísmicos de referencia al nivel de la roca basal.

Franz Schubert 5471 Col. La Estancia Zapopan, Jalisco, C.P. 45030

Teléfono 36-29-68-00

mapaobras@Gmail.com

Imagen 18 Regionalización Sísmica de la República Mexicana y ubicación del sitio de estudio.



Fuente: (CFE, 2015).

Los avances en materia de ingeniería sísmica e ingeniería estructural, han permitido refinar los criterios de diseño sísmico de estructuras, basándose en modelos matemáticos más complejos. Para este caso de estudio se recomienda el empleo del programa PRODISIS (Programa para Diseño Sísmico) de CFE y/o la información contenida en el Reglamento de Construcción y Normas Técnicas Complementarias del Municipio para la estimación de los valores de la aceleración máxima del terreno, generación de acelerogramas sintéticos y espectros de diseño.

Características de los fragmentos de roca.

1.7 Índice RQD.

El RQD (Rock Quality Designation) fue desarrollado por Deere entre 1963 - 1967 y es el índice más utilizado para medir el grado de fracturamiento de un macizo rocoso. Se define como el porcentaje de recuperación de testigos de más de 10 cm de longitud (en su eje) sin tener en cuenta las roturas frescas del proceso de perforación respecto de la longitud total del sondeo. Para determinar el índice RQD se utiliza la siguiente formula:

$$RQD = \frac{\sum \text{longitud de los testigos} > 10 \text{ cm}}{\text{longitud total}} \times 100$$

A continuación, se presentan los resultados del índice RQD de los testigos de roca recuperados de los sondeos.

Tabla 6 Resultados del índice RQD de los testigos de roca.

4	Profundidad (m)	Longitud total (m)	% RQD	Calidad de la roca	Clasificación petrográfica visual
S-4	9.60 – 10.80	1.20	24.17	Muy mala	Basalto
S-5	9.60 – 12.60	3.00	23.50	Muy mala	Riolita
S-6	3.00 – 4.80	1.80	28.33	Mala	Riolita
	21.60 – 22.20	0.60	0.00	Muy mala	Toba altamente cementada de origen riolítico
S-8	6.00 – 9.00	3.00	27.50	Mala	Basalto
S-11	23.40 – 24.00	0.60	35.00	Mala	Basalto
S-12	22.80 – 24.00	1.20	31.67	Mala	Basalto
S-13	16.80 – 19.20	2.40	33.75	Mala	Basalto
S-14	21.00 – 22.20	1.20	36.67	Mala	Basalto

Fuente: MAPA, 2024.

Con base en los resultados anteriores, se concluye que los fragmentos de roca (boleos) podrán ser fácilmente removidos y/o excavados debido a su mala calidad.

1.8 Resistencia a la compresión.

La resistencia de las rocas se interpreta en función de la capacidad que tienen para resistir esfuerzos de compresión, esfuerzos cortantes y esfuerzos de tensión. La resistencia a tensión de las rocas se desprecia por lo que generalmente se emplea la roca en construcciones donde sólo se presentan esfuerzos de compresión y/o esfuerzos cortantes.

La resistencia de las rocas puede ser muy variable, aun tratándose de muestras provenientes de una misma formación geológica, por esta razón el factor de seguridad empleado en el diseño puede variar de 6 a 10, siendo mucho más alto en el caso de piezas de cimentación.

A continuación, se reporta la clasificación y los resultados del ensaye de resistencia a la compresión simple de los núcleos de roca recuperados de los sondeos realizados.

Tabla 7 Resistencia a la compresión de la roca.

No. Sondeo	Profundidad (m)	Masa volumétrica (kg/m ³)	Resistencia a la compresión en estado seco (kg/cm ²)
S-4	9.60 – 10.80	2 620	520
S-5	9.60 – 12.60	2 670	429
S-6	3.00 – 4.80	2 600	416
S-8	6.00 – 9.00	2 650	835
S-11	23.40 – 24.00	2 610	743
S-12	22.80 – 24.00	2 640	590
S-13	16.80 – 19.20	2 625	742
S-14	21.00 – 22.20	2 610	560

Fuente: MAPA, 2024.

A pesar de encontrar presencia de fragmentos de roca (boleos) de origen basáltico y riolítico en las exploraciones realizadas, y debido a que dichos fragmentos se encuentran de manera aislada, la capacidad de carga se determinará de acuerdo con las propiedades físicas y mecánicas de la matriz de suelo.

Cálculo de la capacidad de carga para cimentación profunda.

De acuerdo con las condiciones del suelo y tipo de proyecto del que se trata (excavación para túnel de hasta 12.00 m de profundidad, se considera adecuada la construcción de un sistema de contención a base de pilas tangentes (pantalla de pilas) con la finalidad de contener las paredes de la excavación en donde se alojará la estructura de la vía del tren ligero.

Para el cálculo de la capacidad de carga de las cimentaciones profundas para pilas perforadas se empleó la teoría indicada de Resse y colaboradores (1976) para suelos cohesivo-friccionantes, dada por:

$$Qa = \frac{1}{Fs} [Ap(c'Nc Fcs Fcd Fcc + q' Nq Fqs Fqd Fqc) + Qs]$$

Donde:

Qa = carga admisible.

c = cohesión del suelo.

Nc, Nq, Ny = factores de capacidad de carga.

Fcs, Fqs, Fys = Factores de forma.

Fcd, Fqd, Fyd = Factores de profundidad.

Fcc, Fqc, Fyc = Factores de compresibilidad.

γ = peso específico efectivo del suelo en la base de la pila.

q' = esfuerzo vertical efectivo en la base de la pila.

Ap = Área de la base = $\frac{\pi}{4} D_b^2$.

Qs = Resistencia por fricción.

Fs = factor de seguridad, igual a 3.5 para este caso de estudio.

Con base en las consideraciones anteriores y sustituyendo cada uno de los parámetros anteriormente descritos por sus valores correspondientes dentro de las expresiones, se obtuvo la capacidad de carga admisible neta para el análisis de la cimentación en condición estática y a partir del nivel de terreno actual (nivel encontrado al momento de realizar las exploraciones), las cuales se muestran en las siguientes tablas.

1.9 Tramo 1 km 0+000 al km 1+000.

Tabla 8 Capacidad de carga para pilas de cimentación, tramo 0+000 al 1+000 (sondeos 1 – 16).

Profundidad D_f (m) A partir del nivel de terreno actual	4.00	6.00	8.00	10.00	12.00	14.00	16.00	18.00
Diámetro D (m)	q_{adm} (t)	q_{adm} (t)	q_{adm} (t)	q_{adm} (t)	q_{adm} (t)	q_{adm} (t)	q_{adm} (t)	q_{adm} (t)
0.80	22.96	44.20	53.46	82.12	96.50	87.63	133.97	80.62
1.00	35.52	68.60	83.11	127.80	150.29	136.55	208.87	125.71
1.20	50.64	98.13	119.08	183.30	216.50	196.78	301.52	181.53
1.50	77.98	151.80	184.65	284.70	336.64	306.18	469.57	282.75
1.80	110.73	216.45	263.90	407.53	482.41	439.06	673.95	405.88
2.00	135.47	265.50	324.18	501.14	593.65	540.55	830.21*	500.03

Fuente: MAPA, 2024.

1.10 Tramo 2 km 1+000 al km 2+170.

Tabla 9 Capacidad de carga para pilas de cimentación, tramo 1+000 al 2+170 (sondeos 17 – 35).

Profundidad D_f (m) A partir del nivel de terreno actual	4.00	6.00	8.00	10.00	12.00	14.00	16.00	18.00
Diámetro D (m)	q_{adm} (t)	q_{adm} (t)	q_{adm} (t)	q_{adm} (t)	q_{adm} (t)	q_{adm} (t)	q_{adm} (t)	q_{adm} (t)
0.80	31.24	52.12	42.51	68.61	103.79	120.73	137.79	144.29
1.00	48.33	80.90	66.10	106.79	161.68	188.16	214.83	225.02
1.20	68.92	115.73	95.95	155.14	235.00	274.01	313.05	327.93
1.50	106.16	179.05	148.82	241.02	365.48	426.51	487.55	510.91
1.80	150.78	255.33	212.74	345.09	523.85	611.84	699.77	733.59
2.00	184.50	313.21	261.37	424.43	644.73	753.44	862.03	903.92*

Fuente: MAPA, 2024.

1.11 Zona de estación subterránea.

Tabla 10 Capacidad de carga para pilas de cimentación, zona de estación (sondeos 36 – 40).

Profundidad D_f (m) A partir del nivel de terreno actual	4.00	6.00	8.00	10.00	12.00	14.00	16.00	18.00
Diámetro D (m)	q_{adm} (t)	q_{adm} (t)	q_{adm} (t)	q_{adm} (t)	q_{adm} (t)	q_{adm} (t)	q_{adm} (t)	q_{adm} (t)
0.80	31.37	53.73	54.22	59.53	67.96	66.57	90.23	107.33
1.00	48.54	83.40	84.30	92.65	105.84	103.73	140.65	167.35
1.20	69.22	119.31	165.61	133.18	152.24	149.29	202.51	241.04
1.50	106.63	184.61	256.87	206.86	236.72	232.30	315.29	375.47
1.80	151.45	263.29	367.21	296.13	339.22	333.11	452.41	539.02
2.00	185.34	323.00	451.15	364.16	417.43	410.11	557.21	664.10*

Fuente: MAPA, 2024.

Nota₁: Las propiedades mecánicas del suelo se obtuvieron mediante correlaciones respecto al número de golpes N_{SPT} corregido a N_{60} , para la obtención del ángulo de fricción se empleó la teoría propuesta por Wolf (1989) y para la cohesión la teoría de Stroud (1974).

Nota₂: Las pilas son rectas y se considera que trabajarán únicamente por punta, se recomienda que se le dé un empotramiento a la pila de por lo menos $1/3$ de la longitud que quedará expuesta una vez se realicen las excavaciones para alojar el túnel.

Nota₃: La separación entre pilas, así como la longitud de empotramiento en el terreno una vez realizadas las excavaciones para el túnel, serán definidos con base a un proyecto de análisis de estabilidad de taludes (excavación del túnel).

Nota₄: Para el cálculo de las capacidades en las tres zonas mencionadas, se consideró presencia del nivel de aguas freáticas (N.A.F.) a una profundidad de 12.00 m, por lo cual, se tomaron las consideraciones pertinentes para su cálculo.

Empujes laterales.

Para la determinación de los empujes laterales sobre el muro de contención a base de pilas tangentes (pantalla de pilas), se empleó una distribución triangular de presiones activas de acuerdo con la teoría de Rankine y presiones en reposo de acuerdo con la teoría de Jaky, se recomienda considerar para diseño del elemento de retención las presiones y empujes horizontales ejercidos por el suelo, indicados en las siguientes tablas.

Tabla 11 Empuje activo para los muros de contención (pantalla de pilas).

Profundidad, H (m) A partir del nivel de terreno actual	Masa Volumétrica (t/m ³)	Coefficiente de presión activa, Ka	Presión horizontal activa, σ'_a (t/m ²)	Empuje activo, Ea (t/m)
1.20	1.264	0.32	0.96	0.57
2.40	1.275	0.32	1.47	2.03
3.60	1.298	0.33	1.99	4.11
4.80	1.297	0.33	2.51	6.81
6.00	1.335	0.32	3.00	10.12
7.20	1.356	0.32	3.46	13.99
8.40	1.386	0.30	3.40	18.11
9.60	1.426	0.32	3.78	22.42
10.80	1.335	0.31	3.83	26.99
12.00	1.271	0.31	3.92	31.64
13.20	1.286	0.31	3.99	36.38
14.40	1.337	0.31	4.12	41.25
15.60	1.318	0.31	4.29	46.29
16.80	1.330	0.29	4.09	51.31
18.00	1.323	0.27	3.95	56.14

Fuente: MAPA, 2024.

Nota₅: Los valores de los empujes del suelo presentados en las tablas anteriores, consideran una sobrecarga uniforme mínima de 1.5 t/m² para vía pública de acuerdo con lo indicado en las Normas Técnicas Complementarias (NTC) del Reglamento de Construcción de la ciudad de México, sin embargo no se consideran los empujes provocados por las sobrecargas de construcciones colindantes ya que se desconoce su peso, así mismo los esfuerzos que le generarán al suelo, por lo que dichos valores deberán incrementarse con base en la magnitud de las descargas consideradas por el estructurista.

Nota₆: Los valores de empujes tanto activo como en reposo consideran presiones hidrostáticas a una profundidad de 8.00 m debido a la posible oscilación del Nivel de Aguas Freáticas (N.A.F.) en temporal de lluvias y de acuerdo con los grados de saturación superiores al 70% de los materiales encontrados a dicha profundidad.

Tabla 12 Empuje en reposo para los muros de contención (pantalla de pilas).

Profundidad, H (m) A partir del nivel de terreno actual	Masa Volumétrica (t/m ³)	Coefficiente de presión en reposo, K _o	Presión horizontal en reposo, σ'_o (t/m ²)	Empuje en reposo, E _o (t/m)
1.20	1.264	0.32	1.45	0.87
2.40	1.275	0.32	2.23	3.08
3.60	1.298	0.33	3.00	6.21
4.80	1.297	0.33	3.78	10.28
6.00	1.335	0.32	4.53	15.27
7.20	1.356	0.32	5.25	21.14
8.40	1.386	0.30	5.24	27.43
9.60	1.426	0.32	5.74	34.02
10.80	1.335	0.31	5.84	40.96
12.00	1.271	0.31	5.98	48.05
13.20	1.286	0.31	6.10	55.30
14.40	1.337	0.31	6.29	62.73
15.60	1.318	0.31	6.53	70.42
16.80	1.330	0.29	6.35	78.15
18.00	1.323	0.27	6.21	85.68

Fuente: MAPA, 2024.

Asentamientos.

El incremento de esfuerzo originado por el peso total de la construcción (incluida la cimentación) y transmitido al subsuelo a través de los elementos de cimentación, comprime las capas del suelo que la soporta generando un reacomodo de sus partículas dando lugar a un asentamiento. La magnitud de los asentamientos depende, principalmente, de la magnitud de los esfuerzos transmitidos al suelo, los parámetros de elasticidad del suelo de soporte, y las dimensiones y profundidad de la cimentación. Para evitar daños en las estructuras ocasionados por asentamientos excesivos, estos deben estimarse con el fin de, en caso necesario, limitar la magnitud de las descargas (q_a) y garantizar así la funcionalidad de la estructura.

Para este caso de estudio en que el subsuelo que soporta la cimentación, hasta las profundidades en que tienen influencia los incrementos de presión inducidos por las descargas (q_a), está constituido por depósitos de arenas limosas y arcillosas (SM/SC) con contenidos variables de gravas, arcillas y limos de baja plasticidad (CL/ML) con contenidos de arena variables, limos de baja y alta plasticidad (ML/MH), así como un lente intercalado de una arena mal graduada con limo (SP-SM), con propiedades y condiciones que producirán un comportamiento elástico del suelo, se estimaron los asentamientos

elásticos instantáneos (Se) bajo solicitaciones estáticas con base en la teoría de la elasticidad a partir de la presión transmitida por la subestructura al suelo, previa estimación de los parámetros elásticos del suelo.

Para este proyecto, considerando una descarga máxima neta indicada en las tablas de capacidad de carga admisible q_a , se determinó un asentamiento elástico como se muestra en la siguiente tabla. Dichos asentamientos se presentarán durante la etapa de construcción del proyecto.

Tabla 13 Asentamientos elásticos (Se) estimados.

Zona	Tramo 1 Km 0+000 al km 1+000	Tramo 2 Km 1+00 al km 2+170	Zona de estación subterránea
Asentamiento (mm)	206.9	149.5	145.0

Fuente: MAPA, 2024.

La magnitud del asentamiento estimado disminuirá en medida que se reduzca la magnitud de la descarga sobre la cimentación de acuerdo con los valores de q_a indicados en las tablas de capacidad de carga.

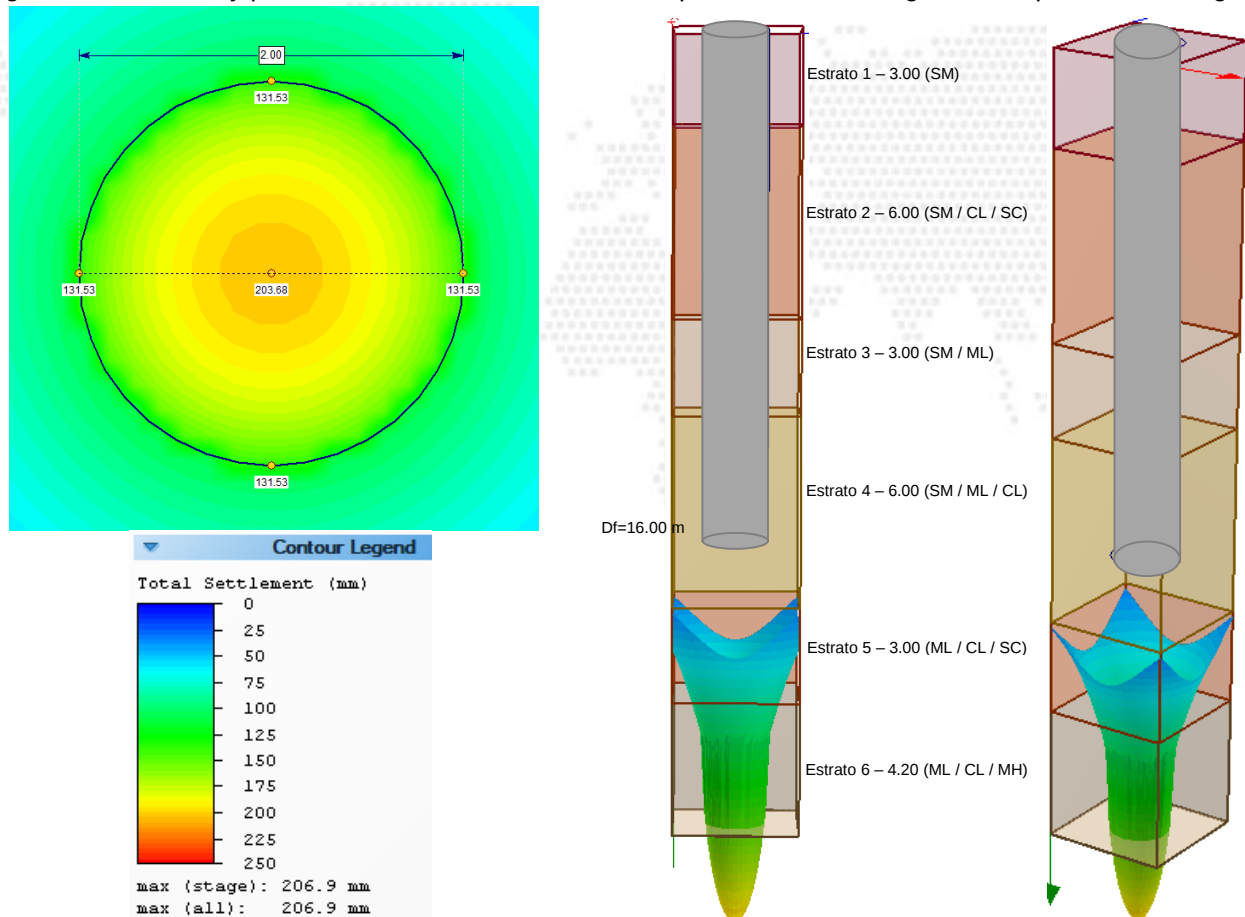
Modelo numérico de asentamientos y distribución de esfuerzos.

Con el fin de evaluar el comportamiento elástico, se revisaron los asentamientos mostrados en el capítulo 13 – *Asentamientos*, con la ayuda del programa Settle 3D, basado en el método de Boussinesq, donde se utiliza la teoría de la elasticidad para calcular el esfuerzo vertical bajo una carga puntual en un semi-espacio homogéneo y semi-infinito, con ello se pueden obtener soluciones para tensiones bajo diferentes formas de zapatas mediante la integración sobre el área requerida, considerando un asentamiento elástico no mayor de **$Se = 25 \text{ mm}$** de acuerdo con las Normas Técnicas Complementarias de Guadalajara (NTC-DC-RC-ZMG). Cabe mencionar que la revisión que se muestra a continuación se realiza a las capacidades de carga máximas que generan las condiciones críticas de cada tipo de cimentación, con base en la profundidad y sus dimensiones correspondientes.

1.12 Modelo de asentamientos y distribución de esfuerzos, tramo 1.

Con el fin de evaluar las opciones mostradas en la tabla 8, se presenta como ejemplo el modelo de una pila de cimentación de 2.00 m de diámetro localizado en el tramo 1 (km 0+000 al km 1+000), donde la presión de contacto máxima se considera uniformemente distribuida **264.26* t/m²**, a 16.00 m de profundidad con respecto al nivel de terreno actual.

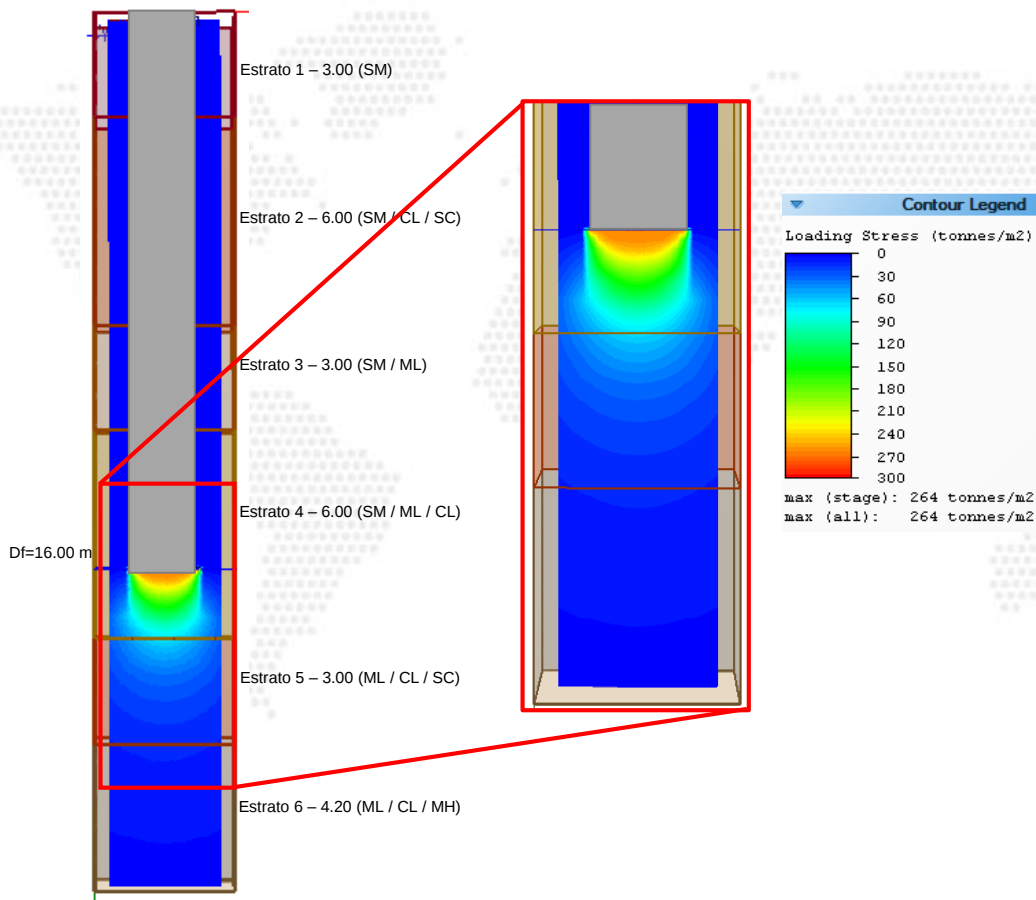
Imagen 19 Modelo 3D y planta de los asentamientos en una pila del tramo 1, según la composición estratigráfica.



Fuente: Settle 3D, 2024.

A continuación, se presenta la distribución de esfuerzos en el suelo, que ejerce la presión de contacto representada por la máxima capacidad de carga para una pila de cimentación del tramo 1 (ver tabla 8), que de acuerdo con sus propiedades mecánicas el estrato de suelo representado en color naranja tomará los esfuerzos máximos durante la etapa de construcción (ver imagen 20).

Imagen 20 Perfil del modelo 3D: Distribución de esfuerzos en el suelo generado por una pila del tramo 1.

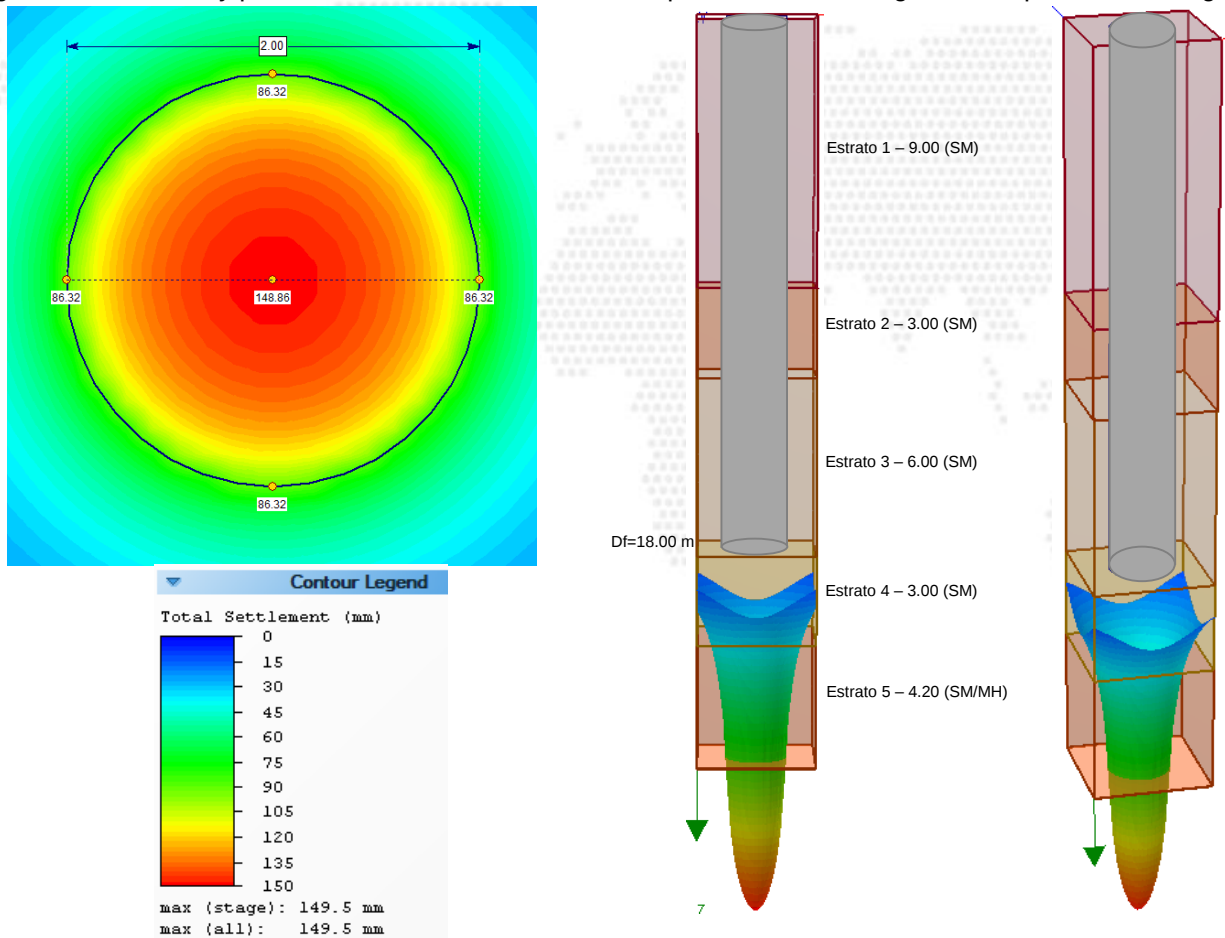


Fuente: Settle 3D, 2024.

1.13 Modelo de asentamientos y distribución de esfuerzos, tramo 2.

Con el fin de evaluar las opciones mostradas en la tabla 9, se presenta como ejemplo el modelo de una pila de cimentación de 2.00 m de diámetro localizado en el tramo 2 (km 1+000 al km 2+170), donde la presión de contacto máxima se considera uniformemente distribuida **287.73* t/m²**, a 18.00 m de profundidad con respecto al nivel de terreno actual.

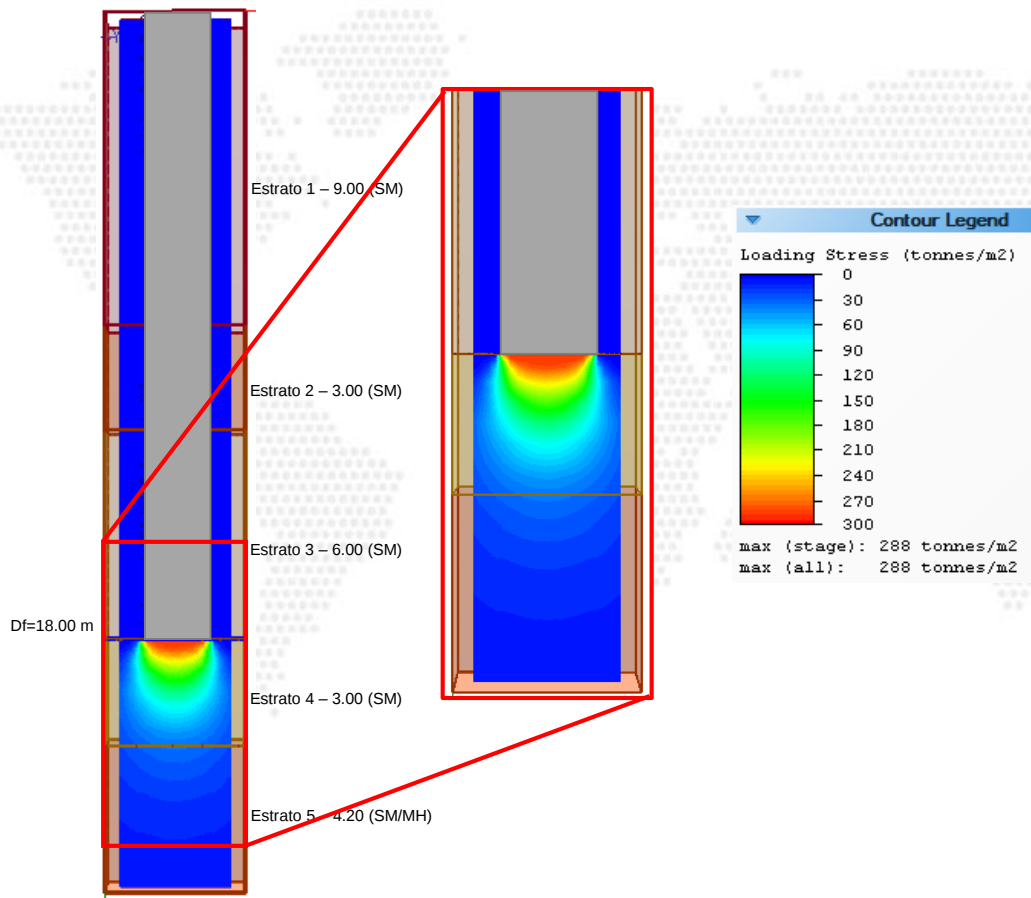
Imagen 21 Modelo 3D y planta de los asentamientos en una pila del tramo 2, según la composición estratigráfica.



Fuente: Settle 3D, 2024.

A continuación, se presenta la distribución de esfuerzos en el suelo, que ejerce la presión de contacto representada por la máxima capacidad de carga para una pila de cimentación del tramo 2 (ver tabla 9), que de acuerdo con sus propiedades mecánicas el estrato de suelo representado en color rojo tomará los esfuerzos máximos durante la etapa de construcción (ver imagen 22).

Imagen 22 Perfil del modelo 3D: Distribución de esfuerzos en el suelo generado por una pila del tramo 2.

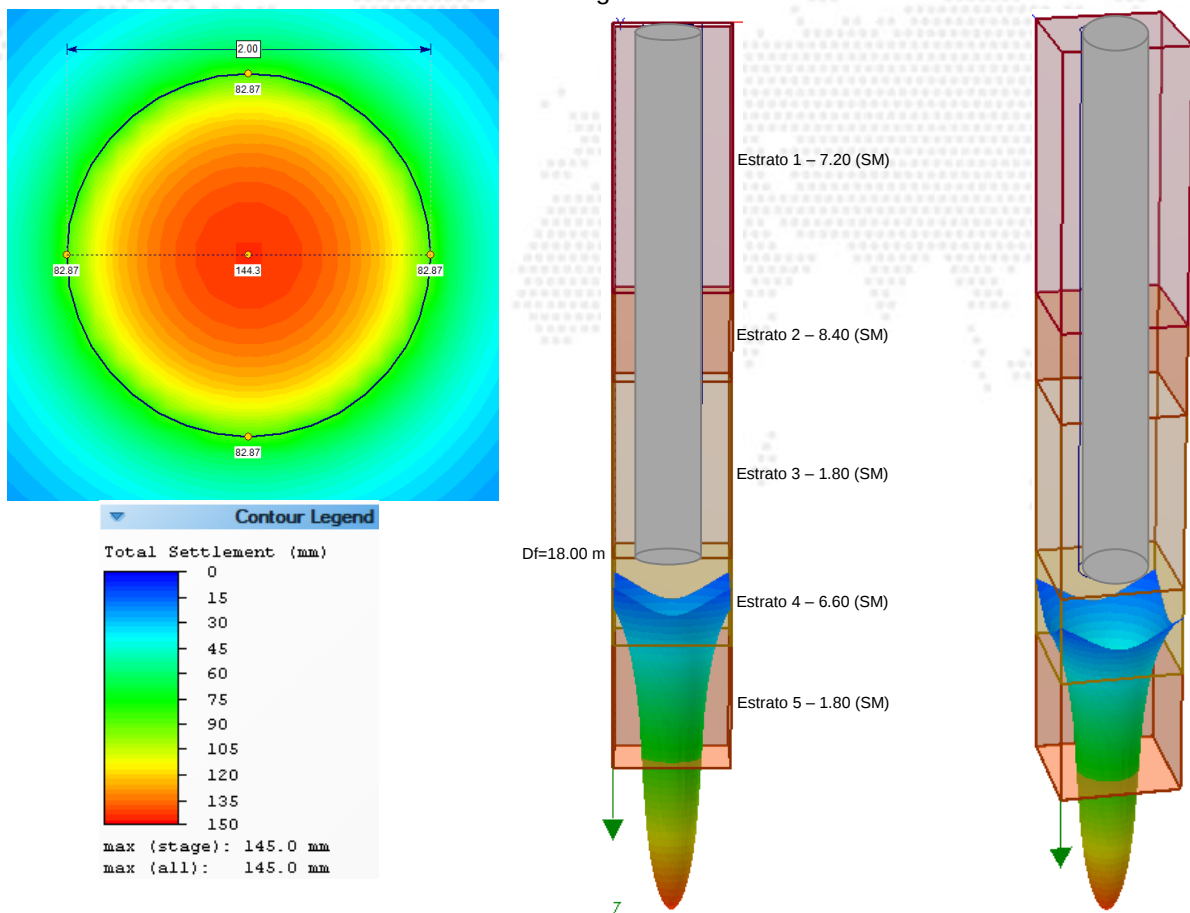


Fuente: Settle 3D, 2024.

1.1 Modelo de asentamientos y distribución de esfuerzos, zona de estación subterránea.

Con el fin de evaluar las opciones mostradas en la tabla 10, se presenta como ejemplo el modelo de una pila de cimentación de 2.00 m de diámetro localizado en la zona de estación subterránea, donde la presión de contacto máxima se considera uniformemente distribuida **211.39* t/m²**, a 18.00 m de profundidad con respecto al nivel de terreno actual.

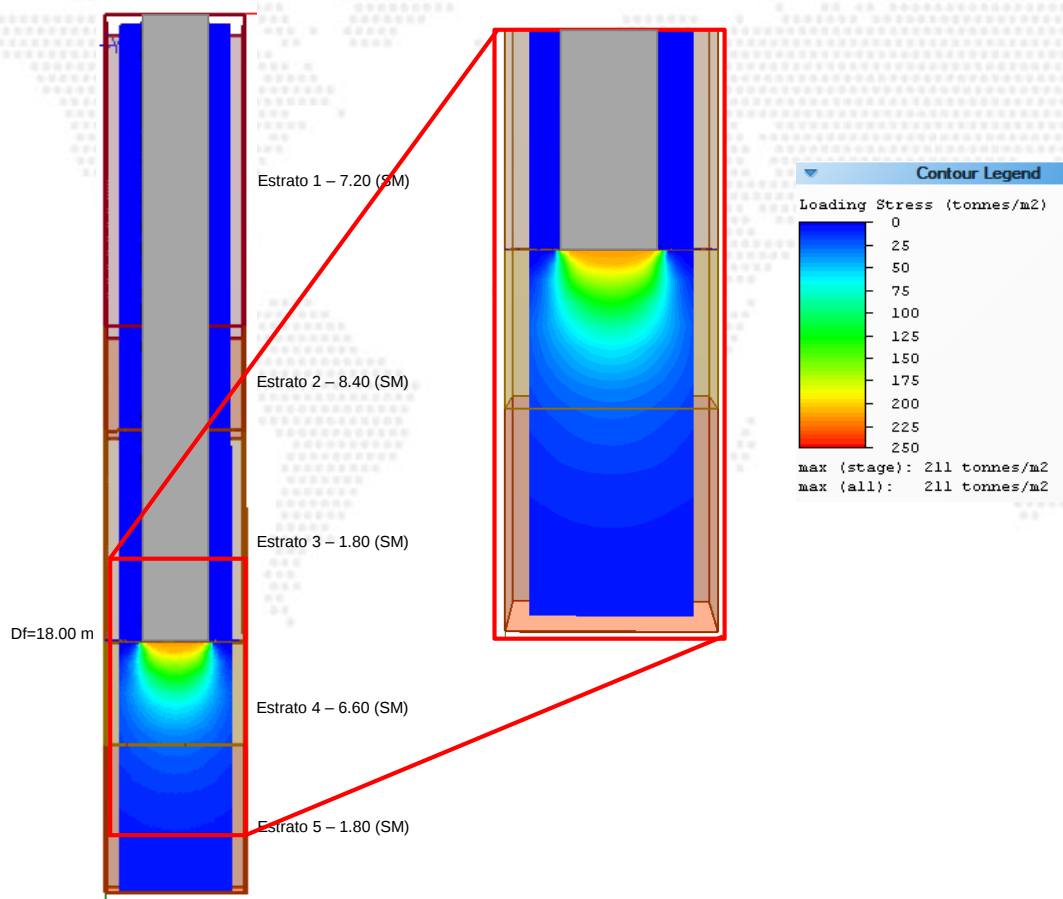
Imagen 23 Modelo 3D y planta de los asentamientos en una pila en zona de estación subterránea, según la composición estratigráfica.



Fuente: Settle 3D, 2024.

A continuación, se presenta la distribución de esfuerzos en el suelo, que ejerce la presión de contacto representada por la máxima capacidad de carga para una pila de cimentación en la zona de estación subterránea (ver tabla 10), que de acuerdo con sus propiedades mecánicas el estrato de suelo representado en color naranja tomará los esfuerzos máximos durante la etapa de construcción (ver imagen 24).

Imagen 24 Perfil del modelo 3D: Distribución de esfuerzos en el suelo generado por una pila en zona de estación subterránea.



Fuente: Settle 3D, 2024.

Módulo de reacción del suelo.

1.2 Módulo de reacción vertical del suelo.

Los elementos de cimentación de ancho B, sometidos a una carga por área unitaria de q, sufrirán un asentamiento Δ . De esta forma, para el diseño estructural de elementos de cimentación, coeficiente del módulo de reacción del suelo se puede definir como:

$$k = \frac{q}{\Delta}$$

Donde k se expresa en unidades de esfuerzo por unidad de longitud. El valor del módulo de reacción no es una constante para un suelo dado, este depende de varios factores, como la longitud L y el ancho B de la cimentación, la profundidad de empotramiento de ésta y los parámetros de elasticidad del suelo de soporte. Un estudio amplio de Terzaghi (1955) de los parámetros que afectan el módulo de reacción de la subrasante indicó que el valor de este coeficiente disminuye con el ancho de la cimentación (M. Das, 2012).

Para nuestro caso de estudio y para efectos de diseño se pueden considerar los módulos de reacción indicados en las siguientes tablas para distintos diámetros de pila.

Tabla 14 Módulos de reacción vertical kv para distintos diámetros de pila, tramo 0+000 al 1+000 (sondeos 1 – 16).

Profundidad Df (m) A partir del nivel de terreno actual	4.00	6.00	8.00	10.00	12.00	14.00	16.00	18.00
Diámetro D (m)	Kv (t/m³)							
0.80	2196	2194	2578	4324	5096	5176	5447	5202
1.00	1758	1757	2066	3481	4121	4194	4420	4233
1.20	1466	1466	1725	2912	3454	3520	3711	3557
1.50	1174	1174	1383	2338	2778	2836	2991	2874
1.80	979	979	1154	1953	2323	2374	2505	2410
2.00	881	882	1039	1760	2095	2141	2260	2176

Fuente: MAPA, 2024.

Tabla 15 Módulos de reacción vertical kv para distintos diámetros de pila, tramo 1+000 al 2+170 (sondeos 17 – 35).

Profundidad Df (m) A partir del nivel de terreno actual	4.00	6.00	8.00	10.00	12.00	14.00	16.00	18.00
Diámetro D (m)	Kv (t/m³)							
0.80	1188	1558	1667	2826	4162	4150	4534	5158
1.00	951	1248	1336	2268	3353	3346	3663	4186
1.20	793	1041	1116	1896	2808	2803	3073	3516
1.50	635	833	894	1521	2256	2254	2474	2836
1.80	529	695	746	1270	1886	1885	2070	2376
2.00	476	626	671	1144	1700	1699	1867	2144

Fuente: MAPA, 2024.

Tabla 16 Módulos de reacción vertical kv para distintos diámetros de pila, zona de estación (sondeos 36 – 40).

Profundidad Df (m) A partir del nivel de terreno actual	4.00	6.00	8.00	10.00	12.00	14.00	16.00	18.00
Diámetro D (m)	Kv (t/m³)							
	1312	1685	2313	1786	2025	1892	2658	3691
	1050	1349	1854	1433	1626	1519	2137	2979
	876	1125	1555	1196	1359	1270	1789	2496
	701	901	1246	959	1091	1020	1437	2010
	584	751	1040	800	911	852	1201	1682
	526	676	936	721	820	767	1083	1517

Fuente: MAPA, 2024.

1.3 Módulo de reacción horizontal del suelo.

Para el análisis de interacción suelo-estructura de la cimentación ante cargas horizontales, se determinó el módulo de reacción horizontal del suelo para las pilas de cimentación con base en la teoría propuesta por Terzaghi para suelos friccionantes dada por:

$$kh = 0.2768K_2 Z/B$$

Donde:

kh= Módulo de reacción horizontal del suelo.

B= Diámetro o ancho del cimientto.

k2= Coeficiente dependiente de la resistencia del suelo.

z = Profundidad de interés.

Tabla 17 Módulos de reacción horizontal kh para distintos diámetros de pila, tramo 0+000 al 1+000 (sondeos 1 – 16).

Profundidad (D _i) (m) A partir del nivel de terreno actual	Diámetro (m)					
	0.80	1.00	1.20	1.50	1.80	2.00
	Kh (t/m³)					
1.20	206	164	137	110	91	82
2.40	323	258	215	172	143	129
3.60	682	546	455	364	303	273
4.80	1252	1002	835	668	557	501
6.00	1671	1336	1114	891	742	668
7.20	1879	1503	1252	1002	835	751
8.40	2629	2104	1753	1402	1169	1052
9.60	3970	3176	2646	2117	1764	1588
10.80	5664	4531	3776	3021	2517	2266
12.00	6659	5327	4439	3551	2959	2663
13.20	4864	3891	3243	2594	2162	1946
14.40	5431	4345	3621	2896	2414	2172
15.60	6018	4814	4012	3209	2674	2407
16.80	6623	5299	4416	3533	2944	2649
18.00	7248	5799	4832	3866	3221	2899

Fuente: MAPA, 2024.

Tabla 18 Módulos de reacción horizontal kh para distintos diámetros de pila, tramo 1+000 al 2+170 (sondeos 17 – 35).

Profundidad (D_f) (m) A partir del nivel de terreno actual	Diámetro (m)					
	0.80	1.00	1.20	1.50	1.80	2.00
	Kh (t/m ³)					
1.20	292	234	195	156	130	117
2.40	323	258	215	172	143	129
3.60	417	334	278	222	185	167
4.80	556	445	371	297	247	222
6.00	695	556	464	371	309	278
7.20	1233	987	822	658	548	493
8.40	1592	1273	1061	849	707	637
9.60	2840	2272	1893	1514	1262	1136
10.80	3748	2999	2499	1999	1666	1499
12.00	4765	3812	3177	2541	2118	1906
13.20	4031	3225	2688	2150	1792	1613
14.40	4398	3518	2932	2345	1955	1759
15.60	5052	4041	3368	2694	2245	2021
16.80	5593	4475	3729	2983	2486	2237
18.00	6155	4924	4103	3283	2736	2462

Fuente: MAPA, 2024.

Tabla 19 Módulos de reacción horizontal kh para distintos diámetros de pila, zona de estación (sondeos 36 – 40).

Profundidad (D_f) (m) A partir del nivel de terreno actual	Diámetro (m)					
	0.80	1.00	1.20	1.50	1.80	2.00
	Kh (t/m ³)					
1.20	227	182	152	121	101	91
2.40	411	329	274	219	183	164
3.60	551	441	367	294	245	220
4.80	646	516	430	344	287	258
6.00	918	734	612	489	408	367
7.20	1364	1092	910	728	606	546
8.40	2339	1871	1559	1247	1039	936
9.60	1819	1455	1213	970	809	728
10.80	2242	1793	1494	1196	996	897
12.00	2706	2165	1804	1443	1203	1082
13.20	1927	1541	1284	1028	856	771
14.40	1948	1559	1299	1039	866	779
15.60	2111	1688	1407	1126	938	844
16.80	3328	2662	2218	1775	1479	1331
18.00	4641	3713	3094	2475	2063	1857

Fuente: MAPA, 2024.

Permeabilidad del suelo

Los suelos tienen vacíos interconectados por los cuales el agua puede fluir desde los puntos de alta energía a los puntos de baja energía. La velocidad del flujo de agua a través de medios porosos del suelo es una función del gradiente hidráulico y de la conductividad hidráulica, mejor conocida como permeabilidad. La conductividad hidráulica del suelo depende de varios factores, principalmente: la distribución de tamaño del poro, distribución de tamaño del grano, la relación de vacíos, la compacidad o consistencia del suelo y el grado de saturación del suelo. El valor de la conductividad hidráulica, k , varía entre los diferentes tipos de suelo y las condiciones en que se encuentre (Das, 2015).

Para este caso de estudio, con base en la clasificación del suelo de acuerdo con el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS), su compacidad y consistencia, el subsuelo se puede caracterizar como un suelo de permeabilidad que va de ELEVADA a MEDIA en los estratos superiores; y una permeabilidad de BAJA a MUY BAJA en los estratos más profundos donde se localizó el estrato altamente consolidado ($N > 50$), con valores estimados de coeficiente de permeabilidad dentro de los rangos indicados en la tabla siguiente, adaptada de las interrelaciones propuestas por Arthur Casagrande y Ralph Eigel Fadum (Juárez, 2005).

Tabla 20 Coeficiente de permeabilidad del suelo según su grado de permeabilidad.

Grado de Permeabilidad	Coeficiente de permeabilidad, K (cm/s)
Elevada	Superior a $10E^{-1}$
Media	$10E^{-1}$ a $10E^{-3}$
Baja	$10E^{-3}$ a $10E^{-5}$
Muy baja	$10E^{-5}$ a $10E^{-7}$
Prácticamente impermeable	Menor de $10E^{-7}$

Fuente: Modificada de (Juárez, 2005).

Conclusiones.

- 1) El suelo encontrado hasta las profundidades mencionadas está constituido por depósitos de arenas limosas y arcillosas (SM/SC) con contenidos variables de gravas, arcillas y limos de baja plasticidad (CL/ML) con contenidos de arena variables, limos de baja y alta plasticidad (ML/MH), así como un lente intercalado de una arena mal graduada con limo (SP-SM), Cabe mencionar que en 8 sondeos del tramo 1 (tramo comprendido del km 0+000 al km 1+000), se detectó la presencia de fragmentos de roca (boleos) aislados de tamaños variables (desde 60 cm hasta mayores a 3.00 m) empacados en la matriz de suelo, y de los cuales se recuperaron núcleos para su clasificación petrográfica visual y ensaye en el laboratorio (ver tabla 2.- Profundidades donde se encontró fragmentos de roca).
- 2) Las compacidades del suelo van de MUY SUELTA a MUY COMPACTA y las consistencias van de MEDIA a DURA conforme se incremente la profundidad y de manera intercalada, encontrando el estrato altamente consolidado ($N > 50$) a diferentes profundidades (ver tabla 1.- Profundidades máximas exploradas y profundidad donde se encontró el $N > 50$).
- 3) Mediante el análisis de datos, se localizó el Nivel de Aguas Freáticas (N.A.F.) en 6 de los 40 sondeos realizados, a un nivel máximo de 12.00 m (ver tabla 3.- Profundidades donde se localizó el NAF). Además, se detectó la presencia de materiales saturados y parcialmente saturados, registrando contenidos de agua mayores al límite líquido ($\%w > \%LL$) y grados de saturación superiores al 80%, debido a la presencia de escurrimientos subterráneos en la zona (ver tabla 4.- Profundidad de estratos de suelo parcialmente saturados (presencia de escurrimientos)).
- 4) Los sondeos fueron realizados en temporada de estiaje por lo que es probable que el nivel de aguas freáticas (N.A.F.) y escurrimientos localizados presenten fluctuación en temporada de lluvias, considerando que los niveles piezométricos variarán de acuerdo con los niveles topográficos del sitio.
- 5) Debido a la presencia del Nivel de Agua Freática (N.A.F.) encontrado en los sondeos realizados a un nivel máximo de 12.00 m, con probable fluctuación en temporada de lluvias; se deberá considerar el efecto de subpresión para el cálculo de las losas de cimentación y/o losa de piso, con la finalidad de evitar la flotación del sistema de cimentación de acuerdo a proyecto y el cual depende de su nivel de desplante considerando la condición crítica que tendrá en algún punto de su vida útil.

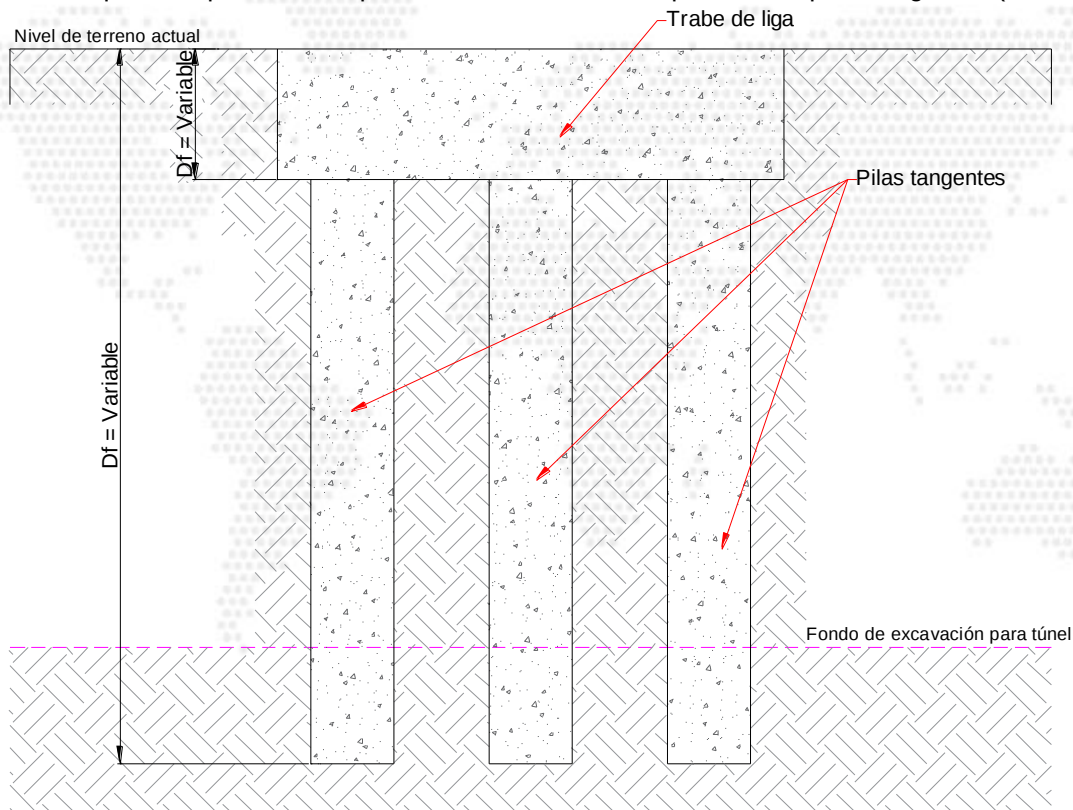
- 6) Para la obtención de la permeabilidad del suelo nos hemos apoyado en la metodología de acuerdo con la norma para muestreo de suelos alterados e inalterados mediante SPT: *ASTM D 1586.- Standar Test Method for Penetration Test an Split-Barrel Sampling of Soils*, así como la relación de textura del suelo con su permeabilidad de acuerdo al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS) para finalmente correlacionarla con la compacidad y/o consistencia obtenida del suelo en cuestión.
- 7) El tipo de cimentación que se adecúa para las condiciones del subsuelo y de proyecto a ejecutar es del tipo profunda conformada por pilas tangentes (pantalla de pilas).
- 8) Todos los cortes verticales mayores de 2.00 m se reforzarán y protegerán durante su totalidad el tiempo que estos estén expuestos con base en un proyecto de estabilización, para evitar caídos al interior de la excavación y/o desplazamientos de las paredes de los cortes, y con ello trabajar de manera segura.
- 9) En las áreas de excavación que puedan comprometer la estabilidad de las estructuras colindantes (cimientos), se deberá calzar o recalzar estos, dándoles así, una nueva base para su cimentación, que alcanzará una mayor profundidad evitando posibles hundimientos y derrumbes. El delicado trabajo de calzar las cimentaciones vecinas deberá realizarse en conjunto con el de excavaciones, siempre que esta sea posible.
- 10) Se hace especial recomendación que las excavaciones no se dejen abiertas por mucho tiempo y de preferencia que no se realicen en temporada de lluvias para que no se altere la estructura natural del suelo y esto provoque la disminución de la capacidad de carga y el incremento de los hundimientos.
- 11) Se deberá garantizar la estabilidad del suelo, pues desde el punto de vista del comportamiento del subsuelo, es posible que, durante un sismo intenso ocurra un reacomodo en las partículas de los depósitos superficiales existentes, por lo cual es conveniente que las estructuras estén capacitadas para admitir movimientos diferenciales sin dañarse.

Recomendaciones para la construcción de la cimentación.

1.4 Mejoramiento del suelo para la construcción de pilas de cimentación.

Debido a las características y necesidades que requiere el proyecto para alojar el túnel de la vía férrea, se recomienda realizar lo siguiente para la construcción del muro de contención mediante una pantalla de pilas.

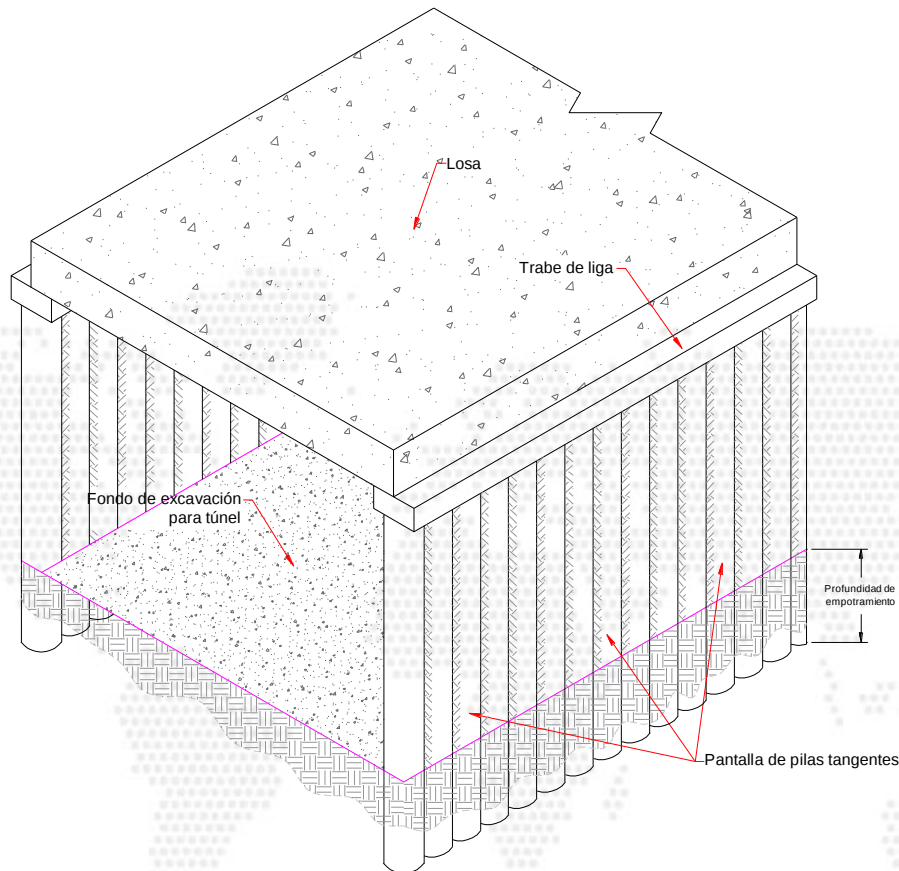
Imagen 25 Esquema representativo para la construcción de la pantalla de pilas tangentes (sin escala).



Fuente: MAPA, 2024.

Perforación y construcción de pilas: Se podrá realizar la perforación de las pilas hasta la profundidad, separación y del diámetro cuya capacidad de carga sea la adecuada a los requerimientos del proyecto estructural, posteriormente se deberá colocar el armado y colar la pila de acuerdo con la especificación de proyecto. Una vez concluidas las pilas se podrá construir el cabezal para ligar las pilas de cimentación.

Imagen 26 Esquema representativo de vista isométrica de la conformación del túnel para alojar el proyecto (sin escala).



Fuente: MAPA, 2024.

1.5 Recomendaciones para abatir el N.A.F. durante la construcción del túnel.

Debido a que se detectó el Nivel de Aguas freáticas (N.A.F.) a un nivel máximo de 12.00 m, así como la presencia de escurrimientos subterráneos, se emiten las siguientes recomendaciones en caso de ser necesario.

- 1) De acuerdo con las condiciones del sitio y la posible fluctuación de los niveles de aguas freáticas (N.A.F.) al momento de realizar las excavaciones para alojar el túnel de la vía del tren ligero, se recomienda la construcción de un sistema de bombeo de achique dentro de las excavaciones que considera el proyecto.
- 2) Con el objetivo de mantener el nivel del N.A.F. por debajo del nivel máximo de excavación (N.M.E.), para poder realizar los trabajos de construcción del túnel, se recomienda la construcción de uno o más cárcamos teniendo en cuenta que dicho cárcamo deberá estar a mayor nivel del N.M.E. y con

el objetivo de acumular el agua y posterior a ello desalojar mediante bombas de achique, el número de cárcamos se deberá definir durante los trabajos de excavación según la aportación y velocidad de flujo de agua que se tenga, así como también considerar el área de excavación, se deberán construir el número necesario para mantener la excavación de forma que se puedan realizar los trabajos de obra civil.

- 3) Un cárcamo de bombeo consiste en una excavación a un nivel mayor, es decir, más bajo que el terreno circundante al que se realizarán los trabajos, donde el agua se acumulará por gravedad, para posteriormente ser extraída con la ayuda de bombas de achique hacia un canal de desagüe o una conducción de drenaje, esto evitará inundaciones en la excavación, permitiendo con ello poder realizar de forma segura los trabajos necesarios para la ejecución del proyecto.
- 4) Se realizará una excavación de 2.00 m a 2.50 m por debajo del nivel máximo de excavación (N.M.E.) con un ancho similar, en el fondo se deberá colocar una capa de pedraplén de 30 cm, y posterior a ello una capa de mínimo 20 cm de material de filtro, finalmente se colocará un tambo ranurado, podrá ser cualquier contenedor (tambo de plástico o metal, botes de plástico) con espacio para introducir la bomba sumergible requerida para la extracción, se colocará sobre las dos capas antes mencionadas (pedraplén y filtro) y se confinará con material de filtro permitiendo la filtración del agua hacia el tambo ranurado para su bombeo fuera de la excavación.
- 5) Las bombas más utilizadas son las de membrana, las centrífugas y las de lodos. Estas bombas, que trabajan con rendimientos del 60-80 %, deben tener potencia suficiente para aspirar e impulsar con cierto margen el caudal de agua mezclada de arenas y limos. Si la profundidad de la excavación supera la altura práctica de aspiración de la bomba (ver especificaciones de la bomba), la bomba debe quedar por debajo de la superficie del terreno y lo más próxima al nivel freático. En este caso es mejor utilizar bombas sumergibles, con lo cual ya no tiene importancia la altura de aspiración, mientras que la impulsión solo depende de la potencia del motor. Se recomienda que el equipo de bombeo sea de bombas sumergibles para lodos (las mismas utilizadas en los cárcamos de aguas negras) controladas mediante electro niveles (para que no trabajen en seco, quemándose las mismas), cuidando que el cárcamo cumpla con las condiciones de construcción aquí mencionadas.
- 6) Para el dimensionamiento del equipo de bombeo es recomendable hacer sondeos y medir el tiempo de recuperación del acuífero. De esta manera se realizarían excavaciones con las mismas

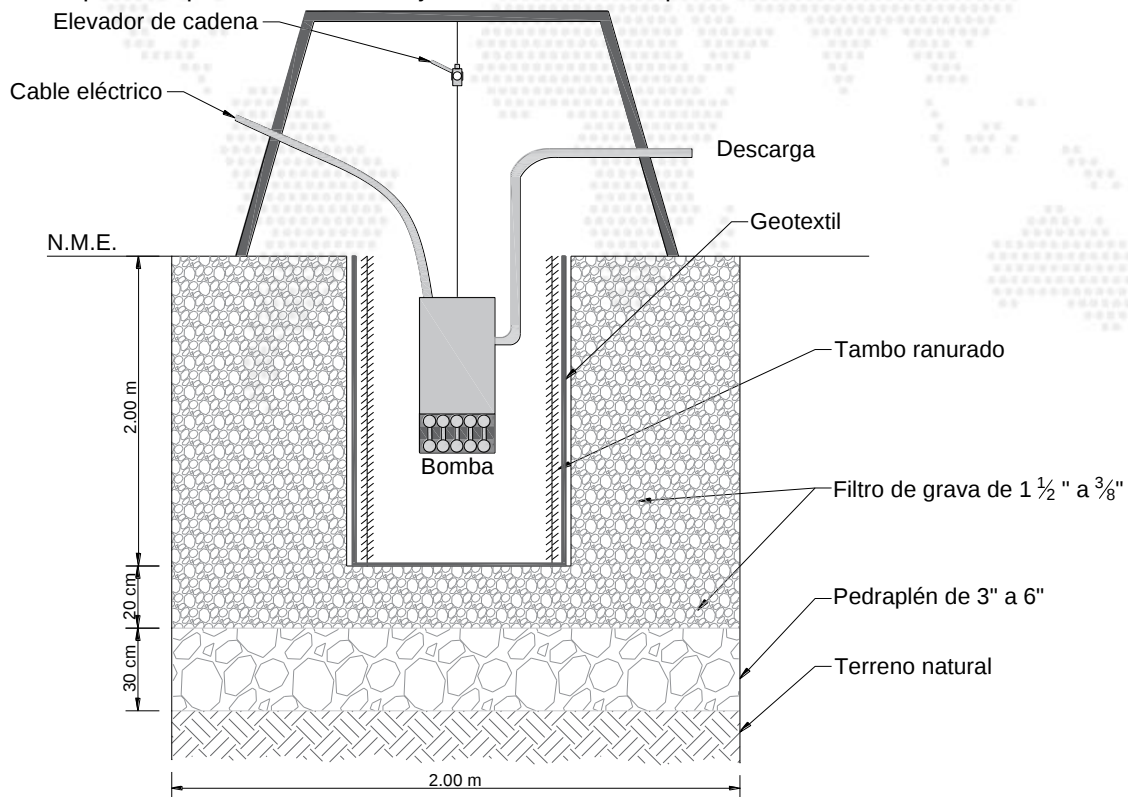
condiciones de los cárcamos de bombeo a construir y se mediría el tiempo que tardan estos en llenarse una vez estos se encuentren sin agua, utilizando este caudal para el dimensionamiento del equipo de bombeo.

- 7) Una segunda opción es comenzar con bombas de 4hp y observar con ellas el comportamiento del acuífero. Si con ellas es suficiente, se trabaja solamente de esta manera, sino se aumenta el caballaje y/o número de cárcamos de bombeo a utilizar.

1.6 Recomendaciones para la construcción de los cárcamos de bombeo.

A continuación, se muestran el detalle de la construcción tipo de un cárcamo de bombeo temporal para el abatimiento durante los trabajos de excavación.

Imagen 27 Esquema representativo del mejoramiento del suelo para la funcionalidad del cárcamo de bombeo.



Fuente: MAPA, 2024.

Excavación: Abrir caja a una profundidad de 2.50 m y 2.00 m de ancho en ambos costados para alojar el mejoramiento necesario para la construcción del cárcamo.

Pedraplén: Sobre el fondo de la caja, se colocará una capa de pedraplén de 30 cm de espesor, este se construirá con un material a base de fragmentos de roca de 3" a 6", procurando que las partículas más pequeñas queden en la parte superior, asegurando su funcionalidad la cual permitirá al agua inducida del filtro que se encuentra a los costados, correr de un lado a otro sobre el pedraplén. En el momento de su colocación se deberá apisonar para inducir el acomodo de los fragmentos de roca y lograr su incrustación en el terreno natural. El espesor de 30 cm debe ser libre, sin considerar el espesor incrustado en el fondo de la caja.

Filtro: Sobre el pedraplén debidamente apisonado, se deberá colocar una capa de filtro de grava sin finos de 1 1/2" a 3/8" con un espesor de 20 cm mínimo, para encausar los escurrimientos que se encuentran en la zona. En el momento de su colocación será importante apisonar para provocar su acomodo y asentamiento total que tendrá. Se deberá ajustar el nivel del filtro de grava a los costados del tambo ranurado (camisa de filtro).

Tambo ranurado: Se deberá colocar de manera diametral al centro de la excavación un tambo ranurado, este puede ser cualquier contenedor (tambo metálico o de plástico de 60 cm de diámetro por 90 cm de altura aproximada, con capacidad de 200 l), éste tendrá el espacio suficiente para introducir la bomba sumergible requerida para la extracción y bombeo del agua.

Malla de retención de sedimentos: Se deberá colocar una malla de retención de sedimentos alrededor del tambo ranurado, se recomienda colocarla entre el bote ranurado y la capa de filtro que se encuentra a los costados, su funcionalidad es evitar la migración de los finos hacia el cárcamo de desagüe donde se colocará la bomba para la extracción y bombeo del agua.

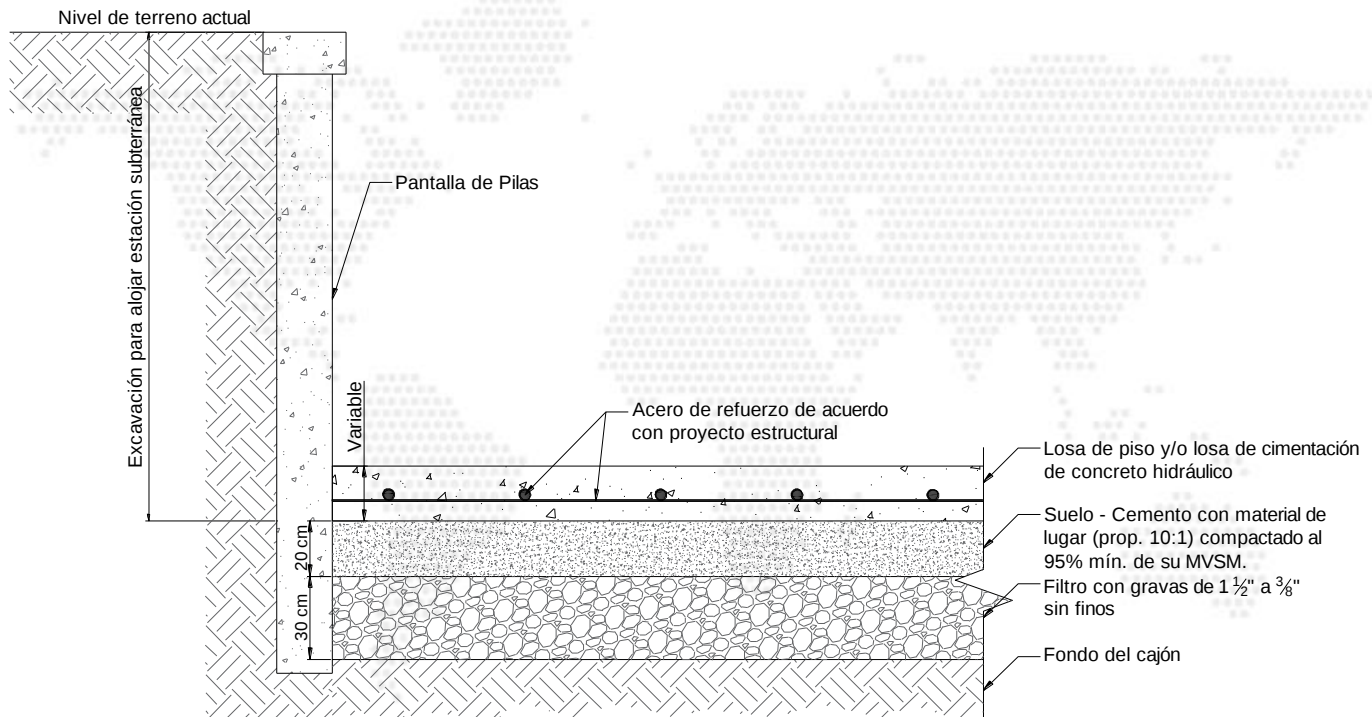
Nota: Se deberán colocar 2 cárcamos con las mismas características de construcción, colocados estratégicamente de manera que un cárcamo sirva para el bombeo del agua y el otro para mantener el nivel de la misma, de manera que les permita recorrer el avance de la construcción.

Una vez controlado el nivel de agua freática, se podrá continuar con la construcción de la subestructura para la vía férrea de acuerdo a un diseño y/o losa de piso para las estaciones (ver capítulo 18.4.- Mejoramiento para el desplante de la losa de piso y/o losa de cimentación en área de estación).

1.7 Recomendación para el desplante de la losa de piso y/o losa de cimentación en área de estación.

Debido a la presencia del N.A.F a la profundidad de 12.00 m, así como presencia de escurrimientos, se recomienda realizar el siguiente mejoramiento previo a la construcción de la losa de piso y/o losa de cimentación.

Imagen 28 Esquema representativo para el desplante de losa de piso y/o losa de cimentación.



Fuente: MAPA 2024.

Corte: Una vez realizadas las excavaciones para alojar las instalaciones de la estación subterránea, se deberá abrir cajón a 50 cm de profundidad por debajo del nivel de desplante de la losa de piso y/o losa de cimentación.

Filtro: Sobre el fondo de la excavación, se colocará una capa de filtro de gravas con tamaños de $1\frac{1}{2}$ " a $\frac{3}{8}$ " sin finos y con un espesor de 30 cm, para evitar la posible ascensión capilar del terreno natural a las capas superiores, así como para encausar el agua producto del N.A.F. y/o los escurrimientos que se encuentran en la zona, en el momento de su colocación será importante apisonar o bandear para provocar su acomodo y asentamiento total que tendrá.

Suelo - Cemento: Sobre la capa de filtro debidamente apisonada o bandeada, se colocará un suelo - cemento con relación volumétrica de 10:1, con un material con características de calidad similar a una arena limosa (material de lugar) según la clasificación SUCS, este se construirá en 1 capa de 20 cm de espesor compacto, buscando un grado de compactación de por lo menos al 95% de su masa volumétrica seca máxima (MVSM) mediante la prueba AASHTO estándar, una vez realizado lo anterior, se podrá continuar con la construcción de la losa de piso y/o losa de cimentación.

Los resultados que se presentan en este informe: **amplinea1L-01-24** son aplicables exclusivamente al predio en estudio, en el que se consideraron las condiciones estratigráficas detectadas en el sitio, propiedades mecánicas y de deformación, así como las características particulares del proyecto, por lo que cualquier cambio en el proyecto podrá modificar las indicaciones emitidas en este documento.

Si al momento de iniciar los trabajos se encuentran condiciones diferentes a las mencionadas en este estudio, se recomienda notificar lo antes posible al laboratorio para tomar las medidas pertinentes.

A T E N T A M E N T E

Ing. José De Jesús Castillo Carrillo

Memoria fotográfica.

Imagen 29 Realización del sondeo 1, km 0+000.



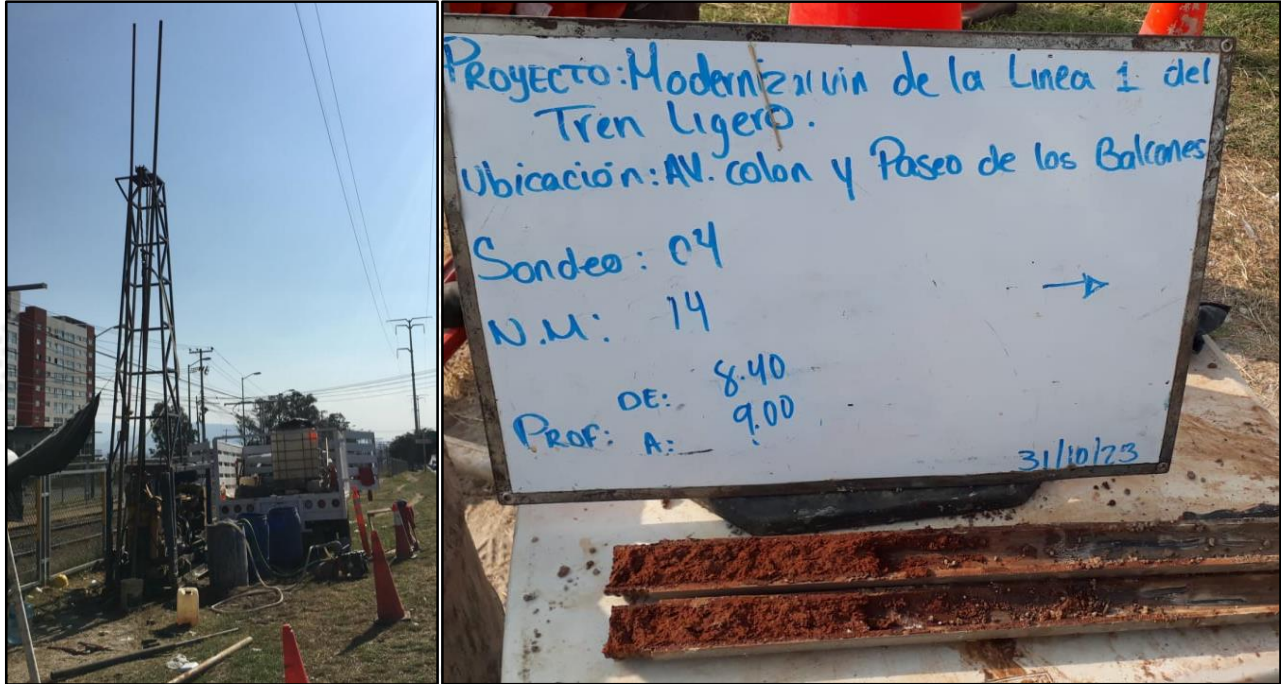
Fuente: MAPA, 2024.

Imagen 30 Realización del sondeo 3, km 0+220.



Fuente: MAPA, 2024.

Imagen 31 Realización del sondeo 4, km 0+280.



Fuente: MAPA, 2024.

Imagen 32 Realización del sondeo 5, km 0+320.



Fuente: MAPA, 2024.

Imagen 33 Realización del sondeo 8, km 0+525.



Fuente: MAPA, 2024.

Imagen 34 Realización del sondeo 11, km 0+700.



Fuente: MAPA, 2024.

Imagen 35 Realización del sondeo 13, km 0+785.



Fuente: MAPA, 2024.

Imagen 36 Realización del sondeo 16, km 1+020.



Fuente: MAPA, 2024.

Imagen 37 Realización del sondeo 20, km 1+220.



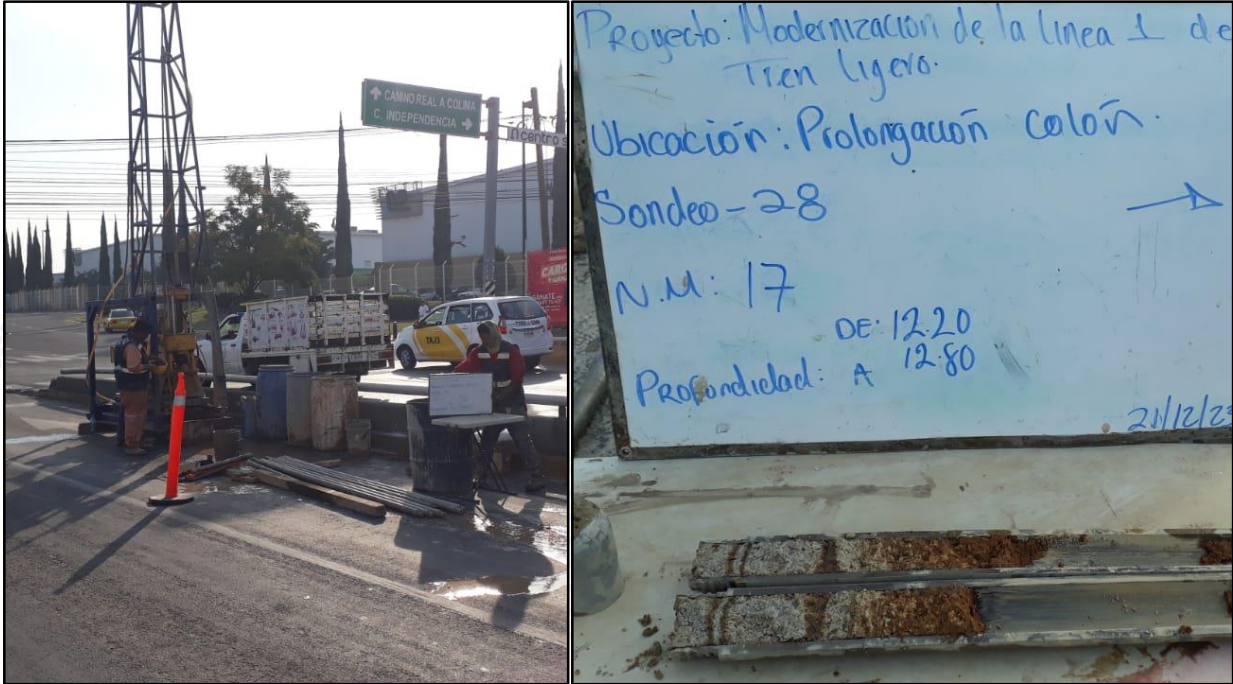
Fuente: MAPA, 2024.

Imagen 38 Realización del sondeo 25, km 1+550.



Fuente: MAPA, 2024.

Imagen 39 Realización del sondeo 28, km 1+740.



Fuente: MAPA, 2024.

Imagen 40 Realización del sondeo 31, km 1+930.



Fuente: MAPA, 2024.

Imagen 41 Realización del sondeo 35, km 2+170.



Fuente: MAPA, 2024.

Imagen 42 Realización del sondeo 40, zona para estación subterránea.



Fuente: MAPA, 2024.

Índice de imágenes.

Imagen 1 Ubicación general del sitio de estudio.	4
Imagen 2 Ubicación del sitio de estudio en el municipio de San Pedro Tlaquepaque.....	6
Imagen 3 Ubicación del sitio de estudio en la carta geológica.	7
Imagen 4 Perforadora de arrastre tipo Longyear 34.....	10
Imagen 5 Tubo muestreador o sacamuestra partido.	11
Imagen 6 Sistema de sogas y malacates para exploración mediante SPT.....	12
Imagen 7 Ubicación de los sondeos de exploración en el tramo subterráneo de la vía férrea.	17
Imagen 8 Ubicación de los sondeos de exploración en la zona para la construcción de la estación. ...	18
Imagen 9 Esquema representativo del perfil estratigráfico del suelo, km 0+000 al km 0+300 (sin escala).	20
Imagen 10 Esquema representativo del perfil estratigráfico del suelo, km 0+300 al km 0+600 (sin escala).	20
Imagen 11 Esquema representativo del perfil estratigráfico del suelo, km 0+600 al km 0+900 (sin escala).	21
Imagen 12 Esquema representativo del perfil estratigráfico del suelo, km 0+900 al km 1+200 (sin escala).	21
Imagen 13 Esquema representativo del perfil estratigráfico del suelo, km 1+200 al km 1+500 (sin escala).	21
Imagen 14 Esquema representativo del perfil estratigráfico del suelo, km 1+500 al km 1+800 (sin escala).	22
Imagen 15 Esquema representativo del perfil estratigráfico del suelo, km 1+800 al km 2+170 (sin escala).	22
Imagen 16 Esquema representativo del perfil estratigráfico del suelo, Corte A – A' (sin escala).	22
Imagen 17 Esquema representativo del perfil estratigráfico del suelo, corte B -B' (sin escala).....	23
Imagen 18 Regionalización Sísmica de la República Mexicana y ubicación del sitio de estudio.	24
Imagen 19 Modelo 3D y planta de los asentamientos en una pila del tramo 1, según la composición estratigráfica.	33
Imagen 20 Perfil del modelo 3D: Distribución de esfuerzos en el suelo generado por una pila del tramo 1.	34

Imagen 21 Modelo 3D y planta de los asentamientos en una pila del tramo 2, según la composición estratigráfica.	35
Imagen 22 Perfil del modelo 3D: Distribución de esfuerzos en el suelo generado por una pila del tramo 2.	36
Imagen 23 Modelo 3D y planta de los asentamientos en una pila en zona de estación subterránea, según la composición estratigráfica.	37
Imagen 24 Perfil del modelo 3D: Distribución de esfuerzos en el suelo generado por una pila en zona de estación subterránea.	38
Imagen 25 Esquema representativo para la construcción de la pantalla de pilas tangentes (sin escala).	46
Imagen 26 Esquema representativo de vista isométrica de la conformación del túnel para alojar el proyecto (sin escala).	47
Imagen 27 Esquema representativo del mejoramiento del suelo para la funcionalidad del cárcamo de bombeo.	49
Imagen 28 Esquema representativo para el desplante de losa de piso y/o losa de cimentación.	51
Imagen 29 Realización del sondeo 1, km 0+000.	53
Imagen 30 Realización del sondeo 3, km 0+220.	53
Imagen 31 Realización del sondeo 4, km 0+280.	54
Imagen 32 Realización del sondeo 5, km 0+320.	54
Imagen 33 Realización del sondeo 8, km 0+525.	55
Imagen 34 Realización del sondeo 11, km 0+700.	55
Imagen 35 Realización del sondeo 13, km 0+785.	56
Imagen 36 Realización del sondeo 16, km 1+020.	56
Imagen 37 Realización del sondeo 20, km 1+220.	57
Imagen 38 Realización del sondeo 25, km 1+550.	57
Imagen 39 Realización del sondeo 28, km 1+740.	58
Imagen 40 Realización del sondeo 31, km 1+930.	58
Imagen 41 Realización del sondeo 35, km 2+170.	59
Imagen 42 Realización del sondeo 40, zona para estación subterránea.	59

Índice de tablas.

Tabla 1 Profundidades máximas exploradas y profundidad donde se encontró el N>50.	13
Tabla 2 Profundidades donde se encontró fragmentos de roca (boleos).	14
Tabla 3 Profundidades donde se localizó el NAF.	15
Tabla 4 Profundidad de estratos de suelo parcialmente saturados (presencia de escurrimientos).	15
Tabla 5 Ubicación de los sondeos de exploración mediante coordenadas UTM.	19
Tabla 6 Resultados del índice RQD de los testigos de roca.	25
Tabla 7 Resistencia a la compresión de la roca.	26
Tabla 8 Capacidad de carga para pilas de cimentación, tramo 0+000 al 1+000 (sondeos 1 – 16).	28
Tabla 9 Capacidad de carga para pilas de cimentación, tramo 1+000 al 2+170 (sondeos 17 – 35).	28
Tabla 10 Capacidad de carga para pilas de cimentación, zona de estación (sondeos 36 – 40).	29
Tabla 11 Empuje activo para los muros de contención (pantalla de pilas).	30
Tabla 12 Empuje en reposo para los muros de contención (pantalla de pilas).	31
Tabla 13 Asentamientos elásticos (Se) estimados.	32
Tabla 14 Módulos de reacción vertical kv para distintos diámetros de pila, tramo 0+000 al 1+000 (sondeos 1 – 16).	39
Tabla 15 Módulos de reacción vertical kv para distintos diámetros de pila, tramo 1+000 al 2+170 (sondeos 17 – 35).	40
Tabla 16 Módulos de reacción vertical kv para distintos diámetros de pila, zona de estación (sondeos 36 – 40).	40
Tabla 17 Módulos de reacción horizontal kh para distintos diámetros de pila, tramo 0+000 al 1+000 (sondeos 1 – 16).	41
Tabla 18 Módulos de reacción horizontal kh para distintos diámetros de pila, tramo 1+000 al 2+170 (sondeos 17 – 35).	42
Tabla 19 Módulos de reacción horizontal kh para distintos diámetros de pila, zona de estación (sondeos 36 – 40).	42
Tabla 20 Coeficiente de permeabilidad del suelo según su grado de permeabilidad.	43

Referencias.

- ASTM D 1586. vigente.** Standard Penetration Test (SPT) and Split-Barrel Sampling of Soils. 100 Barr Harbor Drive, PO Box C700, West Conshohocken, PA 19428-2959. United States : ASTM, vigente.
- CFE. 2015.** Manual de diseño por sismo. Capítulo C.1.3. [aut. libro] Dr. Luis Eduardo Pérez Rocha Dr. Ulises Mena Hernández. *Manual de Diseño de Obras Civiles, Sección C. Estructuras, Tema I. Criterios Generales de Análisis y Diseño.* México : Comisión Federal de Electricidad, 2015.
- Das, Braja M. 2015.** *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica.* Cuarta. México D.F. : Cengage Learning Editores, S.A. de C.V., 2015.
- INAFED. 2019.** <http://www.inafed.gob.mx/>. <http://www.inafed.gob.mx/>. [En línea] 2019. <http://www.inafed.gob.mx/work/enciclopedia/EMM14jalisco/municipios>.
- INEGI. 2009.** inegi.org.mx. inegi.org.mx. [En línea] 2009. http://www.inegi.org.mx/contenidos/app/mexicocifras/datos_geograficos/14/14097.pdf.
- Juárez, Badillo Eulalio y Rico, Rodríguez Alfonso. 2017.** *Mécanica de suelos, Tomo II. 2a edición.* México D.F. : Limusa, S.A. de C.V., 2017. Vol. II.
- Juárez, Badillo Eulalio. A. Rico Rodríguez. 2005.** *Mecánica de suelos. Tomo I. 3ra edición.* . México D.F. : Limusa, S.A. de C.V., 2005. Vol. I.
- M. Das, Braja. 2012.** *Fundamentos de Ingeniería de Cimentaciones.* Séptima. México, D.F. : Cengage Learning Editores, S. A. de C.V., 2012.
- NMX-C-430-ONNCCE. Vigente.** Industria de la Construcción - Geotecnia - Cimentaciones - Sondeos de Pozo a Cielo Abierto. . México. ONNCCE, Vigente.
- NMX-C-431-ONNCCE. Vigente.** Industria de la Construcción - Geotecnia Cimentaciones - Toma de Muestra Alterada e Inalterada - Métodos de Prueba. México. ONNCCE, Vigente.
- NMX-C-468-ONNCCE. Vigente.** Industria de la Construcción - Geotecnia - Materiales para Terracerías - Método de Preparación de Muestras. México. ONNCCE, Vigente.
- NMX-C-475-ONNCCE. Vigente.** Industria de la Construcción - Geotecnia - Materiales Térreos - Determinación del Contenido de Agua Mediante Horno - Método de Ensayo. México. ONNCCE, Vigente.

NMX-C-493-ONNCCE. Vigente. Industria de la Construcción - Geotecnia - Límites de Consistencia de Suelos - Método de Ensayo. México. ONNCCE, Vigente.

NMX-C-496-ONNCCE. Vigente. Industria de la Construcción - Geotecnia - Materiales para Terracerías - Determinación de la Composición Granular. México. ONNCCE, Vigente.

NMX-C-503-ONNCCE. Vigente. Industria de la Construcción - Geotecnia - Materiales Térreos - Determinación del Contenido de Agua de Suelos Mediante Secado Rápido. México. ONNCCE, Vigente.

NMX-C-528-ONNCCE. Vigente. Industria de la Construcción - Geotecnia - Materiales Térreos - Determinación de las Masas Volumétricas Sueltas y Coeficientes de Variación Volumétrica- Métodos de Ensayo. México. ONNCCE, Vigente.

NTC. 1997. Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Cimentaciones. *Reglamento Orgánico de Guadalajara.* Universidad de Guadalajara, 1997. Vol. I.

US Army, Department. Corps of Engineers. 1988. Engineering and Design- Geotechnical Investigations: Penetration Resistance. 1988.