

Fallas presentadas en algunas Obras Subterráneas y Cimentaciones.

Arq. Adriana Chávez Gandarilla

Director de tesina:

Ing. Enrique Farjeat Páramo

M.I. Jaime Antonio Martínez Mier

M.I. Marco Tulio Mendoza Rosas

Ing. Alejandro Ponce Serrano

M.I. Luis Candelas Ramírez



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA
PROGRAMA ÚNICO DE ESPECIALIZACIONES DE INGENIERÍA
CAMPO DE CONOCIMIENTO: INGENIERÍA CIVIL

FALLAS PRESENTADAS EN ALGUNAS OBRAS SUBTERRÁNEAS Y CIMENTACIONES

T E S I N A

QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:

ESPECIALISTA EN CONSTRUCCIÓN

P R E S E N T A:

ARQ. ADRIANA CHÁVEZ GANDARILLA

DIRECTOR DE TESINA: ING. ENRIQUE FARJEAT PÁRAMO

ENTIDAD DE ADSCRIPCIÓN: FACULTAD DE INGENIERÍA

MÉXICO, D.F.

MARZO 2014

Dedicatoria.

Con todo mi cariño para las personas que hicieron todo para que yo pudiera lograr este objetivo, por motivarme y darme la mano cuando sentía que el camino se terminaba, a ustedes por siempre mi corazón y mi agradecimiento.

Reyna, Daniela y Pablo.

Agradecimiento.

Al Ing. Enrique Farjeat Páramo, Director de Tesina, por su ayuda y colaboración para la realización de este trabajo.

Contenido.

Índice de Ilustraciones.	11
Índice de Tablas.....	13
I. Introducción.	15
Tipos de cimentación.....	16
Cimentaciones superficiales.....	16
Zapatas y losas.....	16
Cajones.....	17
Cimentaciones profundas.	17
Pilotes.	17
Pilas.....	18
Propósito de las cimentaciones.	18
Obras subterráneas.....	19
Cavernas o cámaras.	19
Pozos.....	19
Túneles.....	19
II. Tipos de fallas.	21
Fallas de estudios de mecánica de suelos.....	21
Fallas de diseño estructural.	22
Fallas de construcción.....	22
Asentamientos debido a las excavaciones.....	22
Excavaciones en arena.....	23
Excavaciones en arcilla.	23
Excavación en depósitos estratificados.	23
Asentamientos debido a las vibraciones.....	23
Asentamientos debidos al abatimiento del agua freática.....	24
Efecto del abatimiento de nivel freático en arenas.	24
Efecto del abatimiento del nivel freático en estratos de arcilla.....	24
Defectos en la mano de obra y en los materiales.	24
Fallas por acciones ambientales.	24
Influencias del agua.	25
Defectos debido al agua subterránea.	25
Daños provocados por inundaciones.	25

Falla económica por sobrediseño.....	25
El costo de las fallas.....	25
Tratamiento de cimentaciones.	26
Refuerzo y cambios de la cimentación.	26
Reducción de cargas.	26
Enderezado del edificio.....	26
III. Riesgos en obras subterráneas y cimentaciones.	27
Identificación y análisis de riesgos.....	27
Análisis y manejo del riesgo.	27
Clasificación de riesgos.	29
Principios de la administración de riesgos.....	29
Principios del Plan de Administración de Riesgos.	30
Proceso de identificación y clasificación.....	32
Estrategia para el manejo de riesgos.	33
Política de riesgos.....	33
Plan para manejo de riesgos.	35
Matriz de probabilidad e impacto.	43
Riesgos compartidos.	43
IV. Descripción y análisis de algunas fallas.	51
Caso 1. Falla del Sifón Morena de la Línea 3.	51
Caso 2. Falla del talud en la Estación Centro Médico de la Línea 9.	56
Caso 3. Falla del muro del Paso Vial en Av. Constituyentes.	62
Caso 4. Falla celda de cimentación cruce Av. Río Consulado Línea 5 con Av. Inguarán Línea 4....	65
Caso 5. Cabeceras de la Estación Oceanía de la Línea 5.....	69
Caso 6. Pilotes en Línea 4 en Av. Congreso de la Unión, tramos Consulado-Bondojito y Bondojito-Talismán.....	73
Caso 7. Falla en la intersección de los túneles de conexión y principal de la Línea 7, en Parque Lira.	77
Caso 8. Cimentación edificio CTM.	82
Conclusiones.....	87
Bibliografía.....	89

Índice de Ilustraciones.

Ilustración 1.1 Planta del Sifón Morena.	51
Ilustración 1.2 Corte longitudinal del Sifón Morena. (Corte A-A).....	52
Ilustración 1.3 Proceso constructivo del Sifón Morena.	53
Ilustración 1.4 Falla del muro del Sifón Morena.	54
Ilustración 1.5 Mecanismo de falla por pateo.....	54
Ilustración 1.6 Análisis de la tablestaca como viga simplemente apoyada.	55
Ilustración 1.7 Reacciones en los apoyos de la tablestaca producidas por los empujes redistribuidos del suelo.	55
Ilustración 2.1 Vista en planta de las Estaciones Centro Médico L-9 y L-3.....	57
Ilustración 2.2 Configuración de excavación de la Estación Centro Médico L-9.....	58
Ilustración 2.3 Distribución de niveles de puntales durante la construcción de la Estación Centro Médico L-9.....	59
Ilustración 2.4 Superficie de falla para el menor factor de seguridad. Análisis bidimensional.....	60
Ilustración 2.5 Falla del talud durante la construcción de la Estación Centro Médico L-9.	61
Ilustración 2.6 Esquema de las fuerzas actuantes hidrostáticas y resistentes del suelo para el análisis de “falla local”.....	62
Ilustración 3.1 Vista de la planta del cruce entre las Avenidas Constituyentes y Parque Lira.	63
Ilustración 3.2 Etapas de la falla del muro de contención. (Corte transversal del deprimido)	64
Ilustración 3.3 Vista en planta del muro fallado por el empuje hidrostático.	64
Ilustración 3.4 Comparativa de los empujes de diseño y de falla en el muro de contención del Deprimido Constituyentes en su cruce con la Av. Parque Lira.	65
Ilustración 4.1 Planta del cruce de las Av. Congreso de la Unión y Río Consulado.	66
Ilustración 4.2 Cortes del cruce de las Av. Congreso de la Unión y Río Consulado.....	66
Ilustración 4.3 Configuración de excavación del Deprimido sobre Av. Inguarán.....	67
Ilustración 4.4 Desplazamiento del muro tipo Milán, dislocamiento de la tubería de agua potable y volcadura del vehículo.....	68
Ilustración 5.1 Planta de la Estación Oceanía.	69
Ilustración 5.2 Cimentación en cuarto de máquinas y zona de andenes.....	70
Ilustración 5.3 Vista exterior de las vías.	71
Ilustración 5.4 Vista interior de las vías.	71
Ilustración 5.5 Gráfica de asentamientos diferenciales. Cuarto de máquinas y la Estación.	72
Ilustración 6.1 Esquema de las dimensiones ampliadas para determinar los esfuerzos en una cimentación con pilotes.	74

Ilustración 6.2 Configuración de la deformación del suelo por el hundimiento regional a distintas profundidades	76
Ilustración 6.3 Vista de los asentamientos diferenciales sobre la Av. Congreso de la Unión, en el tramo Bondojito-Talismán.	76
Ilustración 7.1 Ubicación de la Lumbrera de acceso lateral al túnel de Línea 7, entre las Av. Gral. Sóstenes Rocha y Vicente Eguía.	78
Ilustración 7.2 Sección transversal del Túnel de Línea 7.	78
Ilustración 7.3 Sección transversal del Túnel de Conexión.....	79
Ilustración 7.4 Procedimiento constructivo para el Túnel de Conexión y la unión con Túnel de L-7.	80
Ilustración 7.5 Falla en la intersección de los túneles de Conexión y Principal de la Línea 7, en Parque Lira.....	81
Ilustración 8.1 Planta y corte longitudinal del Edificio de la CTM.	82
Ilustración 8.2 Curvas de nivel medidas en la planta del edificio.....	83
Ilustración 8.3 Corte longitudinal del Edificio de la CTM con vista de los pilotes sin descabezar.	84

Índice de Tablas.

Tabla 1.1 Estratigrafía del sitio.	52
Tabla 2.2 Estratigrafía de la zona.....	57
Tabla 5.1 Estratigrafía de la zona.....	70
Tabla 6.1 Comparativa de los asentamientos de la cimentación del proyecto, de la cimentación construida y el hundimiento regional de la zona.	75

I. Introducción.

Probablemente, la mayoría de las fallas en las estructuras son causadas por fallas en sus cimentaciones. Estas fallas son frecuentes a pesar del rápido desarrollo, en los últimos años, de la ingeniería de cimentaciones.

Sin embargo su forma y origen son a menudo diferentes. El costo de una cimentación rara vez excede de un décimo del costo total de la estructura, pero de la cimentación depende la seguridad de la superestructura, y todo intento en economizar en esta parte de la obra, ya sea en la investigación del subsuelo, en el proyecto, en los materiales o en la mano de obra, podrá poner en riesgo la superestructura. Los defectos y fallas de una cimentación no satisfactoria, rara vez aparecen inmediatamente; en la mayoría de los casos se manifiestan hasta que el edificio está en uso, que es justamente cuando resulta más costosa la reparación.

De todos los posibles tipos de patología que pueden sufrir las edificaciones, las estadísticas muestran que son las ligadas a las cimentaciones las que mayores costos globales representan. Además, tienen gran repercusión social, lo que las hace más notorias, tanto por la complejidad propia de su reparación, porque suponen una fuerte alteración y hasta interrupción del uso del inmueble, y porque suelen involucrar a colindancias e incluso poderes públicos.

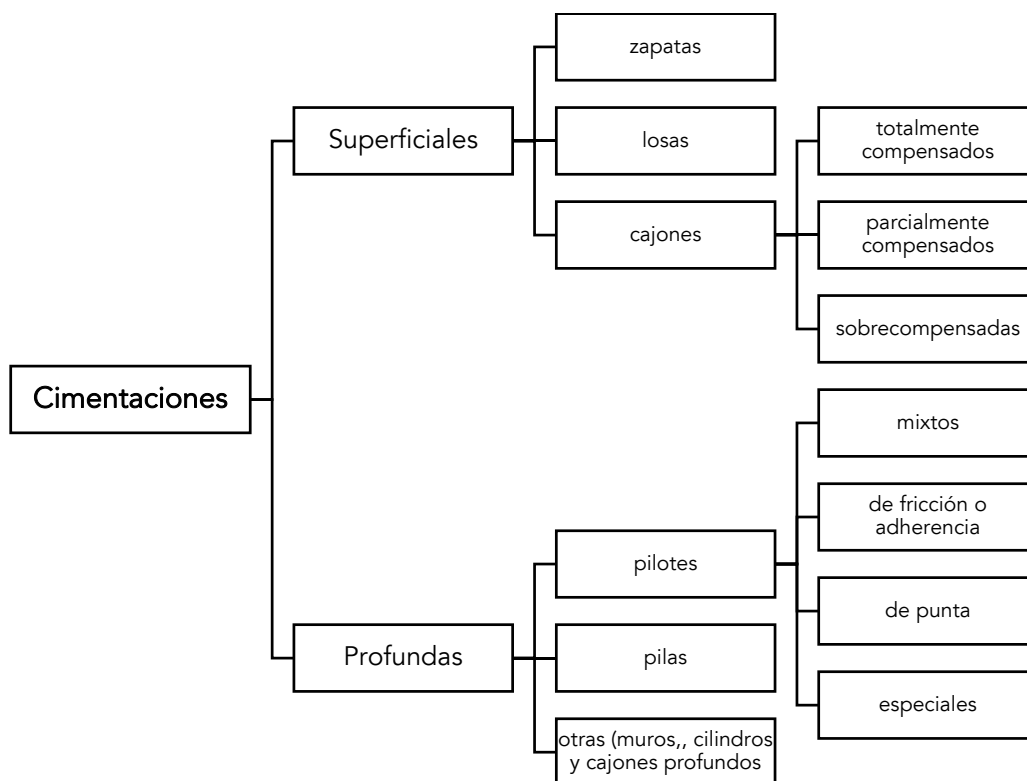
El proyecto de cimentaciones está lejos de ser una ciencia exacta. Al igual que las obras subterráneas presentan una incertidumbre especial, ya que el conocimiento de las condiciones del sitio donde se desarrollarán es parcial. Por esta característica, no existe certeza absoluta en las propiedades de los materiales (suelos o rocas) donde se construirán las obras, debido a la diversa naturaleza de los suelos en los distintos lugares, y aún en el mismo sitio, a los distintos métodos para efectuar la obra y a los distintos efectos de las condiciones climáticas y del agua subterránea sobre los distintos suelos; lo cual a su vez provoca dificultades en la estimación de los costos y tiempos del proceso constructivo.

Las circunstancias y exigencias especiales de cualquier obra subterránea o cimentación, no son exactamente conocidas hasta que se empieza la obra; por lo tanto la experiencia es el conocimiento más valioso del ingeniero para decidir los métodos y sistemas constructivos más apropiados.

El presente tema de investigación tiene por objetivo hacer una compilación de las principales causas de las fallas en obras subterráneas y cimentaciones, identificar los daños, alcance de éstos y posibles mitigaciones, introducir la importancia del manejo de un análisis de riesgos y, finalmente dar a conocer algunas fallas presentadas en este tipo de obras, incluyendo su descripción, análisis, lecciones aprendidas y soluciones adoptadas.

Tipos de cimentación.

Las cimentaciones de edificios se pueden clasificar en la siguiente forma:



La elección de uno de estos tipos de cimentación depende de las características del subsuelo, de las condiciones impuestas por el edificio y del costo y problemas constructivos involucrados, por lo que con frecuencia se plantean dos o más alternativas.

Cimentaciones superficiales.

Son aquellas que se apoyan en las capas superficiales o poco profundas del suelo, por tener éste suficiente capacidad portante o por tratarse de construcciones de importancia secundaria y relativamente livianas.

Zapatas y losas.

Las zapatas y losas de cimentación se utilizan cuando las capas superficiales del terreno son resistentes y de baja compresibilidad para las cargas que la estructura les transmitirá.

Las zapatas aisladas se emplean como elementos de cimentación bajo columnas y las continuas o corridas bajo muros de carga o hileras de columnas. En ocasiones se utilizan zapatas combinadas que reciben las descargas de dos o más columnas, siendo su finalidad incrementar la rigidez y reducir los asentamientos diferenciales.

Comúnmente las losas forman un elemento monolítico junto con una retícula de trabes que le trasmite las descargas de la superestructura, la retícula le proporciona a la vez rigidez al conjunto de la estructura cuando se le requiere. Por lo tanto las trabes se localizan bajo muros de carga o ejes

de columnas, quedando por arriba o abajo de la losa, según el arreglo estructural que convenga y las características del terreno.

Cajones.

Los cajones de cimentación se emplean en terrenos compresibles para reducir la descarga neta del mismo, evitando incrementos de presión en la masa del subsuelo que pudieran producir asentamientos intolerables.

Cuando se proyecta para que la descarga neta sea igual a cero, la cimentación se denomina totalmente compensada. Esto equivale a excavar un volumen de terreno tal que su peso sea igual al peso del edificio debido a las cargas permanentes.

Si la descarga neta es solo una fracción del peso del edificio, la cimentación se denomina parcialmente compensada. La descarga neta se calcula en tal forma que el incremento de presiones en la masa del subsuelo producido por la misma, solo ocasione asentamientos iguales o menores a los tolerables.

En algunos edificios ligeros con sótanos o en estructuras totalmente en terradas, donde el peso del terreno excavado es mayor que el de la estructura, se tendrá una cimentación sobrecompensada.

Cuando la profundidad de desplante es mayor a la del nivel freático, el cajón debe ser estanco, es decir impermeable; en caso contrario el beneficio de la compensación se pierde y puede traducirse en asentamientos.

Los cajones generalmente están formados por losas de cimentación y de tapa, retícula de trabes y muros de contención.

Cimentaciones profundas.

Cuando las capas del subsuelo cercanas a la superficie son muy compresibles, formadas por arcilla muy blanda, suelos orgánicos y turba o limo y arena en estado suelto, se utilizan cimientos profundos constituidos por elementos alargados que transmiten parte o todo el peso del edificio a estratos profundos menos compresibles y más resistentes. Sustituyen con ventajas a los cajones cuando la utilización de éstos representa problemas constructivos serios y costos elevados. Se basan en el esfuerzo cortante entre el terreno y la cimentación para soportar las cargas aplicadas, o más exactamente en la fricción vertical entre la cimentación y el terreno. Deben ubicarse más profundamente, para poder distribuir sobre una gran área, un esfuerzo suficientemente grande para soportar la carga.

Pilotes.

Existe una extensa variedad de pilotes. En cuanto a su material los hay de concreto, acero y madera. Respecto al procedimiento constructivo pueden clasificarse en precolados y colados in situ. Por su forma de trabajo se dividen en pilotes de adherencia, de punta y mixtos.

Los pilotes de adherencia o fricción transmiten al subsuelo las cargas de la estructura a través de su superficie lateral, siendo la carga transmitida en la punta, solo una fracción pequeña de la total, generalmente despreciable.

Los pilotes de punta, como su nombre lo indica, transmiten el peso del edificio por su base o punta a la roca o estrato del suelo competente, poco o nada compresible.

Los pilotes mixtos son aquellos en el que el trabajo de adherencia o fricción es tan importante como el de punta.

Como consecuencia del hundimiento regional en la Ciudad de México, se han ideado pilotes especiales con dispositivos de control, como lo son: pilotes con dispositivos de control manual, pilotes penetrantes de sección variable, pilotes entrelazados, pilotes electrometálicos y otros.

Pilas.

Las pilas son elementos colados en sitio que se apoyan en roca o suelos compactos o duros, de diámetro mayor que el de los pilotes, por lo que su capacidad de carga es más alta. Cuando no existe nivel freático su extremo inferior puede ampliarse para formar una campana. Las condiciones del subsuelo y los procedimientos constructivos son factores determinantes en su comportamiento y capacidad de carga.

Dependiendo de las condiciones del subsuelo, existen tres métodos principales para la construcción de pilas: a) método seco, b) método que emplea ademe, y c) método que usa lodos (bentoníticos o poliméricos).

Propósito de las cimentaciones.

Los principales objetivos de una cimentación son los siguientes:

- a. Transmitir los esfuerzos de una estructura (sean de compresión o de tensión) al suelo; distribuyéndolos de manera que no sean mayores de las que puede soportar. Mediante la aplicación de un factor de seguridad, se protege de posibles inexactitudes en las predeterminaciones de su capacidad de carga o portante. Se procurará que además, por efecto de la compresibilidad, no se produzcan asentamientos que rebasen los permisibles para la estructura. Los cimientos no sólo sirven para transmitir esfuerzos de compresión, sino que mediante fricción o adherencia con el suelo, pueden llegar a soportar esfuerzos de tensión y horizontales. Es vital para el proyectista tener bien claro el valor de las resultantes de los esfuerzos que transmite el edificio y su línea de acción; siempre que sea posible se preferirá que los cimientos estén solicitados por una carga centrada, ya que de no ser así, con excentricidades importantes se producen incrementos de esfuerzos que ocasionan que el suelo se sobrecargue bajo alguna de las aristas del cimiento.
- b. Ser suficientemente resistentes, para que ante cargas verticales, no se presente punzonamiento.
- c. Soportar los esfuerzos de flexión que produce la reacción del suelo. Se debe tener en cuenta que si el cimiento es de poco espesor, es necesario disponer de un armado en la parte inferior para absorber las tensiones que allí se originan. Exceptuando el caso en el que las cargas sean ligeras, es más económico utilizar cimientos delgados, armados de tal manera que soporten las flexiones, que emplear cimientos macizos que por su gran peralte no necesitan de tal armado.
- d. Evitar apoyos irregulares, como es el caso en que parte de la cimentación se desplante en suelos blandos y el resto sobre roca.
- e. Utilizar cajones de cimentación (cimientos flotantes) cuando sea necesario apoyar sobre suelos compresibles, para compensar cargas económicamente sin recurrir a cimentaciones profundas.
- f. Soportar la agresividad de sulfatos, cloruros y otros agentes que se encuentren en el suelo o en el agua freática, y en ocasiones resistir la de elementos orgánicos tales como bacterias, hongos o insectos.
- g. Soportar la presión de agua cuando ésta exista.

A estos principios básicos cabe añadirles los que salen las normativas vigentes locales o nacionales.

Obras subterráneas

Toda construcción realizada por el hombre en el interior de la tierra con el fin de satisfacer alguna de sus necesidades se denomina obra subterránea. En el desarrollo de esta actividad de ingeniería, se han practicado excavaciones para extracción de minerales, conducción de agua, vías de comunicación, estacionamientos, sistemas de transporte masivo, depósitos de combustible, instalaciones energéticas, botaderos radioactivos, refugios y otros objetivos. Dependiendo de su uso, las obras subterráneas se pueden construir de diversas formas, destacándose las denominadas cavernas o cámaras, pozos y túneles.

Cavernas o cámaras.

Son excavaciones de grandes proporciones realizadas para fines mineros, casas de máquinas, depósitos de combustibles, refugios, estaciones de Metro y otros. Se caracterizan porque sus dimensiones conforman un espacio grande más o menos similar en todas las direcciones.

Pozos.

También llamados tiros o lumbreras, son obras subterráneas lineales en las que la dimensión longitudinal supera ampliamente la sección transversal y su eje es vertical o próximo a esta dirección. Dada su naturaleza, esta obra tiene la boca superior con salida a superficie u otra excavación subterránea, mientras la parte inferior puede ser ciega o desembocar en túnel o caverna.

Sus dimensiones transversales son muy variadas, desde unos cuantos metros hasta 10-20 m, e incluso más, mientras las longitudinales se pueden extender desde unos cuantos hasta cientos de metros.

Túneles.

Pertenecen a este grupo las obras subterráneas lineales, construidas horizontalmente o inclinada. Pueden tener entrada y salida a la superficie o también desembocar por uno o ambos extremos en otras obras subterráneas. Cuando un túnel sólo tienen una salida a superficie y su otro extremo es ciego, se le conoce como socavones. Las dimensiones transversales de los túneles pueden ser, desde unos metros hasta más de 15 m, mientras que su longitud, va de unos metros hasta decenas de kilómetros. Cuando la sección transversal de un túnel tiene pequeñas dimensiones y puede ser excavado normalmente por trabajadores que laboran de pie, recibe el nombre de galería. Si el túnel es de sección tan pequeña, que no puede ser excavado por trabajadores de pie, se les conoce como microtúnel; en este caso la excavación se realiza con maquinaria teledirigida desde el exterior.

II. Tipos de fallas.

Los factores que afectan la estabilidad de las cimentaciones son numerosos, y no resulta fácil clasificarlos en grupos. Sin embargo, generalmente la falla de una cimentación puede deberse a:

- 1) Investigación del subsuelo insuficiente, o interpretaciones erróneas de los resultados de tal investigación en el caso de efectuarse.
- 2) Errores de proyecto de la cimentación.
- 3) Utilización de procedimiento, equipo o mano de obra defectuosos en la construcción de la cimentación.
- 4) Falta de previsión suficiente en el proyecto los fenómenos naturales, incluyendo condiciones térmicas, biológicas, lluvias, inundaciones, etc.

Fallas de estudios de mecánica de suelos.

En la actualidad es poco frecuente que se proyecten cimentaciones sin una investigación del sitio, aunque si abundan las investigaciones deficientes. El informe del estudio geotécnico de cimentaciones, es generalmente satisfactorio en su aspecto formal, pero a menudo los resultados de la investigación no son valorados adecuadamente, o su interpretación no es correctamente comprendida por quienes lo realizaron. En muchos casos, la colaboración entre los que efectúan la investigación del subsuelo y los responsables de la obra, es inexistente. Es importante que el ingeniero y el constructor estén enterados de los resultados de todos los ensayos del sitio y que tomen en cuenta, particularmente, las variaciones de las propiedades del subsuelo. Es importante también, que quien efectúa la investigación y ensayos de laboratorio, conozca la naturaleza de la estructura y las exigencias de la cimentación. Debe existir una íntima colaboración entre el ingeniero y el proyectista y el constructor, no solamente antes del proyecto de cimentación, sino también durante la construcción, por si existieran cambios en el suelo o en el proyecto.

Debe tenerse en cuenta que las propiedades mecánicas de un suelo no pueden ser juzgadas con precisión, basándose en los resultados de sondeos y ensayos de laboratorio, pues cambios inesperados de importancia pueden ser descubiertos solamente cuando la excavación está en proceso, o cuando la cimentación está en construcción. Por esta razón, debe existir una permanente y estrecha colaboración entre el especialista geotécnico, proyectista y constructor, cuando se efectúan los estudios del proyecto y durante la construcción, y cuando la obra está terminada el investigador debe medir todos los asentamientos y compararlos con las hipótesis y cálculos preliminares. Siempre que sea posible, es deseable que los responsables de las cimentaciones de las estructuras vecinas sean consultados.

Como origen de fallas puede estar el mal tratamiento que pueden recibir las muestras del suelo, ya sea en la extracción, en el manejo o en el envío al laboratorio; esto es particularmente delicado en suelos sin cohesión y en los suelos estratificados. Otra fuente frecuente de datos erróneos es la investigación deficiente del agua subterránea y en particular del estado de presiones en el agua. Un examen del lugar no puede ser satisfactorio, si no se toman los posibles cambios en las corrientes del agua superficial debido a la supresión de la vegetación, la permeabilidad de la superficie en el terreno adyacente a la cimentación y el efecto del peso de la estructura. Una adecuada investigación es imprescindible en estructuras importantes; puede ser ajustada o por condiciones del subsuelo y/o proyecto.

Fallas de diseño estructural.

En algunos casos un proyecto no satisfactorio es debido a una investigación informal del lugar, o a la falta de colaboración entre el especialista geotécnico, proyectista y constructor. En el caso de obras hidráulicas, los errores de proyecto pueden ser resultado de fallas al efectuar ensayos de modelos para determinar efectos de subpresión, infiltración y socavación. Otra causa importante de errores de proyecto, es la mala apreciación al considerar la interacción, suelo-estructura, o la deformación del subsuelo.

Por otra parte, pueden realizarse inversiones excesivas en conseguir cimentaciones rígidas para estructuras que no sean afectadas seriamente por asentamientos diferenciales.

Otra fuente de fallas es elegir un tipo de cimentación inapropiada para el tipo de estructura que debe soportar.

Las cargas pueden no ser tomadas en cuenta correctamente, o hacer una incorrecta consideración de posibles cambios en el subsuelo, debido, a vibraciones, socavaciones, construcción de estructuras en las cercanías y sismos.

El uso de cimentaciones separadas con distinta capacidad portante, para soportar la misma carga en diferentes puntos de un edificio, o el uso de cimentaciones separadas similares para soportar cargas diferentes, ha sido también causa de fallas, particularmente cuando no hay juntas de separación entre las partes de la estructura que permitan asentamientos diferenciales.

Fallas de construcción.

La firmeza de una cimentación no depende solamente de un proyecto correcto y del uso de materiales y procesos adecuados. Es igualmente importante la forma de ejecutar el trabajo, puesto que el procedimiento adoptado por el constructor y la calidad de equipo y mano de obra, afectarán la resistencia de la construcción y en muchos casos impiden lograr lo previsto por el proyectista.

En algunos casos, las condiciones de las formaciones geológicas y del agua subterránea pueden ser tales, que la cimentación puede ser construida económicamente, solamente mediante el uso de un tipo especial de construcción o de un método especial de desagüe del terreno. La correcta elección de los métodos de construcción, son solamente el resultado de suficientes conocimientos teóricos y de la experiencia suficiente. Las estructuras defectuosas son debidas en general a descuidos, pero también pueden ser resultado de proyectos inadecuados o de mala construcción, o de investigaciones no satisfactorias de las propiedades del subsuelo.

Asentamientos debido a las excavaciones.

Todo proceso de excavación está asociado a un cambio del estado de esfuerzo del suelo. Este cambio está inevitablemente acompañado por deformaciones, que toman la forma de hundimiento del área que rodea la excavación, de movimiento hacia adentro del suelo situado en los bordes y de bufamiento de suelo localizado abajo del fondo.

No puede realizarse ninguna excavación sin alterar el estado de esfuerzo en cierto grado, por lo que se considera inevitable que se produzcan algunos movimientos de las estructuras colindantes. Sin embargo a estos movimientos pueden añadirse otros debidos a la mala técnica de construcción, los cuales se consideran como innecesarios y por lo tanto, deben evitarse.

Las causas más comunes de las fallas en los soportes del terreno, alrededor de una excavación son: carencia de suficiente resistencia, fugas de agua a través de los ademes y no tener en cuenta la posibilidad de cambios en la presión lateral del terreno.

Para evitar los riesgos en excavaciones, el constructor necesita estar familiarizado con los diferentes procedimientos de excavación y de apuntalamiento de los cortes.

Excavaciones en arena.

La arena que se encuentra arriba del nivel freático comúnmente esta húmeda y posee suficiente cohesión aparente, con lo cual puede facilitarse la excavación. En los cortes grandes correctamente apuntalados, el asentamiento de la superficie del terreno colindante, usualmente no excede de 0.5% de la profundidad del corte y la influencia del asentamiento no se extiende lateralmente a una distancia mayor que dicha profundidad.

Cuando se hacen grandes cortes en arena, debajo del nivel freático, es aconsejable abatirlo antes de la construcción evitando el uso del bombeo superficial con cárcamos y zanjas, y abatir el agua por abajo del fondo de la excavación. Después es posible proceder a la excavación, sin que se produzcan más asentamientos que los correspondientes a la misma excavación hecha en la arena húmeda. Sin embargo, el proceso de abatir el nivel freático puede por sí mismo producir asentamientos en ciertas condiciones.

Excavaciones en arcilla.

Cuando se efectúan excavaciones en arcilla blanda, el peso del suelo vecino a sus bordes actúa como sobrecarga sobre el suelo situado al nivel del fondo de las mismas y se desarrollan fuerzas laterales en el subsuelo. Si la profundidad de la excavación llega a ser tan grande que su peso alcance la capacidad de carga del suelo correspondiente al fondo, son inevitables grandes movimientos, sin que importe el cuidado con el que se hayan apuntalado los frentes del corte.

Si los costados permanecen sin apoyo, aún por corto tiempo, también pueden producirse movimientos laterales. Estos movimientos pueden producir asentamientos apreciables en la vecindad.

Excavación en depósitos estratificados.

En algunos sitios, depósitos de arcilla o de otros materiales de baja permeabilidad, están subyacidos por materiales permeables (gravas o arenas). La excavación puede efectuarse sin dificultad a través de los suelos impermeables. Pero en materiales permeables subyacentes cuyos poros están ocupados por agua o gas, los materiales tienden a penetrar en perforaciones. En este proceso, los estratos de arcilla pueden socavarse debido a la remoción de la arena subyacente. Esto puede producir asentamientos aún a distancia considerable del punto en el que se haga la excavación.

Asentamientos debido a las vibraciones.

Las vibraciones tienen relativamente poco efecto en los suelos cohesivos, pero pueden ser importantes en materiales sin cohesión. La humedad en arenas arriba del nivel freático, proporciona suficiente cohesión aparente para retardar la modificación de la estructura de los granos; sin embargo, las arenas relativamente secas y las que quedan abajo del nivel de las aguas freáticas si pueda modificarla. Cualquier operación que produzca vibraciones en tales materiales, pueden ocasionar asentamientos apreciables en la superficie del terreno.

Las principales fuentes de vibración en las operaciones de construcción, son el hincado de pilotes y las voladuras.

Asentamientos debidos al abatimiento del agua freática.

Siempre que se hace descender el nivel freático, el peso efectivo del material entre la posición original y final de dicho nivel, aumenta del valor correspondiente al suelo sumergido al del suelo húmedo o saturado. Esto causa el aumento correspondiente de presión efectiva en todos los niveles abajo de la posición original del nivel freático, y produce deformaciones, de acuerdo con la relación esfuerzo-deformación, para el material en cuestión. Los anterior produce un asentamiento de la superficie del terreno que es proporcional al descenso del nivel freático.

Efecto del abatimiento de nivel freático en arenas.

Un solo aumento de la presión efectiva en una masa de arena no produce ordinariamente asentamientos significantes, porque aún la arena suelta es relativamente incompresible. Sólo si la arena está extremadamente suelta, de manera que su estructura pueda sufrir un colapso, existe la posibilidad de un asentamiento importante. Por otra parte, las fluctuaciones del nivel freático pueden producir por último, grandes asentamientos, debido a que la deformación de la arena aumenta perceptiblemente con cada aplicación de carga.

Efecto del abatimiento del nivel freático en estratos de arcilla.

El abatimiento del nivel freático en un estrato de arcilla, aumenta la presión intergranular y debido a la compresibilidad de aquella, los asentamientos pueden ser grandes. El proceso de consolidación inicia al descender el nivel freático.

Defectos en la mano de obra y en los materiales.

La tendencia en muchas obras, es reducir costos mediante refinamientos en los cálculos estructurales, que conduce a esfuerzos altos en los materiales y a una disposición más económica de los elementos estructurales. Algunos principios relativos a la práctica de la construcción están también sujetos a normas y reglamentos. La obra puede ser fácilmente controlada en la etapa de proyecto, pero es más difícil controlarla cuando se realiza la excavación.

El resultado es que el margen de seguridad puede ser menor, por esfuerzos más altos en los materiales y procedimientos utilizados, por lo que en consecuencia no siempre están de acuerdo con los supuestos en el proyecto. En el proyecto de las cimentaciones es indispensable un minucioso conocimiento de las propiedades y del comportamiento del subsuelo, pero esto no es posible si la obra falla en el esfuerzo por obtener una construcción económica y rápida. La resistencia del terreno y la de los materiales usados en las cimentaciones, depende más que la mayoría de otros materiales estructurales, de la calidad de la mano de obra. Existe a menudo una tendencia de parte del personal de obra de dar poca importancia a los requisitos de calidad; ellos deben ser controlados más estrictamente, pues se ha visto que en muchos casos, desvían las instrucciones del ingeniero poniendo en riesgo varios factores como lo es la seguridad y la calidad de la construcción, por darle más importancia a la rapidez en la ejecución de los trabajos.

Fallas por acciones ambientales.

Este tipo de fallas son debidas, directa o indirectamente, a causas naturales, tales como cambios de resistencia del terreno, cambios en la presión del agua, socavaciones, deslizamientos de terrenos, cambios de temperatura, efectos biológicos y sismos.

Influencias del agua.

Defectos debido al agua subterránea.

La presencia de agua en el terreno tiene una influencia natural sobre el método de construcción de las cimentaciones. Además, como constituyente del terreno, el agua tiene una relación importante sobre su resistencia y su estructura. El nivel de agua subterránea, la cantidad de agua contenida en el terreno y la velocidad de su caudal, son susceptibles de cambios durante la construcción de la cimentación, y luego de su terminación, y esos cambios pueden tener serias influencias sobre el método de construcción pudiendo también afectar la seguridad de la estructura. Los intentos que se pueden hacer para anticiparse a tales cambios, pueden tener influencia en el proyecto y en el método de construcción de la cimentación.

Entre los problemas a ser considerados están:

- a. Aflojamiento del terreno debido a la acción de socavación por la infiltración del agua subterránea.
- b. Los cambios en el nivel del agua subterránea.
- c. El efecto de las crecidas.
- d. Cambios en las propiedades estructurales del terreno con cambios en el contenido de agua.

Daños provocados por inundaciones.

Las inundaciones repentinas pueden ser muy destructivas, debido a la gran e incontrolable presión de grandes volúmenes de agua moviéndose a considerables velocidades. Las inundaciones no sólo son una fuente de peligro para las cimentaciones ya construidas, sino que también son capaces de inundar los trabajos de cimentación que están en proceso. En zonas donde frecuentemente ocurren inundaciones se deben tener en cuenta para el proyecto de las estructuras, las máximas cargas y los máximos esfuerzos que puedan producirse.

Falla económica por sobrediseño.

Como todas las partes de la estructura, la cimentación debe llenar las máximas condiciones de seguridad y economía; por lo que su aplicación debe ser racional para evitar diseños defectuosos, ya que si ésta es excesivamente segura, no solo implicará costos elevados, si no también problemas de construcción.

Es frecuente que para cada estructura existan varias alternativas de cimentación igualmente seguras, entre las que debe elegirse la más apropiada al caso. Esta será la que además de cumplir los requisitos básicos de seguridad, sea más económica y de fácil realización; lo que implica un buen conocimiento y criterio de los aspectos técnicos, de construcción y de costos.

El costo de las fallas.

La falla de una cimentación puede ser de tal naturaleza, que haga imposible repararla a un costo económico; en tal caso, la pérdida puede exceder el costo total de la cimentación y de la superestructura.

En otros casos al costo de las medidas de reparación, se le deben agregar las pérdidas debidas a las dificultades o interrupciones que puede sufrir el uso del edificio. En muchos casos la falla de la cimentación puede ocasionar la pérdida de vidas humanas.

Cuando una falla es el resultado de un intento de economizar el costo de la cimentación, la pérdida en los casos registrados, ha representado varias veces el ahorro que el proyectista o el constructor trató de efectuar.

La adopción de una cimentación aparentemente económica y simple, o la adopción de un método no recomendable para la eliminación de agua del suelo, puede llevar después de una lucha, sin éxito y costosa, contra dificultades inesperadas, a acudir a una cimentación profunda más costosa que la proyectada en un comienzo. En algunos casos las dificultades y las consiguientes demoras halladas en la construcción de una cimentación supuestamente económica, puede dar como resultado una cimentación más mala y costosa que otra mejor, pero relativamente más cara.

Tratamiento de cimentaciones.

Por lo general, el proyecto y obra de recimentación de un edificio son complicados, laboriosos, lentos y costosos, con frecuencia más que una cimentación nueva.

Varios factores determinan el tipo conveniente de tratamiento, entre ellos los daños, las características del edificio y del subsuelo, colindancias, costos, tiempo y facilidad constructiva, riesgos.

El tratamiento de una cimentación comprende una o más de las siguientes acciones:

- Refuerzo y cambios de la cimentación.
- Reducción de cargas.
- Enderezado del edificio.

Refuerzo y cambios de la cimentación.

- a. Adición de pilotes.
- b. Sustitución por pilotes especiales.
- c. Ensanchamiento de la cimentación.
- d. Otros.

Reducción de cargas.

- a. Reducción del número de pisos.
- b. Aligeramiento de pisos, acabados, etc.
- c. Cambio de uso del edificio.
- d. Impermeabilización de cajones
- e. Otras medidas

Enderezado del edificio.

- a. Aplicación de cargas excéntricas mediante gatos, anclajes, lastre.
- b. Consolidación por bombeo.
- c. Otros procedimientos.

III. Riesgos en obras subterráneas y cimentaciones.

Identificación y análisis de riesgos.

Riesgo. Es un evento o condición incierta que si se presenta, tiene un efecto negativo (amenaza) en la vida de un proyecto y tiene su origen en la incertidumbre.

Oportunidad. Es un evento o condición que si se produce causa un efecto positivo en la fase de un proyecto, proporcionando las posibilidades de éxito al gestionarse oportunamente.

Planificación de la gestión de riesgos. Decidir cómo enfocar, planificar y ejecutar las actividades de gestión de riesgos para un proyecto.

Identificación de riesgos. Determinar qué riesgos pueden afectar al proyecto y documentar sus características. La identificación de riesgos es un proceso iterativo porque se pueden descubrir nuevos riesgos a medida que el proyecto avanza a lo largo de su ciclo.

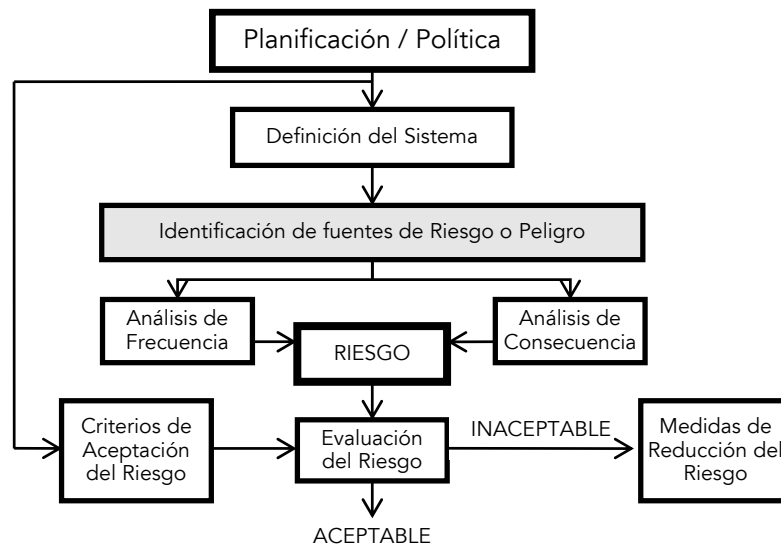
Administración de riesgos. Consiste en identificar y enlistar los peligros potenciales asociados con las actividades de un proyecto, asignando a cada peligro una probabilidad de ocurrencia y señalando un índice de severidad de las consecuencias.

El siguiente paso incluye la definición de medidas para reducir la probabilidad de ocurrencia de un nuevo evento y reducir la severidad de la consecuencia (las llamadas "medidas de mitigación").

Promover riesgos compartidos. El objetivo de las conclusiones a que han llegado los Grupos de Trabajo, es distribuir en forma más equitativa el riesgo de la construcción subterránea entre el Propietario, el Diseñador, el Contratista y el Supervisor.

Análisis y manejo del riesgo.

Recomendaciones de la Asociación Internacional de Tuneles y la Asociación Internacional de Tuneles y Excavaciones Subterráneas (ITA-AITES).



Los riesgos asociados a la Geología e Hidrogeología pueden depender de:

- Investigaciones limitadas a las fases de diseño o construcción.
- Falta de accesibilidad al sitio.
- Pruebas inapropiadas en el sitio o en el laboratorio.
- Insuficiente entendimiento del comportamiento de la masa de suelo o roca.
- Insuficiente entendimiento de la respuesta de la masa de suelo o roca al tuneo.
- Insuficiente entendimiento de mecanismos peculiares de falla del terreno.
- Falta de un mapeo sistemático del frente durante la construcción.
- Falta de una validación actualizada del modelo geológico e hidrológico durante la construcción.
- Condiciones locales diferentes a las consideradas en el diseño.

Los riesgos asociados al Diseño, pueden depender de:

- Poca experiencia del diseñador.
- Análisis incompleto de escenarios de riesgos potenciales
- Escasa información relativa a la exploración de suelo y ensayos de laboratorio.
- Información anterior poco confiable.
- Evaluación incompleta de las condiciones de carga actuando sobre el revestimiento.
- Soluciones propuestas de baja o difícil constructibilidad.
- Falta de flexibilidad en el diseño para adaptarlo a las condiciones reales del terreno.
- Métodos inadecuados para predecir asentamientos y daños potenciales a edificios e instalaciones existentes, debidos al hundimiento regional.
- Inadecuada definición de los rangos de operación de los parámetros clave de la máquina tuneladora.
- Falta de predefinición de los límites de los umbrales de los parámetros monitoreados.
- Pobre o falta definición de la cantidad de mediciones.
- Pobre o falta definición de criterios de disparo para activar las mediciones.
- Falta de normatividad para el diseño de los revestimientos primario y secundario.

Los riesgos asociados a la Construcción pueden depender de:

- Selección inapropiada de procedimientos constructivos.
- Pobre administración del periodo denominado “curva aprendizaje”.
- Falta de experiencia del Contratista.
- Falta de experiencia del personal.
- Procedimientos inadecuados.
- Incompatibilidad de la máquina tuneladora con el terreno.
- Afectaciones a la superficie y al entorno, provocados a la entrada y salida de la máquina tuneladora.
- Fallas mecánicas mayores.
- Logística inadecuada.
- Presión del frente inadecuada.
- Inyección del espacio anular inadecuada.

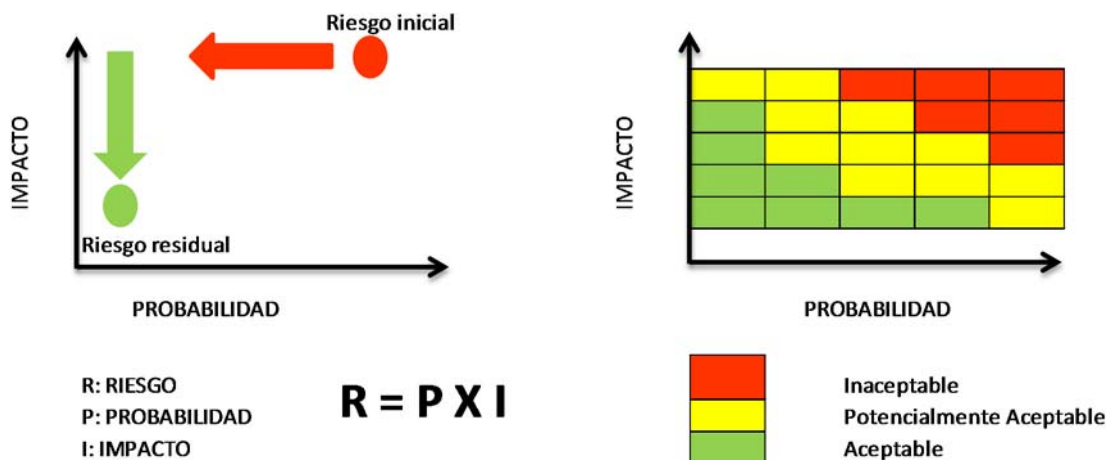
- Deficiente estanqueidad de los sellos de las dovelas
- Escasez de parámetros de control de la máquina tuneladora y/o revisión e interpretación.
- Muestreo ineficiente adelante del frente.
- Ocurrencia de inestabilidades.
- Funcionamiento o comportamiento de la máquina tuneladora inadecuado.
- Desviación entre el sistema de comportamiento de la máquina en el terreno contra el teórico.
- Falta de recursos (económicos, maquinaria, materiales, personal).
- Daños a estructuras superficiales y/o subterráneas.

Clasificación de riesgos.

Las acciones que deben tomarse para cada riesgo, dependen en gran parte de cómo se clasifiquen los riesgos. A continuación un ejemplo de dichas acciones:

- INACEPTABLE:** El riesgo deberá reducirse por lo menos a NO deseado haciendo caso omiso de los costos que representen la mitigación del riesgo.
- NO DESEADO:** Las medidas de mitigación del riesgo serán identificadas. Las medidas se implementarán siempre que los costos no sean desproporcionados en relación a la reducción obtenida.
- ACEPTABLE:** El riesgo se manejará a lo largo del proyecto. No se requiere considerar mitigación del riesgo.
- DESPRECIABLE:** No es necesario considerar acciones posteriores para mitigar el riesgo.

Principios de la administración de riesgos.



En la práctica, el grado de riesgo asociado con una probabilidad de impacto está valuado y éste valor, puede calcularse como el producto de la probabilidad (en porcentaje) y el índice de severidad (o impacto) como un porcentaje del valor máximo convencional, definiendo el “nivel de riesgo inicial”.

La industria de seguros, especialmente la industria de reaseguros, promueve muy activamente el manejo de riesgos en todas las etapas de un proyecto con objeto de minimizar pérdidas por aseguramientos.

Antes de iniciar el diseño y construcción de una obra, el primer paso es identificar los riesgos potenciales asociados al proceso de excavación (geología, diseño, construcción) y evaluar la probabilidad de su ocurrencia y las consecuencias potenciales (impactos o daños).

El segundo paso es decidir si el nivel de un riesgo identificado necesita la aplicación de medidas de mitigación, para en caso necesario sean diseñados para su eventual activación durante la construcción. La aplicación de un Plan de Manejo de Riesgos requiere que el diseño sea desarrollado utilizando métodos probabilísticos y checado, en caso necesario, para optimizar su ejecución, utilizando la metodología del Plan de Administración de Riesgos:

Principios del Plan de Administración de Riesgos.



Un componente esencial de un Plan de Administración de Riesgos (PAT), es un Plan de Manejo de Riesgos (PMR), el cual incluye los siguientes pasos:

- Identificación del riesgo.
- Cuantificación del riesgo.

- Respuesta inicial a la identificación de los riesgos (medidas de mitigación, incluyendo alternativas correctas para el diseño y construcción).
- Evaluación del riesgo residual.
- Predefinición de mediciones de riesgos residuales.

La ingeniería de estructuras subterráneas en medios ambientes urbanos congestionados, tiene que basarse en la suposición de que prácticamente no se tiene certeza acerca de los principales parámetros de entrada: la interpretación geotécnica y geomecánica del comportamiento del terreno, la valorización de la interacción entre la estructura del túnel y el medio que la rodea, las variables de la construcción y los factores del mercado, y la opinión y respuesta de los usuarios finales de la infraestructura que se construirá.

La ingeniería de una obra subterránea es una actividad iterativa, iniciando en bases probabilísticas, que deben involucrar:

- I. Una comparación con la realidad, gradualmente revelada por la construcción, y
- II. Una modificación del diseño inicial y los ajustes consiguientes al diseño inicial, involucrando la realidad a través de un proceso de diseño dinámico y continuo (implementación, monitoreo, verificación y optimización del diseño), hasta que se terminen los trabajos, momento en el cual el diseño estará completo.

Las incertidumbres y los riesgos son aspectos reales, con los cuales, por un lado la gente moderna ha aprendido a vivir y por otro, los actuales diseñadores y contratistas se enfrentan constantemente a un manejo y análisis de eventos potenciales o peligros que son la base de los riesgos.

El objetivo de un diseñador de obras subterráneas, es enfrentar los riesgos, entenderlos, cuantificarlos y mitigarlos, en otras palabras, manejarlos a través del diseño, monitorearlos durante la construcción controlando las operaciones de construcción de acuerdo a la mejor práctica y actualizando el diseño.

A continuación se presenta un ejemplo simplificado de un listado de riesgos y las causas relacionadas, referidas a la información de entrada y al método de construcción, en un proyecto de tuneleo mecanizado en zona urbana.

FAMILIA DE RIESGOS	CAUSAS	
	DISEÑO	CONSTRUCCIÓN (MECANIZADA).
GEOLOGÍA	– Recopilación insuficiente de datos. – Insuficiente trabajo de campo de geólogos expertos. – No se involucra a expertos locales. – Escasez de investigaciones del sitio para reducir incertidumbres locales. – Necesidad de validación del modelo geológico durante las actividades de pre-construcción (perforaciones para instalar en el terreno equipos de monitoreo). – Falta de validación del modelo geológico durante la construcción (exploración hacia adelante, mapeo del frente). – Recopilación insuficiente de datos.	– TBM sin equipo para explorar adelante – No hay un mapeo sistemático del frente durante el mantenimiento del cortador y cuando es posible – Carencia de controles estrictos de presión del frente para mantener la estabilidad del mismo. – Suministrar personal con suficiente experiencia.
HIDROGEOLOGÍA	– Insuficiente recopilación de información. – Inicio tardío en la recopilación de información. – Grupos de información disponible no significante estadísticamente. – Pruebas insuficientes tanto en el sitio como en el laboratorio. – Mecanismos de falla del terreno asociados a tuneleo no completamente entendido.	– Piezómetros insuficientes. – Insuficientes estudios de correlación entre datos de lluvias contra lecturas de piezómetros. – Instalación tardía de instrumentos. – Monitoreo de instrumentos no instalados.

GEOTECNIA	– Recopilación insuficiente de información. – Grupos de información disponible no significativa estadísticamente. – Pruebas insuficientes tanto en el sitio como en el laboratorio. – Las pruebas no son adecuadas para definir todo el comportamiento peculiar del terreno. – Diseño utilizando solo parámetros promedio. – Mecanismos de falla del terreno asociados a tuneleo no totalmente entendido.	– Escasez de control del material excavado. – Falta de correlación entre parámetros de la TBM y las condiciones geotécnicas en el frente del túnel.
Procedimiento constructivo (EPB-TBM) EMPUJE	– Rangos para operar la presión del frente no pre-establecidos. – Rangos para operar la presión del frente calculados por métodos inadecuados. – Falta de disposiciones para el modo de avance. – Falta de disposiciones para validar el modo de avance y las presiones de frente durante la construcción de acuerdo a las condiciones encontradas. – Insuficiente recopilación de información de potenciales interferencias con estructuras.	– Escasez de controles automáticos de los parámetros clave para el empuje. – Presión del frente fuera de los rangos pre-establecidos. – Modo de avance no consistente con lo pre-establecido. – Falta de procedimientos de validación del modo de avance y presiones del frente durante la construcción. – Condiciones inesperadas del terreno que ocasionan pérdidas de presión. – Suministro de personal con suficiente experiencia.
Procedimiento constructivo (EPB-TBM) REVESTIMIENTO	– Insuficiente refuerzo en las dovelas. – Baja o equivocada resistencia a la presión de los sellos. – Insuficientes condiciones de consideraciones de carga durante el dimensionamiento de las dovelas. – Escenarios críticos no considerados durante el dimensionamiento de las dovelas.	– Falta de controles de calidad durante la producción de dovelas. – Falta de controles de calidad durante la construcción. – Falta de mantenimiento. – Instalación deficiente. – Deficiente manejo y almacenaje de las dovelas durante su transporte y en el sitio. – Suministro de personal con suficiente experiencia.

La Administración de Riesgos formal, se ha convertido en una herramienta importante en muchos campos técnicos y ha sido más ampliamente aceptada por la industria de túneles y obras subterráneas. Actualmente se ha vuelto más común para proyectos subterráneos llevar a cabo sistemática y continuamente una conducta formal para evaluaciones serias de la Administración de Riesgos en todas las etapas de planeación, diseño, construcción y operación.

Proceso de identificación y clasificación.

Para tal fin, deben considerarse causas comunes que ocasionan riesgos como:

- Complejidad y madurez de la tecnología aplicada.
- Condiciones adversas inesperadas de las condiciones geológicas e hidrológicas.
- Incompetencia técnica o directiva.
- Errores humanos.
- Falta de suficiente coordinación y comunicación entre los actores internos y externos.
- Combinación de eventos severos no deseados que individualmente no son críticos.

Ejemplos de riesgos.

- Riesgos a la salud y seguridad de los trabajadores, incluyendo al personal lesionado y al que pierde la vida.
- Riesgos a la salud y seguridad de terceros.
- Riesgos a las propiedades de terceros, especialmente edificios y estructuras existentes, edificios históricos e infraestructura sobre y debajo del terreno.

- Riesgos al medio ambiente, incluyendo contaminación a la tierra, al agua, al aire y daños a la flora y fauna.
- Riesgos para el Cliente y el Contratista en la demora de la terminación de la obra
- Riesgos para el Cliente y el Contratista en términos de pérdidas financieras y costos adicionales imprevistos.

Estrategia para el manejo de riesgos.

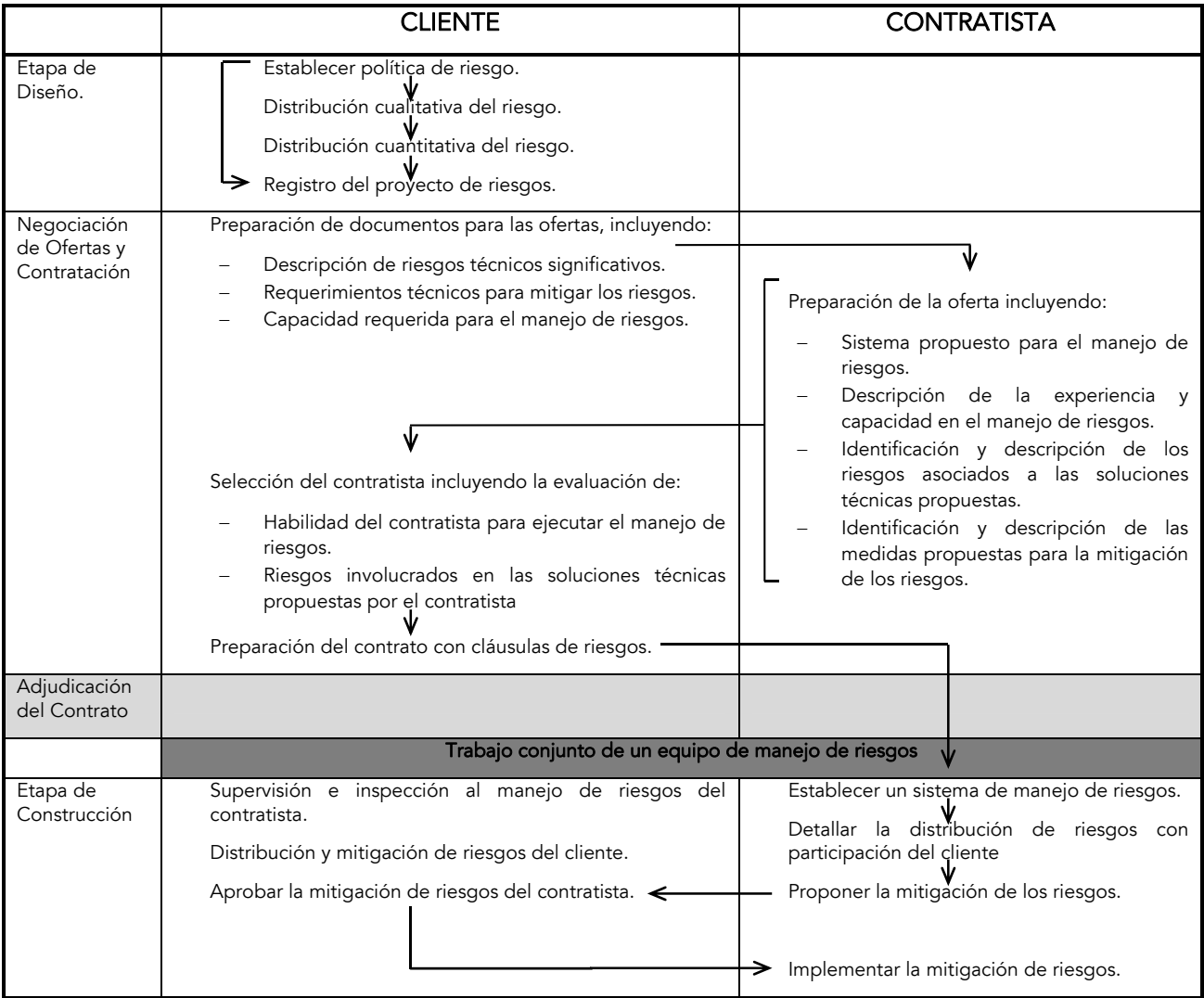
1. Una definición de las responsabilidades que tienen en el manejo de riesgos todas las partes involucradas (los diferentes departamentos dentro de la organización del Cliente, Consultores, Contratistas).
2. Una corta descripción de las actividades que deben llevarse a cabo en las diferentes etapas del proyecto con objeto de lograr los objetivos.
3. Un esquema para usarse en el seguimiento de los resultados obtenidos a través de las actividades del manejo de riesgos, mediante el cual la información sobre los riesgos identificados (naturaleza y significado), esté accesible en un formato que puedan compartir las distintas partes y al cual pueda anexarse un registro para comprender el riesgo.
4. Seguimiento de los supuestos iniciales con relación a la fase de operación.
5. Monitoreo, auditorías y revisiones de los procedimientos.

Política de riesgos.

Los objetivos generales para la definición de una política de riesgos a lo largo de un proyecto, deben asegurarse a través del mismo mediante:

- Identificación de los riesgos.
- Identificación de las medidas para eliminar o mitigar los riesgos.
- Implementación de las medidas para eliminar o mitigar los riesgos donde sea económicamente factible o se requiera de acuerdo a los riesgos específicos que indique la legislación sobre salud y seguridad.

DIAGRAMA DE FLUJO DE ACTIVIDADES PARA EL MANEJO DE RIESGOS PARA EL CLIENTE Y EL CONTRATISTA. (ITA GRUPO NO. 2)



En los casos en que el nivel de riesgo inicial no es aceptable, las medidas de mitigación relevantes deben ser identificadas y diseñadas. Después de la aplicación de las medidas de mitigación, debe hacerse un análisis para redistribuir el nivel de riesgo remanente, obteniendo un nivel de riesgo actualizado, conocido como “nivel de riesgo residual” que debe compararse con el “costo global”, necesario para reducir o eliminar completamente el riesgo.

Plan para manejo de riesgos.

CASO: SLURRY SHIELD

Categoría del Riesgo: SUELO								
Evento No.	Evento de Riesgo	Antecedentes (Riesgos más importantes)	Valoración del Riesgo			Detección del Evento	Definición de la Mitigación (Medidas)	Riesgo Residual (>)
			Probabilidad de ocurrencia	Consecuencia o impacto	Riesgo Inicial			
1	Estabilidad del Frente contra alta presión	Una presión máxima de operación de la TBM superior a 5.5 Bars es la fuente de una mayor presión detectada. La presión del frente se selecciona básicamente en las condiciones hidrológicas y geotécnicas. En tanto que la probabilidad de este evento es baja, la consecuencia es de mayor impacto	Baja	Alta	Medio	El nivel del lodo en la cámara, la presión de confinamiento en la cámara, la medición de la parte sólida de suelo rezagada, el avance de penetración, los asentamientos en superficie monitoreados por las mediciones topográficas, la variación de los niveles piezométricos y las mediciones inesperadas de inclinómetros y extensómetros instalados desde la superficie	Las altas presiones se deben al agua y/o al suelo, por lo tanto deben tomarse acciones para reducir directamente esos factores. Debe llevarse a cabo la consolidación del suelo, mejorando las características mecánicas de los suelos y reduciendo la permeabilidad en forma apropiada. Otra solución para reducir las altas presiones puede ser el abatimiento del nivel freático instalando un sistema de pozos desde la superficie.	Medio
2	Presencia de Boleos	En suelos de formación glacial, pueden encontrarse fácilmente boleos, con tamaños variables de acuerdo al espesor del estrato y decreciendo a medida que se incrementa la profundidad. Si la clave del túnel por alguna razón se excava cerca de la parte inferior del nivel del suelo de formación glacial a lo largo del alineamiento del túnel, la presencia de boleos se limitará a la parte superior de la sección del túnel. La probabilidad de encontrar boleos pequeños y grandes es alta y baja respectivamente.	Alta (tamaño pequeño)	Medio (tamaño pequeño)	Medio	Una manera posible de detectar la presencia de boleos en el frente es mediante la sensibilidad y experiencia del operador, quien debe detectar un comportamiento anormal de la TBM, como vibraciones, ruidos, avance asimétrico o frenaje. En caso de boleos parcialmente se bloquea el flujo del retorno, inmediatamente se detecta un incremento de la presión y el nivel de la bentonita en la cámara. Otros medios apropiados son llevar hacia el frente del túnel métodos geofísicos.	Equipada con una trituradora, la TBM es capaz de avanzar y manejar boleos entre pequeños y medianos (500 a 700 mm). Si se encuentran boleos mayores, puede no ser suficiente instalar además rociadores de agua y bentonita, a veces es práctico acceder al frente del cortador para realizar una demolición mecánica. Sin embargo, en caso de una mitigación posterior, deben tomarse en consideración requerimientos de seguridad (por ejemplo: presión máxima de trabajo de 3 bars y tratamientos del suelo).	Medio
			Baja (tamaño grande)	Alto (tamaño grande)				
3	Interferencias artificiales	Existencia de sondeos hechos previamente						

Categoría del Riesgo: REVESTIMIENTO								
Evento No.	Evento de Riesgo	Antecedentes (Riesgos más importantes)	Valoración del Riesgo			Detección del Evento	Definición de la Mitigación (Medidas)	Riesgo Residual (>)
			Probabilidad de ocurrencia	Consecuencia o impacto	Riesgo Inicial			
1	Instalación de las dovelas geométrica incorrecta	Cada dovella debe colocarse y unirse con los elementos anteriores mediante conexiones. Estas deben ser capaces de asegurar la resistencia a la tensión y al corte y por consiguiente garantizar la correcta instalación, con el mínimo de tolerancias (10 mm máximo). Una instalación incorrecta puede presentarse en dos ocasiones diferentes por ejemplo, después del montaje con el erector y después de la inyección del mortero alrededor del anillo. En cada caso las consecuencias pueden ser afectación a los esfuerzos del concreto y/o del acero de refuerzo y a los	Medio	Alta	Alto	El control de la ocurrencia de este fenómeno es visual.	Un estricto procedimiento de instalación, un control continuo de las operaciones de inyección de los segmentos y de las presiones utilizadas, un máximo cuidado respecto a las operaciones mecánicas, el control de calidad, la conexión entre dovelas y en la resistencia del concreto, experiencia tanto de los diseñadores como del equipo de trabajo. Si es necesario, deben tomarse acciones adicionales, como mezclas de inyección especiales para las dovelas o instalación de marcos metálicos.	Medio

		sellos del revestimiento a lo largo de las juntas. La probabilidad de ocurrencia de este riesgo se asocia al aspecto estructural.						
2	Estanqueidad de las juntas	Las juntas son el sitio más delicado de una dovela en términos de los aspectos estructural y de estanqueidad. Las condiciones hidráulicas previstas y las secuencias de montaje pueden ser un riesgo de flujo de agua al interior del túnel durante la fase de explotación. Con objeto de incrementar el factor de seguridad contra un evento cuya ocurrencia no es remota y sus consecuencias no son despreciables, deben aplicarse medidas preventivas para reducir el riesgo de filtraciones. Estas consisten de una defensa adicional constituida por un sistema doble: un sello expansible cerca del estrados (para un efecto de largo plazo) y una banda de grasa expandible (para una acción de corto plazo) colocada en el espacio entre los dos sellos antes mencionados.	Media	Media	Medio	No hay forma de monitorear este evento antes de que ocurra. Cuando se está inyectando el mortero alrededor de las dovelas, algunos finos son capaces de cruzar la primer "barrera", que no reacciona inmediatamente llegando a la segunda (grasa) que al contrario, inmediatamente se expande al contacto con el agua y bloquea cualquier movimiento hacia el túnel. En consecuencia el fenómeno que nos ocupa, aparecerá en todo caso a largo plazo.	Pueden aplicarse tres acciones diferentes: i) Inyecciones locales por detrás de la junta dañada. ii) Montaje de un anillo circular metálico de emergencia acoplado con una membrana que se colocará firmemente entre el sitio de la filtración y los estrados del marco; debe contemplarse la colocación de una placa de acero a la medida equipada con un sello expandible, fijada al revestimiento por medio de tornillos de anclaje. iii) Reparación directa de la cara interna del revestimiento a lo largo de la junta dañada con un bloqueo directo de la trayectoria del flujo de agua.	Medio
3	Ovalización del anillo							

Categoría del Riesgo: RECURSOS

Evento No.	Evento de Riesgo	Antecedentes (Riesgos más importantes)	Valoración del Riesgo			Detección del Evento	Definición de la Mitigación (Medidas)	Riesgo Residual (>)
			Probabilidad de ocurrencia	Consecuencia o impacto	Riesgo Inicial			
1	TBM							
2	Sistema de Inyección de las dovelas							
3	Errores Humanos							
.	.							
n								

Categoría del Riesgo: ESTRUCTURAS EXISTENTES

Evento No.	Evento de Riesgo	Antecedentes (Riesgos más importantes)	Valoración del Riesgo			Detección del Evento	Definición de la Mitigación (Medidas)	Riesgo Residual (>)
			Probabilidad de ocurrencia	Consecuencia o impacto	Riesgo Inicial			
1	Tuberías de agua potable, drenaje, etc.							
2	Edificios en el área vecina							
.	.							
n								

(>) El riesgo residual después de la mitigación puede llegar a niveles medios o bajos. Un riesgo residual en el nivel bajo es aceptable. Si el riesgo residual en el nivel medio es inaceptable, se deben aplicar las medidas pre-definidas, durante la construcción, cuando los parámetros clave alcancen los niveles de alarma pre-definidos.

	Riesgo	Causa / Consecuencia	Impacto	Probabili dad	Riesgo	Mitigación	Impacto	Probabili dad	Riesgo
			I	P	I^P		I	P	I^P
			1= Muy bajo 5=Crítico	1= Muy bajo 5=Alta			1= Muy bajo 5=Crítico	1= Muy bajo 5=Muy alta	
RIESGOS TRAMO II									
A	GEOLOGÍA Y GEOHIDROLOGÍA								
1	Aumento importante en la cantidad de agua y/o aditivos para mejorar las características del material a excavar o cambio de sistema para rezagar.	Sobrecosió en el proceso de excavación.	5	4	20	Selección y aplicación de aditivos para mejorar las características del terreno y aumentar la velocidad de avance.	3	2	6
2	Excavación en frente mixto de arcillas y arenas limosas	Condición prevista en el diseño original de la tuneladora: Si Longitud de excavación: 971.00 mts (10+053-11+024) Abrasividad: Baja Consumo de herramienta de corte: Bajo Consumo de aditivos para tratamiento de terreno: Medio Velocidad de Avance: Media Intervenciones en la cámara hiperbárica: Baja Obturación del tornillo: Media	4	3	12	Uso de aditivos para facilitar el proceso de excavación. Stock en obra de elementos de desgaste y refacciones. Uso de banda como sistema de rezagado.	3	3	9
3	Excavación en frente mixto de suelos y arenas aluviales con gravas.	Condición prevista en el diseño original de la tuneladora: Si Longitud de excavación: 436.00 mts (11+024-11+460) Abrasividad: Media Consumo de herramienta de corte: Medio Consumo de aditivos para tratamiento de terreno: Medio Velocidad de Avance: Media Intervenciones en la cámara hiperbarica: Baja Obturación del tornillo: Baja	4	3	12	Uso de aditivos para facilitar el proceso de excavación. Stock en obra de elementos de desgaste y refacciones. Uso de banda como sistema de rezagado.	3	3	9
4	Excavación de frente mixto de depósitos lacustres y fluviales	Condición prevista en el diseño original de la tuneladora: Si Longitud de excavación: 1,586.00 mts (11+460-13+046) Abrasividad: Baja Consumo de herramienta de corte: Bajo Consumo de aditivos para tratamiento de terreno: Medio Velocidad de Avance: Media Intervenciones en la cámara hiperbárica: Baja Obturación del tornillo: Baja	4	3	12	Uso de aditivos para facilitar el proceso de excavación. Stock en obra de elementos de desgaste y refacciones. Uso de banda como sistema de rezagado.	3	3	9
5	Excavación en frente mixto de suelos y arenas aluviales.	Condición prevista en el diseño original de la tuneladora: Si Longitud de excavación: 354 mts (13+046-13+400) Abrasividad: Media Consumo de herramienta de corte: Medio Consumo de aditivos para tratamiento de terreno: Medio Velocidad de Avance: Media Intervenciones en la cámara hiperbárica: Baja Obturación del tornillo: Media	4	3	12	Uso de aditivos para facilitar el proceso de excavación. Stock en obra de elementos de desgaste y refacciones. Uso de banda como sistema de rezagado.	3	3	9

6	Excavación en frente de depósitos lacustres	Condición prevista en el diseño original de la tuneladora: Si Longitud de excavación: 5,661.00 mts (13+400-19+061) Abrasividad: Baja Consumo de herramienta de corte: Bajo Consumo de aditivos para tratamiento de terreno: Bajo Velocidad de Avance: Media Intervenciones en la cámara hiperbárica: Baja Obturación del tornillo: Baja	1	3	3	Uso de aditivos para facilitar el proceso de excavación.	1	2	2
7	Excavación en frente mixto de suelos y arenas aluviales.	Condición prevista en el diseño original de la tuneladora: Si Longitud de excavación: 1139.00 mts (19+061-20+200) Abrasividad: Media Consumo de herramienta de corte: Medio Consumo de aditivos para tratamiento de terreno: Medio Velocidad de Avance: Media Intervenciones en la cámara hiperbárica: Baja Obturación del tornillo: Media	4	3	12	Uso de aditivos para facilitar el proceso de excavación. Stock en obra de elementos de desgaste y refacciones. Uso de banda como sistema de rezagado.	3	3	9
8	Excavación en frente mixto de depósitos lacustres, arcillo-arenosos pumíticos.	Condición prevista en el diseño original de la tuneladora: Si Longitud de excavación: 1435.00 mts (20+200-21+635) Abrasividad: Media Consumo de herramienta de corte: Medio Consumo de aditivos para tratamiento de terreno: Medio Velocidad de Avance: Media Intervenciones en la cámara hiperbárica: Baja Obturación del tornillo: Baja	4	3	12	Uso de aditivos para facilitar el proceso de excavación. Stock en obra de elementos de desgaste y refacciones.	3	3	9
B. TÚNELES									
9	Presiones altas en línea de rezaga y tolva debido a cambios en el material a excavar.	Taponamientos en tubería de rezaga y tolva del tornillo sinfin, dando lugar a paros del proceso de excavación.	4	3	12	Aumento de la cantidad de agua y selección y aplicación de aditivos para mejorar la bombeabilidad del material. Uso de banda como sistema de rezagado.	3	3	9
10	Desgaste prematuro de equipos del escudo y herramientas de corte debido a cambios en el material a excavar.	Ingreso a la cámara de excavación entre lumbreras en contacto franco con el terreno natural para cambio de herramientas..	4	3	12	Selección y aplicación de aditivos o polímeros para homogenizar y amasar el material a excavar. Cambio de la herramienta de corte (dientes).	3	2	6
11	Atoramiento del Escudo-Faldón en los paros programados debido a las características del terreno.	Daños graves específicos en el sistema de articulación del escudo.	5	4	20	Lubricación perimetral del Escudo y Faldón antes de paros importantes.	4	3	12
12	Cruces bajo Gran Canal, avenidas principales y estructuras importantes.	Asentamientos en superficie o bufamientos.	3	1	3	Inyección anular con el volumen y la presión especificada. Avance controlando las presiones en el frente.	3	3	9
C. CONSTRUCTIBILIDAD									
C1. Lumbreras									
13	Desvíos en la verticalidad de los muros Milán.	Arcillas y limos de alta permeabilidad, similares a la zona de transición, lo cual, permite suponer que los problemas de inestabilidad que se presenten, sean mínimos.	3	2	6	Controles de verticalidad automáticos y manuales. Reforzamiento de la zona de desvíos.	2	3	6

Fallas presentadas en algunas Obras Subterráneas y Cimentaciones

C2. Diseño									
14	Incumplimiento de las normas y especificaciones del proyecto. Criterios de diseño del túnel.	Sancciones contractuales.	2	2	4	Estricto apego a normas, procedimientos términos de referencia y especificaciones particulares.	1	1	1
15	Información geológica y geotécnica limitada.	La escasa información geológica y geotécnica puede reflejarse en resultados conservadores.	2	3	6	Investigaciones adicionales.	2	2	4
16	Diseño de lumbreras oportuno.	Si no se tiene a tiempo el diseño de las lumbreras, se atrasa la construcción de las mismas y en consecuencia el montaje del EPB.	2	3	6	Elaborar el diseño de manera oportuna.	2	2	4
17	No cumplir con el programa de ejecución de ingeniería complementaria.	Falta de información Geotécnica, Geohidrológica, Geológica, criterios de diseño, parámetros de diseño, revisión y autorización no oportuna, que ocasionan atraso al programa de construcción	3	3	9	Obtención oportuna de la información necesaria y agilización de las autorizaciones.	2	3	6
18	Incremento de Instrumentación.	Definir ubicaciones y tipo de instrumentos adicionales	2	3	6	Instalar oportunamente la instrumentación necesaria	2	3	6
19	Sistema de abatimiento.	El no contar con los diseños conciliados oportunamente afecta la construcción de las lumbreras.	4	3	12	Conciliar oportunamente el número de pozos a instalar para construirlos a la brevedad.	2	2	4
C3. Tenencia de terreno									
20	Disponibilidad de terrenos para caminos de acceso, lumbreras e instalaciones en los sitios de trabajo.	La falta oportuna de permisos y liberación de predios puede ocasionar retrasos a la ejecución de las obras.	2	2	4	Gestión adecuada y oportuna para las liberaciones correspondientes.	1	1	1
21	Sitio para depósito final del material excavado.	Falta de tiros suficientes y adecuados, lo cual puede ocasionar la suspensión parcial o total de actividades en el túnel.	3	4	12	Gestión oportuna de los trámites correspondientes.	3	3	9
C4. Líneas de transmisión									
22	Disponibilidad de terrenos para caminos para instalaciones.	Falta de permisos y liberación de pasos de servidumbre que ocasionan cambios en las trayectorias de las líneas de transmisión.	2	2	4	Gestión adecuada y oportuna para las liberaciones correspondientes.	1	1	1
23	Disponibilidad oportuna en el suministro de energía eléctrica para lumbreras y túnel.	Puede ocasionar afectación a las operaciones de excavación y revestimiento.	3	4	12	Gestión oportuna ante CFE y en su caso utilización temporal de plantas de emergencia.	3	3	9
24	Aparición de vestigios arqueológicos en los sitios de trabajo.	Ante la obligada participación del INAH se pueden generar retrasos en la construcción de las líneas.	3	3	9	Iniciar la construcción de las líneas de manera anticipada.	1	2	2
25	Obras inducidas no detectadas a lo largo del trazo.	Suspensión temporal de los trabajos.	3	3	9	Realizar la detección oportuna de las interferencias con objeto de hacer los trámites ante todas las autoridades correspondientes.	1	2	2
C5. Instrumentación									
26	Falta de conocimiento oportuno del comportamiento real del túnel y lumbreras.	Falta de proyecto ejecutivo de instrumentación	2	2	4	Autorización de procedencia de elaboración de proyecto ejecutivo, su implementación, toma de lecturas, interpretación y pago	1	2	2
C6. Túneles									
27	Selección de equipo de excavación	Incompatibilidad de la EPB para excavar en las condiciones geohidrológicas contempladas en la ingeniería básica	3	3	9	Modificaciones que se requieran hacer a la EPB para que tenga la posibilidad de atacar los materiales que no fueron contemplados en la ingeniería básica	3	2	6

Fallas presentadas en algunas Obras Subterráneas y Cimentaciones

28	Intervenciones a través de la cámara hiperbarica	Mayor tiempo de paro del equipo, utilización de personal especializado y mayor costo de la intervención	3	3	9	Utilización de los aditivos acondicionantes del terreno más adecuados para disminuir desgaste de herramientas de corte	4	2	8
29	Desgaste prematuro de tornillo sinfín	Paros no programados en el equipo, mayores costos y utilización de personal especializado	3	2	6	Utilización de los aditivos acondicionantes del terreno más adecuados para disminuir el desgaste del tornillo sinfín	2	2	4
30	Pérdida de confinamiento del anillo por condiciones geohidrológicas inesperadas.	Deformaciones no contempladas en anillos	1	2	2	Reinyecciones en los anillos para detener el incremento de las deformaciones, utilizando mezclas de inyección adecuadas y verificando la limpieza de los ductos para inyección	1	2	2
31	Elevación de presiones en la tubería de rezaga por cambio de material	Taponamientos en la tubería de rezaga y en la torva del tornillo sinfín por condiciones geohidrológicas inesperadas	3	2	6	Selección y utilización de aditivos para el mejoramiento del material excavado	2	2	4
32	Suficiencia de transporte para suministro de materiales (Dovelas, materiales de consumo y de instalación provisional del túnel)	Los problemas sindicales, sociales, la distancia, etc. afectan a las operaciones del proceso de tuneleo.	3	2	6	Preparación logística adecuada	2	2	4
33	Suficiencia de transporte para acarreo de rezaga	Los problemas sindicales, sociales, la distancia, etc. afectan a las operaciones del proceso de tuneleo.	3	2	6	Preparación logística adecuada	2	2	4
34	Asentamientos a vías de ferrocarril a lo largo de la excavación	Afectaciones a la nivelación de vías	2	1	2	Renivelación de vías	1	1	1
35	Asentamientos en cruces de avenidas principales	Afectaciones en la estructura de la avenida (base, sub-base, carpeta, instalaciones subterráneas, etc.)	2	1	2	Reparaciones a estructura de avenidas e instalaciones subterráneas	1	1	1
36	Falta de stock de refacciones de consumo, herramientas de corte, piezas mantenimiento	Suspensión temporal de los trabajos	3	3	9	Autorización oportuna de la solicitud de dichas refacciones y certidumbre en cuanto al pago correspondiente	3	2	6
37	Tiempo escaso para capacitación del personal y entrega en condiciones óptimas de operación de la tunelera por parte del fabricante	Utilización de una nueva tecnología, que conlleva a un mayor tiempo de capacitación y práctica en su operación, para evitar errores y fallas mecánicas durante el proceso, debido a que se han presentado fallas prematuras para un equipo que se considera nuevo	3	2	6	Ampliar el plazo de capacitación del personal y puesta en marcha de la tunelera en buenas condiciones de operación por parte del fabricante	1	2	2
38	Fallas mecánicas de la EPB y su sistema de rezaga (Banda transportadora).	Debido a la excavación en terrenos que se encuentran fuera de los parámetros de diseño que pueden ocasionar fallas y reparaciones no previstas y por fallas prematuras considerando que se trata de equipos nuevos.	2	3	6	Dado que las refacciones son de origen extranjero, los tiempos de suministro pueden ser de hasta 5 meses, por lo que se requiere la autorización ágil de la procedencia a pago de un stock recomendado por el fabricante.	1	2	2
39	Mantenimiento inadecuado de la EPB y sus equipos auxiliares.	Falta oportuna de las acciones de mantenimiento que impactarán en el desempeño de la EPB	2	1	2	Una vez que se cuente con el programa de mantenimiento por parte del fabricante, se estará en condiciones de aplicarlo.	1	1	1
40	Adquisición inoportuna de refacciones de mantenimiento o de consumo de las EPB.	Falta de autorizaciones de procedencia para la adquisición, lo cual provoca suspensión total de los trabajos	3	2	6	Autorizaciones oportunas considerando que los suministros provienen del extranjero y con tiempos de entrega hasta 5 meses.	3	1	3
41	Falta de disponibilidad de especialistas eléctricos, mecánicos, hidráulicos, etc. en EPB's.	Como no se han utilizado máquinas de este tipo, no se tiene personal especializado en cantidad suficiente.	3	2	6	Implementar programas de capacitación con la duración necesaria.	2	2	4

Fallas presentadas en algunas Obras Subterráneas y Cimentaciones

42	Escasez de parámetros de control de la EPB y/o revisión e interpretación de los mismos.	Falla de algunos sensores que no transmiten el envío de señales al sistema de control de la EPB	3	2	6	Los proveedores deberán reparar los sensores dañados, para lo cual debe contarse con el stock de refacciones y personal especializado por parte de los mismos.	2	3	6
43	Falta de equipamiento para sondeos en el frente del EPB.	Presencia de materiales mixtos	1	3	3	Realizar sondeos exploratorios en el frente.	2	1	2
44	Falta de equipamiento para equipos de inyección de la EPB en el frente de la excavación.	Presencia de materiales mixtos	2	3	6	Instalación de equipos para realizar tratamientos de inyección en el frente y mejorar condiciones geotécnicas.	2	2	4
45	Desviación entre el sistema de guiado de la máquina durante la excavación contra el teórico.	Colocación incorrecta de las dovelas o fallas en sistema de guiado	3	2	6	Vigilar la correcta colocación de dovelas y el sistema de guiado.	1	2	2
46	Obtención en la rueda de corte por la presencia de material no arcilloso.	El material arcilloso puede obturar las aberturas de la rueda de corte, ocasionando un menor flujo de material en condición de excavación en modo cerrado	2	1	2	Utilización de acondicionantes adecuados a la arcilla.	1	2	2
47	Atascamiento de las bandas tanto horizontal como vertical debido a la plasticidad del material arcilloso.	Paro total de las bandas para la remoción y limpieza del material de excavación.	2	2	4	Utilización de acondicionantes adecuados a la arcilla.	1	2	2
48	Daño de los sellos del faldón de cola.	Entrada de agua con arrastre de materiales granulares lo cual ocasiona bajos rendimientos.	4	3	12	Garantizar el mantenimiento adecuado.	4	2	8
49	Daños de sellos del accionamiento principal.	Por falla del equipo de inyección de grasa se pueden dañar los sellos del balero principal.	4	2	8	Garantizar el mantenimiento adecuado.	3	2	6
50	Atascamiento por fricción entre la carcasa del EPB y el terreno.	Por las características de las arcillas existe la posibilidad de que el escudo tenga problemas de avance por resistencia a la fricción.	3	3	9	1 nstalación oportuna del equipo necesario para inyección de bentonita en la periferia de la carcasa.	2	3	6
51	Falta de equipamiento para la operación de la cámara hiperbárica.	Imposibilidad de utilizar la cámara hiperbárica.	3	1	3	Autorización de procedencia para la adquisición e instalación oportuna del equipo necesario para la operación de la cámara hiperbarica.	2	1	2
52	Enfermedades por descompresión en intervención hiperbárica.	Enfermedad incapacitante o muerte.	3	1	3	Autorización de procedencia para la adquisición de cámara médica hiperbarica y personal médico capacitado para operarla.	2	1	2
53	Falta de tipo y cantidad de obturadores para evitar la entrada del terreno a la EPB, a través de los sellos del accionamiento principal.	La presencia de presión total del suelo superior a la atmosférica puede ocasionar daños sobre los sellos de protección del balero principal.	3	3	9	Autorización de procedencia para la adquisición de obturadores.	2	2	4
54	Incertidumbre en la aplicación de los rangos para operar la presión del frente.	Presión del frente fuera de los rangos preestablecidos.	3	2	6	Actualizar datos conforme a la geohidrología real de acuerdo al comportamiento del frente.	2	2	4
55	Falta de conocimiento de tecnología de vanguardia.	Debido a que en los últimos años no se han construido túneles en México, no ha sido posible utilizar las tecnologías modernas desarrolladas a nivel mundial. Por lo anterior la utilización de nuevas tecnologías conlleva a la necesidad de mayores tiempos de capacitación, práctica y demora en la toma	3	3	9	Capacitación de todos los participantes en el proyecto, aunado a la necesidad de la pronta toma de decisiones de los distintos requerimientos del proyecto.	2	2	4

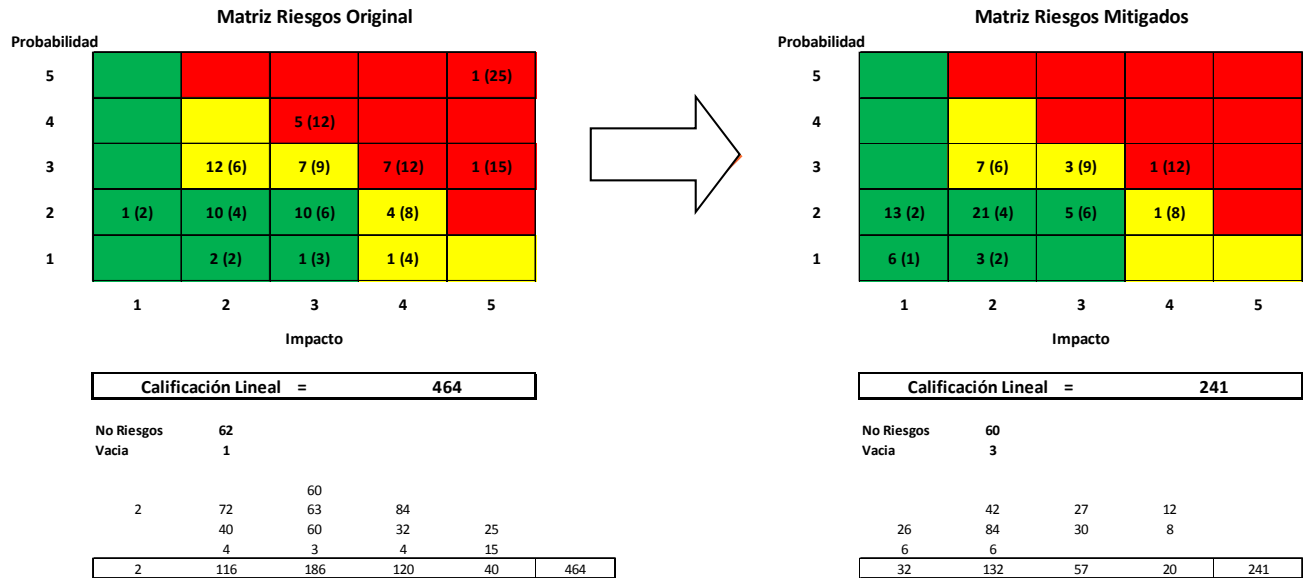
Fallas presentadas en algunas Obras Subterráneas y Cimentaciones

		de decisiones de parte de los distintos integrantes en este tipo de obra.							
C7. Revestimiento Primario									
56	No contar oportunamente con el diseño de dovelas	Demora en la excavación del túnel por falta de dovelas	2	2	4	Autorización de la procedencia del diseño, fabricación, suministro, colocación y pago de estas actividades.	1	2	2
C8. Revestimiento Secundario									
57	No contar oportunamente con el diseño del revestimiento	Demora en el inicio del habilitado del acero.	3	3	9	Autorización de la procedencia del diseño.	1	2	2
58	No contar oportunamente con el diseño y suministro de las cimbras	Demora en el inicio de los colados del revestimiento	2	3	6	Seguimiento oportuno a la fabricación de la cimbra.	2	2	4
D. IMPACTO AMBIENTAL Y SEGURIDAD									
59	Afectaciones al medio ambiente y entorno laboral	Daño ecológico, multas y sanciones	2	2	4	Apego a MIA, RIA, reglamentos internos de la empresa y seguimiento a los procedimientos generales.	2	1	2
60	Pérdida de Certificaciones ISO OHSAS	Sanción contractual	4	2	8	Cumplimiento y seguimiento al SIGE.	2	2	4
61	Defunciones y accidentes incapacitantes	Incremento de la prima de riesgo IMSS	3	4	12	Cumplimiento al Reglamento de Seguridad y apego a los planes e instructivos de seguridad e higiene.	2	3	6
62	Desastres por fenómenos naturales	Afectaciones a infraestructura, a obra ejecutada, maquinaria y equipo, personal, documentación, etc.	3	2	6	Ninguna	0	0	0
63	Inseguridad Urbana	Asaltos, daños a bienes inmuebles, afectación al recurso humano, robo de material o equipo topográfico, instrumentación, etc.	2	2	4	Resguardo a instalaciones con vigilancia estricta	1	2	2
64	Posibles afectaciones a terceros por ejecución del proyecto	Reclamos y denuncias	3	2	6	Ejecución de la obra con el mayor apego al proyecto y especificaciones	1	2	2
65		Paros parciales de actividades	4	1	4	Tener comunicación permanente con la comunidad	2	1	2

Matriz de probabilidad e impacto.

Calificación del riesgo= $P \times I$; Riesgo alto > 12

Análisis de Riesgos TRAMO I



Riesgos compartidos.

Adicional a los riesgos que lleva implícito el sector de la construcción, se han identificado varios aspectos relacionados directamente con la contratación, que se considera debieran promoverse como Riesgos Compartidos, a efecto de reducir el costo total de las construcciones.

Los siguientes conceptos buscan distribuir de forma más equitativa el riesgo de la construcción subterránea entre el propietario, el contratista, el supervisor y el diseñador.

1. Concurso y adjudicación del contrato.

El procedimiento para adjudicar un contrato debe ser justo, de manera que se satisfagan, tanto como sea posible, los objetivos del Propietario y del Contratista ganador.

Algunos Propietarios adjudican al Contratista cuya oferta económica es la más baja, otros no aceptan propuestas alternativas que puedan lograr el resultado deseado. Por otra parte, algunos Contratistas presentan ofertas tan bajas intencionalmente o no, que pueden crear situaciones encaminadas a disputas costosas y tardadas. La ejecución de conceptos extraordinarios, genera más incertidumbres que el tema sobre quien tendrá la responsabilidad sobre un riesgo en particular.

A fin de enfatizar la imparcialidad del proceso de licitación, y así poder inducir a una aplicación de esfuerzos tendientes a lograr que los riesgos sean más equitativos, se hacen las siguientes recomendaciones durante los procesos de concurso y adjudicación de contratos:

- I. Desechar las ofertas que contemplan condiciones o modificaciones sin precios.
- II. Alentar las ofertas que presenten alternativas de solución a los procedimientos especificados, respetando su confidencialidad. Es importante que dichas alternativas se

presenten junto con la oferta que cumpla lo señalado por el Licitante, por lo que resulta importante el tiempo requerido para preparación de ofertas.

- III. En la junta de aclaraciones debe buscarse que quede perfectamente claro lo que se pide, para que al momento de hacer las evaluaciones, puedan llevarse a cabo sobre bases que incluyan métodos y medios específicos.

2. Precalificación de contratistas.

Para el caso del tipo de obras que nos ocupa, es de la mayor importancia la experiencia previa de los Contratistas, la cual debe reflejarse en la preparación de propuestas realistas, pues los trabajos de construcción subterránea normalmente se llevan a cabo en un medio incierto y a veces hostil, en el cual las condiciones pueden cambiar rápidamente, lo cual obliga al Contratista a disponer de todos los recursos necesarios para que pueda continuar con los trabajos, sin retrasos y bajo condiciones de seguridad tanto para sus trabajadores como para terceros, lo que implica que cuente con habilidad técnica, experiencia en situaciones similares y capacidad financiera, que le permitan implementar las respuestas rápidas que se requieran.

La aceptación de una propuesta no calificada, puede ser el primer paso hacia el fracaso de una obra.

Por lo anterior, se recomienda que los Contratantes sólo acepten ofertas de Contratistas que satisfagan un riguroso proceso de precalificación técnica y financiera.

3. Información subterránea disponible.

Normalmente el Contratante dispone del tiempo adecuado para explorar con suficiencia, analizar y estudiar fuentes de información relativas a las condiciones subterráneas, situación que no es económicamente factible para el Contratista, además de no contar con el tiempo necesario durante la preparación de su oferta, y si así lo hiciera, tendría que reflejar los costos inherentes en su propuesta.

Al respecto, es recomendable que toda la información geotécnica disponible, sea presentada a los oferentes.

4. Caracterización del subsuelo.

El trazo por el que se requiere llevar una obra subterránea, puede tener muchas condiciones desconocidas, a pesar de los estudios realizados. Por ello, las características reales del sitio se conocen a medida que avanza la excavación, lo que lleva a que la responsabilidad por las características del sitio, sea del Contratante y por ende de cualquier riesgo asociado a condiciones diferentes a los originales.

Es por ello deseable un programa de investigación del sitio razonable, antes y durante la fase de diseño, para que con ello puedan tener el Contratante y el Contratista, una base de referencia con la que puedan fundamentar los argumentos para poder incrementar o reducir los pagos por el trabajo y materiales requeridos.

Los métodos para caracterizar las condiciones del subsuelo varían en todo el Mundo, por lo que debe existir un entendimiento entre ambas partes en cuanto a las definiciones y términos usados para las características del subsuelo.

Aunque las ofertas se elaboran sobre una base uniforme que proporciona el Contratante, si las condiciones con que se encuentra el Contratista son materialmente diferentes a la caracterización del sitio, es prudente conciliar precios unitarios para las nuevas condiciones, que permitan compensar en forma equitativa al Contratista.

Por todo ello se recomienda incorporar en los contratos de construcción:

- I. Definiciones de la caracterización del sitio.
- II. La estimación del Contratante de la extensión y ocurrencia de cada conjunto de caracterizaciones del subsuelo.
- III. Previsiones del procedimiento con el cual ambas partes puedan acordar lo más pronto posible, sobre los cambios en los procedimientos de trabajo y los pagos correspondientes.

5. Derechos de vía y permisos.

Este aspecto es muy importante para que el Contratista pueda llevar a cabo los trabajos, por ello debe estar claramente definida en los documentos de licitación la responsabilidad que tengan las partes al respecto, ya que ninguna de ellas puede por sí sola tener toda la responsabilidad.

Durante el diseño, el Contratante puede identificar la necesidad de acuerdos para afectaciones u obras inducidas, por lo que puede disponer de un mayor tiempo para obtener los permisos necesarios, adicional a la facilidad para lograrlo por ser normalmente una dependencia pública.

De manera que se recomienda:

- I. Que en los contratos se definan claramente las responsabilidades de las partes, para conseguir los derechos de vía y los acuerdos y permisos necesarios para construir y operar la obra.
- II. El Contratante debe ser responsable de obtener los derechos de vía permanentes y los permisos esenciales para construir y operar el proyecto.
- III. Cuando el Contratista proponga procedimientos de construcción alternos, será responsable de las gestiones correspondientes.

6. Papel del supervisor.

El Contratante debe indicar al Contratista quién será su representante para sus relaciones cotidianas, al cual normalmente se le conoce como Supervisor, el cual puede ser personal interno o externo al Contratante, y es deseable que desde los documentos de licitación se indiquen las responsabilidades y autoridad del Supervisor, el cual a título enunciativo debe:

- a. Verificar que el trabajo se lleve de acuerdo a los documentos del contrato y con la calidad, tiempo y costo pactados.
- b. Emitir oportunamente las aclaraciones a las interpretaciones contractuales que se requieran.
- c. Autorizar al Contratista las muestras de materiales y procedimientos constructivos particulares.
- d. Conciliar con el Contratista las condiciones diferentes del sitio.
- e. Con base al inciso anterior, preparar al Contratante los cambios de órdenes de ejecución.
- f. Revisar y conciliar las estimaciones de los trabajos ejecutados por el Contratista, para autorización del Contratante.
- g. Evaluar las causas de disputa que surjan entre Contratista y Contratante, emitiendo su opinión imparcial.

Independientemente a la función y autoridad que el Contratante delegue en el Supervisor, es recomendable que los contratos de construcción de obras subterráneas contemplen:

- I. La definición clara de las obligaciones, responsabilidades y autoridad del Supervisor, así como sus limitaciones.

- II. La manifestación de la persona física o moral que fungirá como Supervisor, en representación del Contratante.

7. Problemas de mediciones de agua subterránea.

Generalmente puede esperarse presencia de agua en el subsuelo, por lo que es muy importante se investigue ésta posibilidad, ya que puede afectar al procedimiento constructivo elegido y a estructuras vecinas. De ahí que las acciones necesarias para el manejo del agua, deban especificarse desde el contrato, para que el Licitante las considere en la preparación de su oferta, ya que al surgir problemas imprevistos con el agua, existe una base para definir los costos adicionales y el retraso que se genere en el avance, mismos que representan costos adicionales al Contratante.

Por ello se recomienda:

- I. El Contratante debe estudiar cuidadosamente la presencia de agua, medir sus fluctuaciones, permeabilidad de los estratos, presiones, temperatura y composición química.
- II. Indicar, si es el caso, las dificultades para abatir el nivel freático.
- III. Indicar los diferentes tipos de procedimientos que el Contratante puede implementar para manejar el agua, aceptando los que en forma alternativa presente el Licitante.
- IV. Si fuera necesario, deben incluirse precios que contemplen perforaciones de exploración, inyecciones, abatimientos u otras técnicas.
- V. Para poder evaluar el efecto ocasionado por la presencia de agua, es bien importante que los participantes suministren programas con un nivel de detalle adecuado.
- VI. En los documentos del contrato deben especificarse los procedimientos prácticos para la medición y control del agua, a fin de evitar pérdidas de tiempo en discusiones prolongadas.

8. Problemas de mediciones en roca.

La medición de los trabajos puede ser un factor que incida en los beneficios para ambas partes, por ello es conveniente indicar el alcance exacto de los trabajos y proporcionar mecanismos de pago que permitan evaluar variaciones.

El riesgo para las partes se reduce si se utiliza tanto como sea posible, un sistema estándar tanto para la clasificación de la roca como para un soporte. El Contratista debe tratar de controlar la sobre-excavación, ya que es un riesgo suyo.

En los contratos de obras subterráneas conviene establecer algunas previsiones:

- I. Basar las especificaciones y las cantidades de obra, en las diferentes clases de formaciones geológicas que se supone prevalecerán en el sitio.
- II. La medición del trabajo debe basarse en un sistema de clasificación geológica apropiado.
- III. Las cantidades de obra deben estar estructuradas lo más realista posible, de tal manera que las implicaciones en precio motivadas por condiciones diferentes, puedan establecerse fácilmente.
- IV. El precio ofertado para cualquier concepto de catálogo, debe ser suficiente para cubrir el costo de las actividades que incluya.
- V. Debe preverse, para cada tipo de roca, conceptos que cubran la excavación y el relleno de la sobre-excavación. En terrenos dudosos, conviene definir un perfil límite, dentro del cual se considere que se puede efectuar la excavación. Donde se convenga que la excavación rebasó los niveles de sobre-excavación, por condiciones físicas o geológicas no imputables

al Contratista, tal sobre-excavación y su relleno se pagarán con los precios establecidos previamente.

- VI. Si el Contratista prefiere hacer uso de "Líneas de Pago", éstos límites deberán especificarse claramente en los documentos del contrato.

9. Soporte del terreno.

Este concepto es causa frecuente de disputas contractuales, y se refiere al proceso constructivo temporal que soporta al terreno y permite la construcción de la estructura a largo plazo. Los sistemas de soporte del terreno deben ser económicos, a pesar de que llevan implícito un riesgo financiero compartido entre Contratante y Contratista.

El diseñador debe establecer un procedimiento de construcción factible y el correspondiente sistema de soporte del terreno, de manera que si las condiciones reales del subsuelo difieren de las supuestas, el riesgo inherente debe compartirse entre Contratante y Contratista.

En cualquier caso, la responsabilidad de la seguridad de la obra, recae sobre el Contratista.

Por lo anterior, es recomendable definir en los contratos:

- I. Las características supuestas del terreno a lo largo del sitio de construcción.
- II. Parámetros requeridos para el diseño del soporte del terreno.
- III. Lista de materiales para el soporte del terreno.
- IV. Métodos para tomar en cuenta los cambios en la cantidad o tipo de soporte del terreno, cuando difieran de los supuestos.

10. Pago por movilización.

El gasto inicial que se requiere hacer para cumplir un contrato de construcción de obras subterráneas es generalmente alto, por lo que si al Contratista se le reembolsa este gasto a través de sus estimaciones, se le genera un desbalance en su flujo de caja.

Es común que los siguientes conceptos sean pagados por movilización.

- a. Transporte de equipo para excavación.
- b. Instalaciones.
- c. Accesos.
- d. Servicios municipales.
- e. Campamentos.
- f. Seguros
- g. Obras inducidas.

Por ello se recomienda que los contratos incluyan los conceptos por movilización en forma independiente al avance de los trabajos, cubriendo además los gastos de instalación. Lo anterior permite precisar mejor los pagos anticipados para el inicio de los trabajos y/o de los suministros.

Los pagos por no movilización presentan ciertas ventajas:

- a. Los pagos iniciales ayudan al financiamiento del Contratista.
- b. Al reducir los requerimientos de financiamiento inicial, crece el grupo de postores.
- c. Se facilita el análisis de ofertas y se disminuye la tendencia a desbalancear precios para obtener mayores pagos más pronto.
- d. El cálculo de ajustes a los precios se simplifica, ya que los conceptos son menores.

- e. Las disputas por compensación de costos por retrasos motivados por el Contratante, se reducen.

11. Cambio de condiciones.

Es muy importante la inclusión en los contratos de una cláusula relativa al cambio de condiciones, en la que se establezca la forma en que se hará un ajuste a un precio, si se encuentran condiciones diferentes a las supuestas, pues de no ser así, puede inducirse a que el Contratista incluya grandes sumas por imprevistos, y en caso contrario se obtienen a largo plazo menores costos de construcción. De manera que la recomendación es, que en los contratos se incluya una cláusula sobre el cambio de condiciones.

12. Variación contractual de precios.

Si los precios establecidos varían en forma previsible, el oferente desde su oferta incluye los montos que le corresponde pagar por bienes y servicios. Si la variación es significativa y no previsible, el oferente puede subestimar este riesgo y repercutir al Contratante pagos superiores a los necesarios. Para proteger al Contratante por lo anterior, a nivel mundial se maneja:

- a. Reembolsos detallados,
- b. Reembolsos por índices.

El primero puede ser administrativamente tedioso, por lo que el segundo es el de mayor uso, aunque puede no lograrse un reembolso total para cualquiera de las partes, ya que en algunos países pueden no existir índices apropiados.

El reembolso total se ha llegado a considerar como inflacionario, ya que desalienta la labor de compra a precios bajos, así como la negociación de sueldos y salarios por el Contratista.

Entonces, la recomendación es que en los contratos se incluyan cláusulas de variación de precios asociados a reembolso por índices, con fórmulas que consideren tanto como sea posible, la estructura de precios de los trabajos. Con lo anterior es posible disminuir el costo final de los trabajos.

13. Indisposición a tomar responsabilidad.

Congruente con la inclusión de la cláusula sobre el cambio de condiciones y sobre la información subterránea disponible, puede eliminarse la indisposición a tomar responsabilidad, pues de no ser así, se crea un desaliento a los Contratistas para eliminar los montos de imprevistos de sus ofertas, para cubrir las incertidumbres causadas por la indisposición del Contratante a tomar responsabilidad, el cual debe involucrarse en lograr que las investigaciones del subsuelo sean bien ejecutadas y suficientes, para el diseño y construcción, ya que esto siempre será más barato que los retrasos y reclamos que puedan tenerse debido a una información incorrecta del subsuelo.

Es así como se recomienda que para eliminar las cláusulas de indisposición a tomar responsabilidades, se utilicen recursos adecuados durante la etapa de investigación del subsuelo.

14. Suministros por el contratista.

Por lo general el Contratista proporciona todas las instalaciones, equipo y materiales, para la ejecución completa del trabajo, lo cual es deseable ya que permite utilizar su experiencia técnica y comercial, obteniendo las mayores ventajas y evitando conflictos contractuales. Sin embargo, en algunas ocasiones, el Contratante puede juzgar ventajoso realizar algunos suministros.

Por lo anterior, es recomendable:

- I. Normalmente el Contratista debe proporcionar todas las instalaciones, equipo y materiales.
- II. Cuando el Contratante decida suministrar alguna parte de los conceptos del inciso anterior, contractualmente debe estar claramente definido.

15. Ofertas alternativas.

Ha existido oposición a nivel mundial, para aceptar ofertas alternativas, debido a la dificultad de hacer las evaluaciones, al riesgo que afronta el Contratante por no tener el mismo nivel de conocimiento que el oferente, lo cual puede llevar a que se rechacen excelentes ventajas e importantes reducciones en precios.

Las ofertas alternativas, durante la fase de licitación, pueden implicarle al Contratista varios riesgos: invertir demasiado tiempo y dinero en la preparación de ofertas alternativas que pueden ser rechazadas; pérdida de confidencialidad de su oferta; riesgo de que el Contratante no perciba todas las ventajas. En la etapa de construcción, puede incurrir entre otros riesgos, en: variaciones en las condiciones no previstas, por deficiencias en los trabajos de exploración; mayor especulación; que la obra terminada no funcione como se especificó.

Los problemas asociados a las ofertas alternativas, se pueden resolver adoptando un enfoque basado en que prevenir es mejor que corregir.

Por lo anterior, se recomienda:

- I. Una oferta alternativa debe acompañarse de la básica, de acuerdo a las especificaciones, respetando el proyecto especificado.
- II. Los documentos de la oferta alternativa, deben ser comparables con los de la oferta básica, e indicar cómo se modifican los riesgos.
- III. No debe adjudicarse un contrato, si no hay un acuerdo absoluto con el diseño alternativo y los riesgos que represente.

16. Protección de los alrededores de la obra.

Cuando en los contratos no se trata claramente la protección de los alrededores de la obra, se tiene una fuente potencial de conflictos durante la ejecución de la misma, ya que puede afectarse estructuras existentes y servicios, situación que en la etapa de diseño y planeación, debe ser contemplada por el Contratante, la cual obviamente será distinta si el subsuelo es rocoso o blando.

Entonces, lo recomendable es:

- I. Que el Contratante conozca en forma anticipada los riesgos que habrá, la naturaleza del subsuelo, la presencia de agua, las condiciones de las estructuras aledañas, incluyendo cimentaciones y servicios.
- II. En la etapa de diseño hay que definir: tipo de estructuras de soporte; trabajos previos; control de calidad; programa de levantamientos; mediciones e instrumentación.
- III. El Contratista debe ser responsable por los daños ocasionados, en exceso a los que razonablemente anticipe el Contratante.

17. Fianzas por ejecución.

Este tema es muy amplio cuando se refiere a la garantía por la terminación total de la obra, por lo cual sólo se emiten las siguientes recomendaciones:

- I. Las fianzas de garantía de seriedad o cumplimiento, deben coadyuvar a un balance entre los derechos y obligaciones de las partes y a una cobertura razonable de riesgos.
- II. Los valores de fianzas expresados en porcentaje del monto de un contrato, deben limitarse a niveles moderados y equitativos.
- III. Los procedimientos de precalificación, pueden ayudar a reducir los montos de las fianzas.

18. Programa de seguros.

Los riesgos a que las partes están sujetas, pueden ser compensados con la provisión de un seguro por un monto adecuado, que normalmente se incluye en la propuesta. En ocasiones ese riesgo puede ser manejado mediante un Programa Coordinado de Seguros (Seguro Paquete), que sea diseñado, suministrado y controlado por el Contratante, con lo cual es posible manejar el riesgo en forma apropiada y económica, ya que es el Contratante quien negocia los términos y costo de la póliza, los programas de seguridad son uniformes; la litigación entre las partes se elimina; pueden con mayor facilidad participar licitantes pequeños; se elimina la carga administrativa por conservar expedientes de cumplimiento del Contratista.

Se recomienda que las contrataciones se basen en lo siguiente:

- I. El Contratante debe determinar si el alcance, complejidad y mediciones del sitio del Proyecto, justifican se aplique un Programa Coordinado de Seguros, para determinar entonces tipo de cobertura, límites, deducibles, etc.
- II. Este Programa Coordinado de Seguros debe formar parte de los documentos de la licitación.

19. Litigios.

La solución de disputas contractuales puede representar inútiles desembolsos de recursos, y dado que ninguna de las partes involucradas en el proceso de construcción se beneficia con esta situación, el interés universal es que las disputas se eliminen hasta donde sea posible. Una de las causas que las provocan es cuando las prácticas contractuales no son suficientemente claras, o como resultado de condiciones geológicas no contempladas; también se presentan cuando no se comparten en forma equitativa los riesgos.

Las disputas deben desahogarse por las partes en el sitio de la obra, pues de no ser así, al pasar a niveles superiores se complican, pudiendo provocarse que se llegue a litigios.

Por lo anterior se recomienda:

- I. Que se de alta prioridad a la pronta resolución de disputas en todos los niveles de la administración, provocando que se desahoguen entre las partes en el sitio de trabajo, tratando de evitar que afecten al desarrollo de los mismos.
- II. Debe existir un registro conciliado de los hechos.
- III. Puede convenir la participación de uno o más mediadores, y que si su participación no es efectiva, se considere el arbitraje, antes de pasar a un litigio en los tribunales.

IV. Descripción y análisis de algunas fallas.

Una falla es una prueba a gran escala inesperada en el que el factor de seguridad se aproxima a la unidad. Esta prueba incluye todos los factores que afectan el comportamiento, especialmente aquellos que no fueron considerados en el diseño. Se trata de una ventana transparente del comportamiento de la naturaleza.

Desafortunadamente, a pesar de la valiosa información que podrían proporcionar, los informes de fallas son generalmente oscurecidos o restringidos por muchas razones, o simplemente están mal interpretados debido a incapacidad para entender el lenguaje de la naturaleza.

A continuación se presentan algunos casos de fallas.

Caso 1. Falla del Sifón Morena de la Línea 3.

Antecedentes.

La Línea 3 del Metro de la Ciudad de México realizada en la década de los 80's, sobre la Av. Cuauhtémoc, requirió librar el cruce con el Colector Morena en el tramo comprendido entre las estaciones Eugenia y Etiopía. El Colector Morena corre longitudinalmente sobre la calle del mismo nombre y es perpendicular a la trayectoria del Metro. Para evitar este cruce se diseñó un sifón invertido conocido como "Sifón Morena", construido por debajo del cajón del Metro para permitir su paso.

Descripción de la obra.

El Colector Morena está constituido por un tubo de concreto reforzado de 2.10 m de diámetro interior. El Cajón del Metro está formado por Muros Milán y sus gálibos horizontales y verticales son 8 m y 6.50 m respectivamente. Para la construcción del sifón se propuso bajar el nivel del colector 3.05 m y construirlo a una distancia horizontal, medida entre los ejes del colector y el sifón, de aproximadamente 5 m. En la Ilustración 1.1 se muestra en planta la intersección de la Av. Cuauhtémoc y la Calle Morena, en ella se puede observar la solución al desvío y dos rampas para el sifón invertido. En la Ilustración 1.2 se presenta un corte longitudinal donde se muestra el cajón de Línea 3 del Metro, cuya losa de fondo constituyó también la losa superior del Sifón Morena.

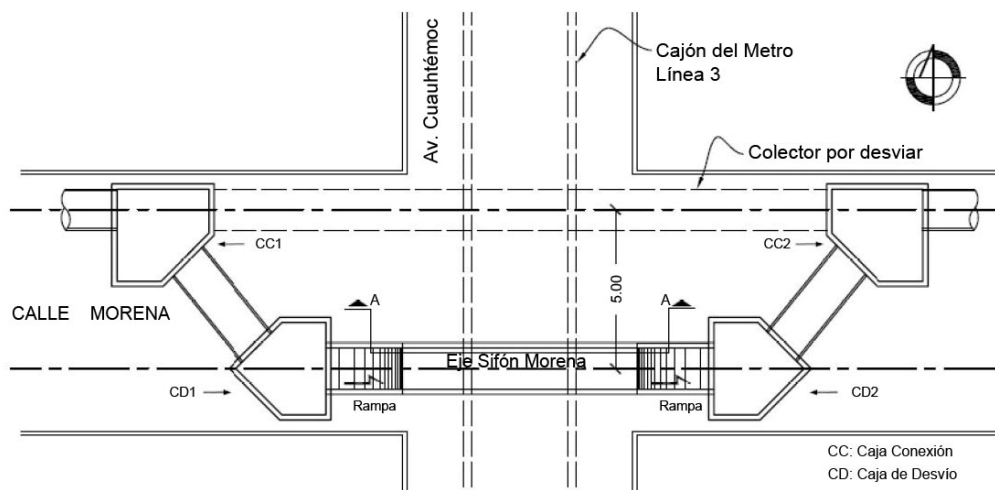


Ilustración 1.1 Planta del Sifón Morena.

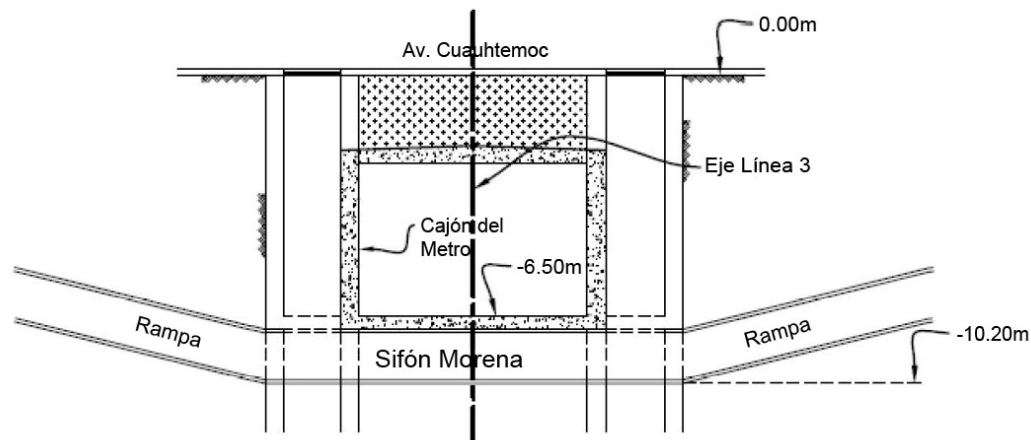


Ilustración 1.2 Corte longitudinal del Sifón Morena. (Corte A-A)

Estratigrafía del sitio.

La estratigrafía del sitio corresponde a la Zona III de la Ciudad de México (Zona de Lago) de acuerdo con la caracterización geotécnica del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal. Con la exploración realizada en el sitio a partir de sondeos mixtos y de penetración estándar se determinó la siguiente estratigrafía:

Estrato (-)	Prof. (m)	SUCS (-)	ω (%)	γ (ton/m)	c (ton/m)	ϕ (°)
A	0.00 - 3.00	---	---	1.70	3.00	32
B	3.00 - 7.00	CH	220	1.25	2.50	0
C	7.00 - 10.00	CH	350	1.18	2.00	0
D	10.00 - 14.00	CH	300	1.10	2.20	0

Tabla 1.1 Estratigrafía del sitio.

Procedimiento constructivo planteado.

El procedimiento constructivo planteado para el Sifón Morena comprendía una excavación de 10.20 m de profundidad y 5 m de ancho entre muros tablestaca de concreto reforzado colados en zanja bajo lodo bentonítico, desplantados a un nivel de 12.70 m, y tres niveles de puntales a -1.20 m, -4.00 m y -6.50 m respecto al nivel del terreno natural. El orden de construcción propuesto fue el siguiente (ver Ilustración 1.3).

1. Construcción de Muros Milán tablestaca.
2. Excavación hasta el nivel -2.00 m y colocación del primer nivel de puntales.
3. Excavación hasta el nivel -4.50 m y colocación del segundo nivel de puntales.
4. Excavación del nivel -7.00 m y colocación del tercer nivel de puntales.
5. Excavación hasta el nivel -10.20 m, colado de pantalla, y construcción de la losa de fondo, muros interiores del Sifón y losa tapa de Sifón, la cual fue parte de la losa fondo del Cajón del Metro.
6. Retiro del segundo y tercer nivel de puntales, construcción de muros secundarios y construcción de losa tapa del Cajón del Metro.
7. Retiro del primer nivel de troqueles y restitución del pavimento.

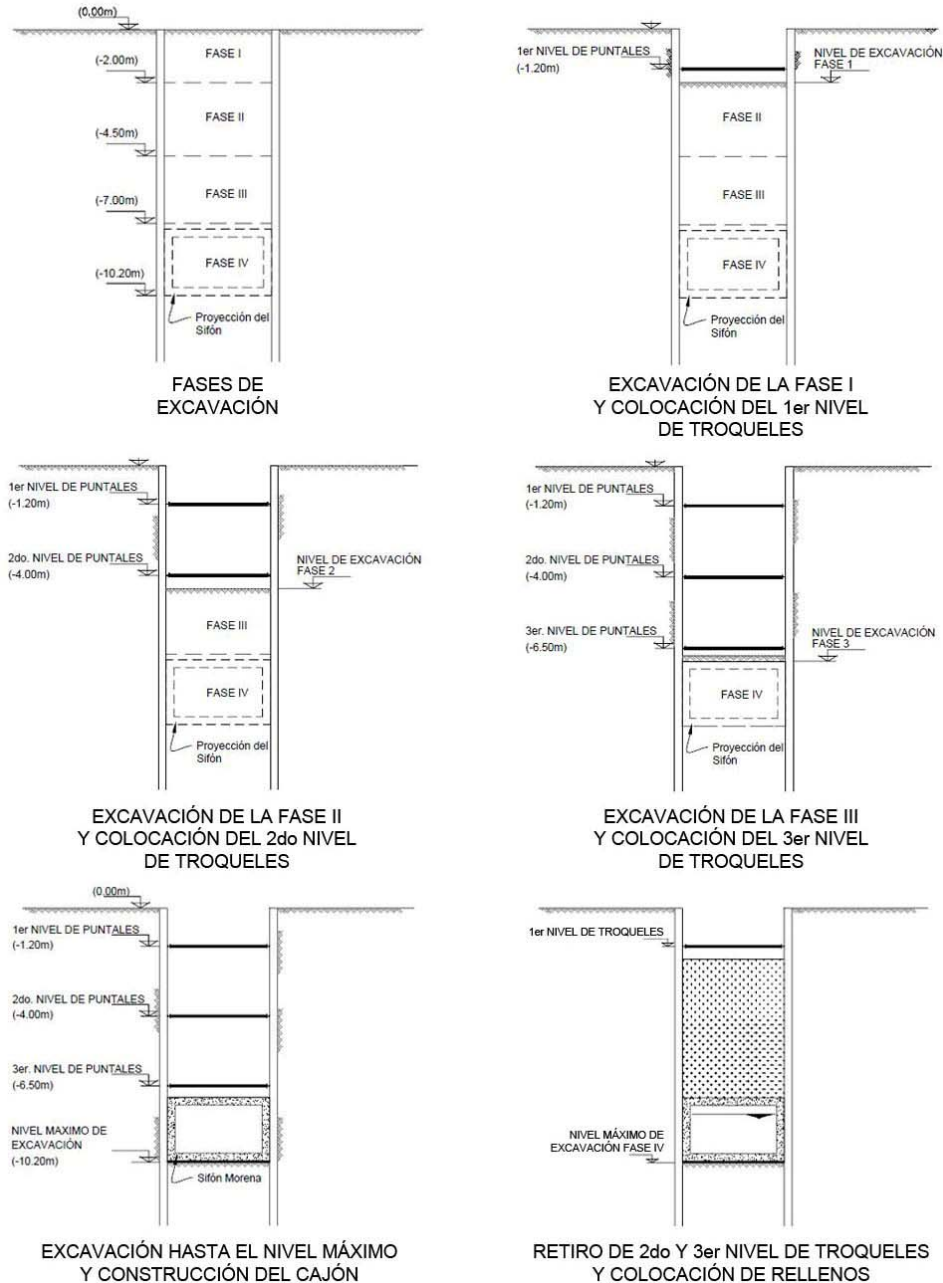


Ilustración 1.3 Proceso constructivo del Sifón Morena.

Presentación de la falla.

Después de colocar los tres niveles de puntales y durante la excavación de la última fase, el muro tablestaca empezó a desplazarse lateralmente provocando la dislocación del Colector Morena con la consecuente salida del agua negra hacia el subsuelo produciendo una sobrecarga en el respaldo del muro (Ilustración 1.4).

Finalmente la tablestaca giró súbitamente inundando la excavación y volcando la draga hacia la zanja, apoyada lateralmente en un extremo de la excavación y con la pluma extendida en el otro, impidiendo así que cayera hasta el fondo. El accidente ocurrió a las 7:00 horas con poco personal en el sitio afortunadamente.

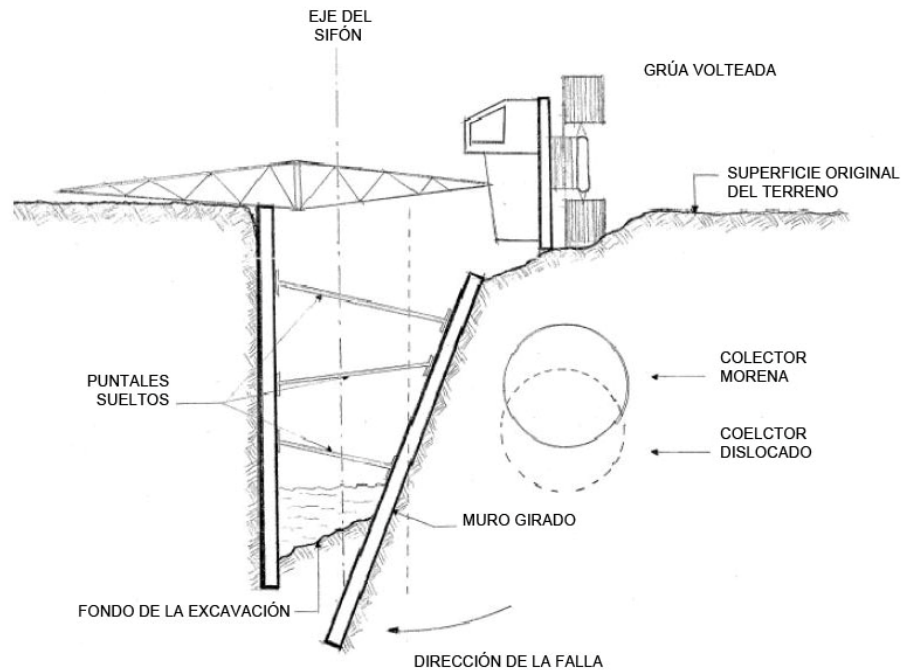


Ilustración 1.4 Falla del muro del Sifón Morena.

Análisis de la falla.

Las características del colapso sugerían una falla por pateo del muro tablestaca. Para evaluar esta hipótesis se realizó el siguiente estudio.

En la Ilustración 1.5 se muestra esquemáticamente la forma de analizar la tablestaca contra un riesgo de falla por "pateo", es decir, cuando la ataguía es rígida y la excavación está próxima a llegar al fondo, existe la posibilidad que el empuje pasivo que produce el suelo en la parte interior de la ataguía (zona de la "pata" del muro), sea insuficiente para resistir los empujes activos del suelo y se produzca un giro en la tablestaca.

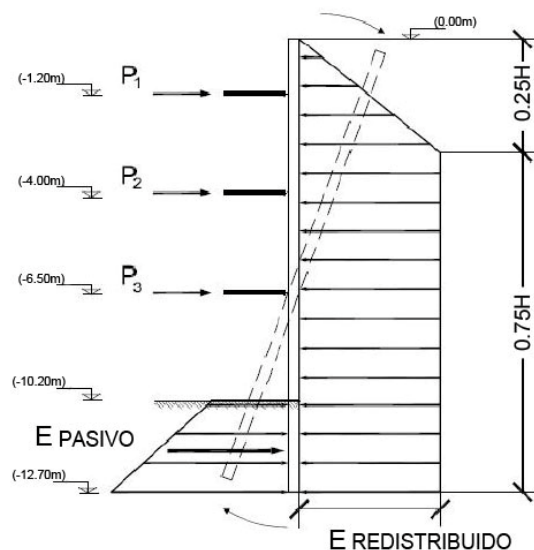


Ilustración 1.5 Mecanismo de falla por pateo.

Para mantener la estabilidad de la tablestaca se debe verificar que la carga actuante en el empotramiento del muro no exceda el empuje pasivo del suelo. Con la relación de estas cargas se puede determinar el factor de seguridad para evitar la falla por pateo, mediante la siguiente expresión.

Ecuación 1.1

$$F.S. = \frac{Ep}{R}$$

Donde:

Ep =Empuje pasivo del interior de la pata del muro en ton/ml; y

R =Reacción necesaria mínima para evitar el pateo en ton/ml.

Las presiones sobre el muro tablestaca se obtuvieron calculando los empujes redistribuidos en toda la longitud del muro empleando las expresiones propuestas para arcillas blandas. Las cargas en los apoyos de la tablestaca se determinaron analizando el muro como una viga horizontal unitaria con cuatro apoyos como se muestra en la Ilustración 1.6. Los primeros tres apoyos corresponden a los puntales y el cuarto apoyo, es la resultante necesaria para lograr el equilibrio, generada por el empuje pasivo sobre la pata del muro.

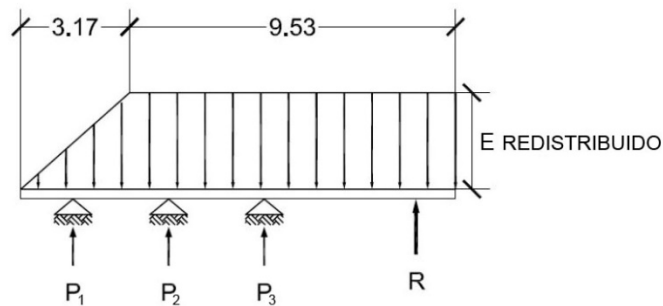


Ilustración 1.6 Análisis de la tablestaca como viga simplemente apoyada.

Las cargas en los apoyos producidos por los empujes redistribuidos sobre la tablestaca se presentan en la Ilustración 1.7.

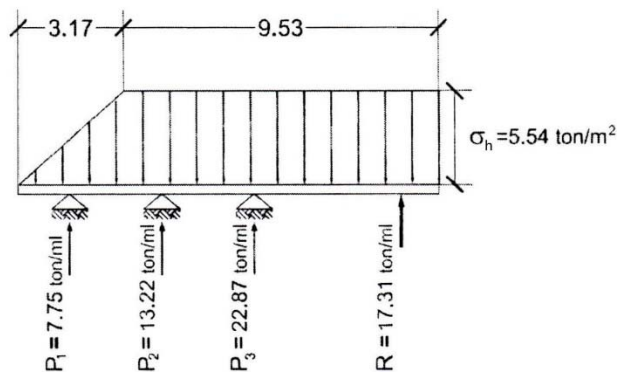


Ilustración 1.7 Reacciones en los apoyos de la tablestaca producidas por los empujes redistribuidos del suelo.

El empuje pasivo del suelo en la parte empotrada se calculó, obteniéndose un valor de $E_p = 14.41$ ton/ml.

Con los valores obtenidos del análisis es posible determinar el valor de seguridad contra la falla de pateo. Sustituyendo en la Ecuación 1.1 los valores antes calculados se tiene que:

$$F.S. = \frac{14.44}{17.31} = 0.83$$

El valor del factor de seguridad menor a uno indica que el sistema de ademe es inestable ante la falla por pateo y se corrobora la hipótesis de la falla ocurrida en la construcción del Sifón Morena.

Lecciones aprendidas.

El análisis de falla por pateo muestra que el empuje redistribuido sobre la tablestaca produce en la parte empotrada del muro una carga de 17.31 ton/ml, y que para el empuje pasivo del suelo para resistirla de 14.44 ton/ml no es suficiente para mantener el equilibrio, siendo esta diferencia de empujes lo que produjo el giro de la tablestaca, la falla del suelo y el giro de la estructura de contención durante la excavación para alojar el Sifón Morena.

Del análisis se desprende que las cargas solicitadas en los puntales son bajas, por lo que era posible espaciarlos verticalmente incrementando la profundidad del segundo y tercer nivel de puntales. De particular interés resulta la ubicación del último nivel de troqueles, pues debido al mecanismo de falla por pateo, es deseable colocarlo a la máxima profundidad posible, en este caso debió colocarse en la cota -9.20 m, apenas 40 cm por encima de la cara superior de la losa de fondo.

Por lo que respecta a la longitud de empotramiento de la tablestaca, hubiese sido suficiente con una adecuada distribución de los 3 niveles de troqueles.

Por último la experiencia de esta falla pone en relieve la importancia de la adecuada colocación del nivel de troqueles y el empotre que se debe considerar para las estructuras de contención.

Solución.

Una vez ocurrida la falla y estabilizados los movimientos del terreno, se tapó el colector en sus cajas de entrada y salida, de común acuerdo con la autoridad del manejo del agua de drenaje de la Ciudad. Posteriormente se extrajo el agua de la excavación, se hincó una tablestaca metálica paralela al Muro Milán en la longitud de la zona fallada y se realizó una substitución de puntales re-colocando el nivel inferior a una distancia de 0.50 m arriba de la máxima profundidad de excavación. La excavación continuó en etapas cortas de 5 m de longitud hasta terminar la losa de fondo y se procedió a terminar la construcción del sifón.

Caso 2. Falla del talud en la Estación Centro Médico de la Línea 9.

Descripción de la obra.

La estación Centro Médico de la Línea 9 se construyó sobre la Av. Baja California, al poniente de la Av. Cuauhtémoc. Se aprovechó alojar la estación en la zona de la vialidad para evitar afectaciones a terrenos particulares. La estación tiene aproximadamente 22 m de ancho y está unida a la estación de Línea 3 mediante pasarelas del lado norte que se proyectaron adosadas a la estación (Ilustración 2.1).

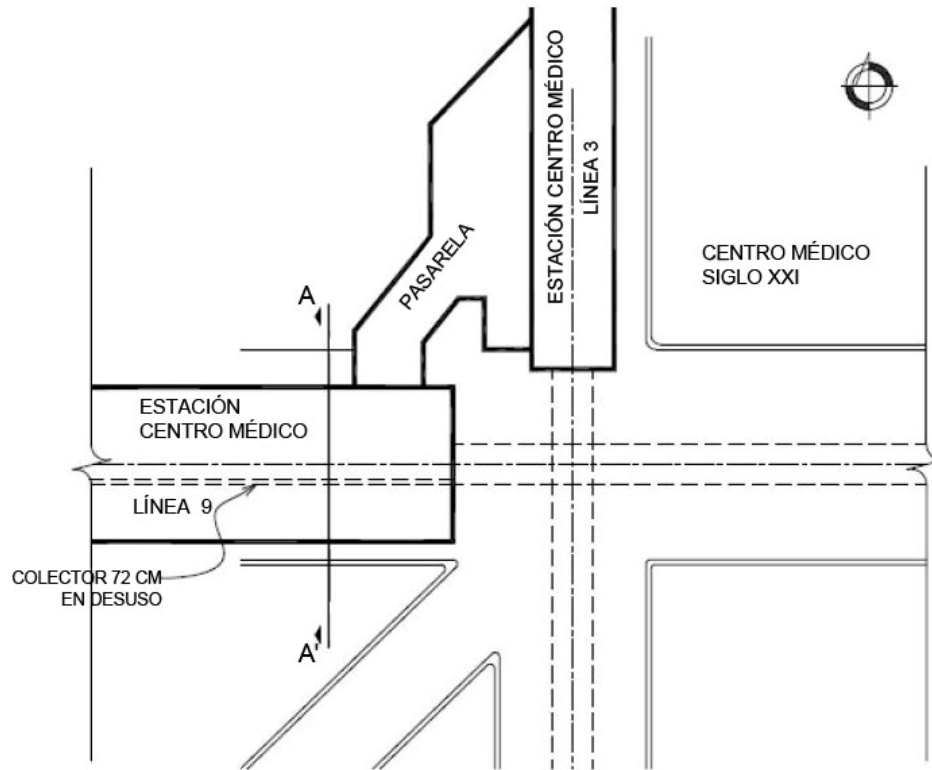


Ilustración 2.1 Vista en planta de las Estaciones Centro Médico L-9 y L-3.

Estratigrafía de la zona.

El subsuelo de esta zona corresponde a la Zona III (Lago), indicada en las Normas Técnicas de Construcciones del Distrito Federal. El nivel freático se localiza a 2.50 m desde la superficie y hasta los 6 m de profundidad existe una capa formada por limos y arcillas arenosas, en algunos casos con presencia de gravillas, y a partir de esta capa se encuentran los depósitos de arcilla muy blanda y con altos contenidos de agua, típica del Valle de México, hasta una profundidad aproximada de 35 m que es donde se localiza la primera capa dura de la zona.

En la Tabla 2.1 se pueden observar los valores aproximados de la resistencia al corte de la arcilla en cada uno de los estratos.

Estrato (-)	Prof. (m)	(%)	γ . (ton/m ³)	c (ton/m ²)	ϕ (°)
A	0.00 - 2.50	70	1.65	4.60	30
B	2.50 - 6.00	140	1.40	2.00	25
C	6.00 - 10.00	250	1.15	3.00	0
D	10.00 - 14.00	350	1.15	2.60	0
E	14.00 - 14.50	0	1.35	0.00	30
F	14.50 - 18.00	380	1.15	2.80	0
G	18.00 - 26.00	400	1.20	3.00	0
H	26.00 - 35.00	220	1.18	3.80	0

Tabla 2.2 Estratigrafía de la zona.

Obras inducidas.

Antes de proceder a la excavación de la estación, fue necesario reubicar varias tuberías de agua potable y atarjeas hacia las banquetas, así como un colector de 76 cm que se localizaba aproximadamente al centro de la calle. Este colector se reubicó a un costado de la Estación y tenía varios pozos de visita en su trayectoria. Cuando se reubicó, ni los pozos de visita ni el colector que quedaba fuera de servicio se sellaron.

Procedimiento constructivo.

El procedimiento constructivo de la estación consistió en la construcción de Muros Milán en la periferia de la estación, para contener el suelo vecino, con una pata de 4 m por debajo de la máxima profundidad de excavación.

Se instaló un sistema de bombeo con pozos y bombas eyectoras para disminuir la presión de poro en la arcilla durante la excavación. Los pozos estaban localizados a tresbolillo a una profundidad de 3 m por debajo de la máxima profundidad de excavación y separados entre sí aproximadamente 10 m.

Una vez establecido el bombeo, se procedió a ejecutar una excavación preliminar en toda el área de la estación ("descopete") de 2 m de profundidad.

La excavación de la estación se realizó por etapas de 8 m de longitud, llevando un talud frontal con una inclinación de 1:1 y una berma de 4 m a 8 m de profundidad (ver Ilustración 2.2)

Durante el proceso de excavación se colocaron 4 niveles de puntales a las profundidades que se indican en la Ilustración 2.3. Los puntales se colocaron tan pronto la excavación descubrió sus puntos de aplicación y se les aplicó una precarga. Al llegar al nivel máximo de excavación, se coló una plantilla de concreto pobre y una vez alcanzado el fraguado, se procedió al armado y colado de la losa de fondo para cada una de las etapas.

Los primeros meses de la excavación de la estación se realizaron durante el período de lluvias.

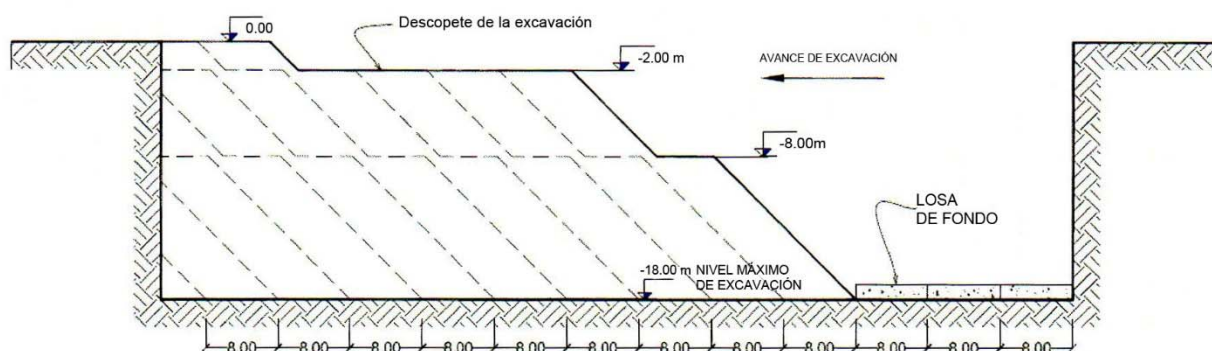


Ilustración 2.2 Configuración de excavación de la Estación Centro Médico L-9.

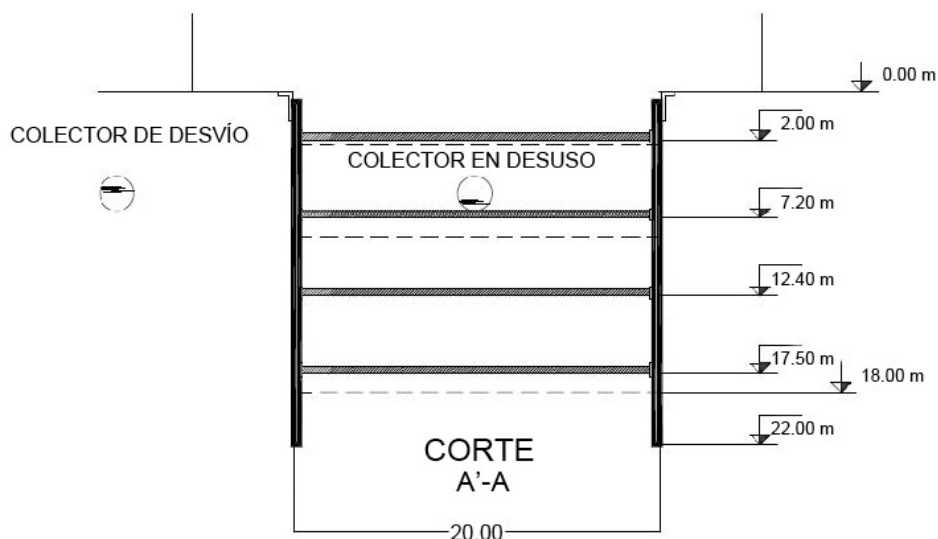


Ilustración 2.3 Distribución de niveles de puntales durante la construcción de la Estación Centro Médico L-9.

Análisis de estabilidad del talud.

Las preocupaciones de esta excavación fueron las siguientes:

- Que las expansiones inmediatas no fueran excesivas.
- Que no se fuera a producir una falla de fondo a nivel local, dado el ancho de 22 m de la excavación.
- Que no se fuera a producir una falla general del talud.
- Que las estructuras vecinas no se fueran a deformar en exceso, pues había dos edificios de 3 niveles en la colindancia norte de la estación que se estuvieron monitoreando.

La estabilidad del talud era el punto más preocupante de todo el proceso, se pensaba que si se salía de la construcción de la losa de fondo en la estación, ya se estaba “del otro lado”.

El análisis de estabilidad se planteó con los métodos del círculo de falla de Fellenius, haciendo los análisis por tanteos hasta encontrar el Factor de Seguridad Mínimo, pues en esa época aún no se desarrollaban las computadoras personales ni menos aún el software para analizar este tipo de fallas.

Los resultados del análisis bidimensional arrojaron un Factor de Seguridad cercano a 0.74, y cuando se hizo el análisis considerando la resistencia de las paredes con el método tridimensional, el Factor de Seguridad subió a 1.34. Este factor aún sin llegar a ser un buen valor, ya garantizaba la estabilidad temporal del talud la cual sería crítica entre el momento de alcanzar el fondo y de colar la losa, período que duraba aproximadamente dos días.

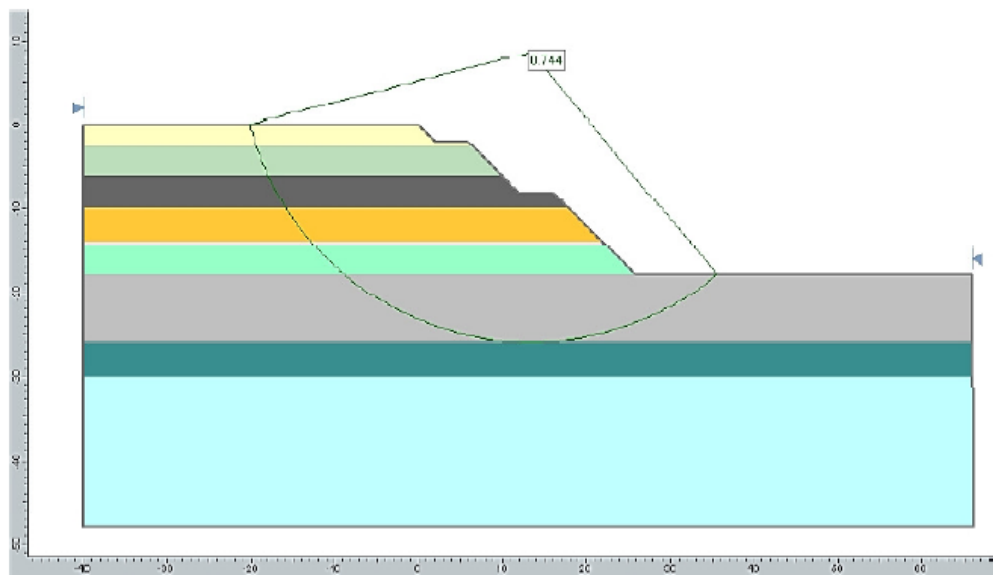


Ilustración 2.4 Superficie de falla para el menor factor de seguridad. Análisis bidimensional.

Para determinar el factor de seguridad tridimensional, se consideraron las características del círculo de falla más desfavorable (geometría, momento motor y momento resistente) obtenido del análisis bidimensional; sumando al momento resistente, el momento producido por la resistencia al corte del suelo en contacto con los muros de la Estación comprendidos dentro del círculo de falla, y afectados por la distancia entre los muros que delimitan transversalmente el talud. El análisis realizado se muestra a continuación:

Estrato (-)	Ac (m ²)	c (ton / m ²)	r (m)	M _{Ti} (Ton*m)
A	53.20	4.6	24.01	588.06
B	94.50	2.0	21.34	403.33
C	120.00	3.0	22.33	803.88
D	136.80	2.6	22.78	810.24
E	35.74	0	23.05	0
F	121.45	2.6	25.74	812.80
G	243.00	3.0	29.34	2,138.89
			M _T	5,557.20

Donde:

$$M_T = \frac{2(A_c)(c)(r)}{B}$$

M_T: Momento resistente adicional por el efecto tridimensional.

A_c: El área del estrato en contacto con el muro dentro del círculo de falla.

c: Cohesión del estrato.

r: Distancia del centroide de cada estrato al centro del círculo de falla.

B: Distancia entre los muros laterales de la Estación (20 m).

Del análisis bidimensional, para el círculo de falla más desfavorable, se calcularon los siguientes valores:

$$M_m = 93,671.7 \text{ kN/m}$$

$$M_r = 69,663.7 \text{ kN/m}$$

$$F.S. = \frac{M_r}{M_m} = 0.74$$

Donde:

M_m : Momento motor del círculo de falla.

M_r : Momento resistente del círculo de falla.

Considerando la cohesión lateral, el factor de seguridad tridimensional es:

$$F.S. = \frac{M_r + M_T}{M_m} = 1.34$$

Presentación de la falla.

Una vez que se inició la excavación, se llevaban varios avances de la construcción de la losa de fondo y durante la excavación para la siguiente losa se presentó una lluvia la noche anterior, el colector que estaba fuera de servicio y que no se había sellado, acumuló agua, el cuerpo de la parte superior del talud se deformó con la descarga de la excavación y se produjo una falla local por deslizamiento del talud arriba de la berma que produjo un desprendimiento de una masa importante de suelo, el cual cayó sobre el armado de la losa que se iba a colar (Ilustración 2.5).

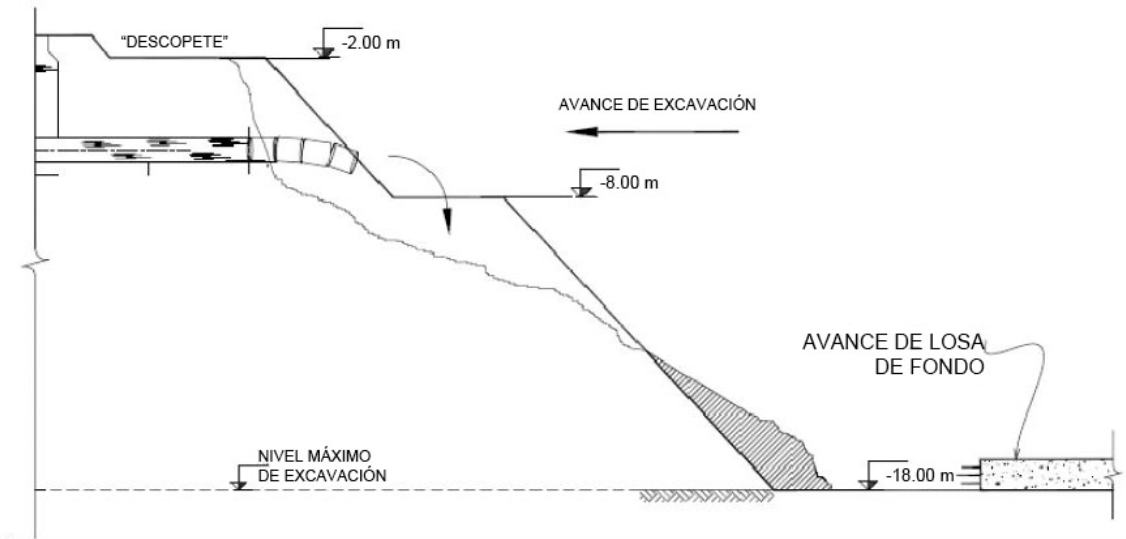


Ilustración 2.5 Falla del talud durante la construcción de la Estación Centro Médico L-9.

Análisis de la falla.

Aunque la preocupación era la falla general del talud, la falla que se presentó, fue una "falla local" por deslizamiento del talud arriba de la berma. El análisis de esta falla se puede entender si se aplica

la presión hidrostática provocada por la recarga del colector viejo y se compara contra la resistencia al corte del piso y de las paredes de la cuña de falla como se indica en la siguiente figura:

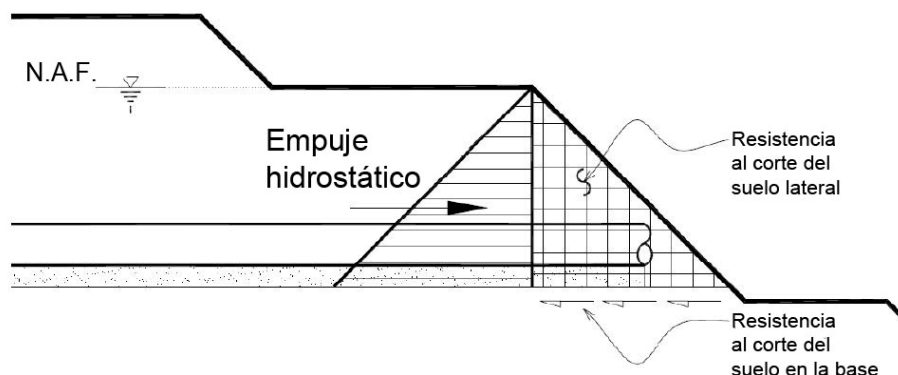


Ilustración 2.6 Esquema de las fuerzas actuantes hidrostáticas y resistentes del suelo para el análisis de "falla local".

El Factor de Seguridad por deslizamiento fue de 0.96, lo que indica claramente la presencia de la falla.

Lecciones aprendidas.

La lección aprendida en esta falla fue que era necesario sellar el colector que había quedado en desuso, así como los pozos de visita para evitar la aportación del agua de lluvia acumulada en la tubería que estaba fuera de servicio y cuya trayectoria se ubicaba sobre el talud superior de la Estación.

Solución.

Para recuperar la excavación se procedió a tapar los pozos de visita del colector que estaba en desuso, evitando así que el agua de lluvia se introdujera nuevamente en el colector, se afinó la superficie del talud fallado, se retiró el material del fondo, se cubrió con un hule toda la superficie del talud con el fin de evitar que el agua de lluvia se introdujera en el cuerpo del mismo, se dio seguimiento estricto a las nivelaciones del hombro del talud y de las banquetas, y se prosiguió con la excavación.

Caso 3. Falla del muro del Paso Vial en Av. Constituyentes.

Descripción de la obra.

En la intersección de las Avenidas Parque Lira y Constituyentes, se construyó un paso vial deprimiendo Constituyentes y dejando Parque Lira a nivel (Ilustración 3.1).

La excavación para este paso vial se realizó a cielo abierto entre taludes laterales con muy poca inclinación aprovechando el tipo de suelo que se presenta en esa zona de la ciudad caracterizado con un alta resistencia a los esfuerzos cortantes.

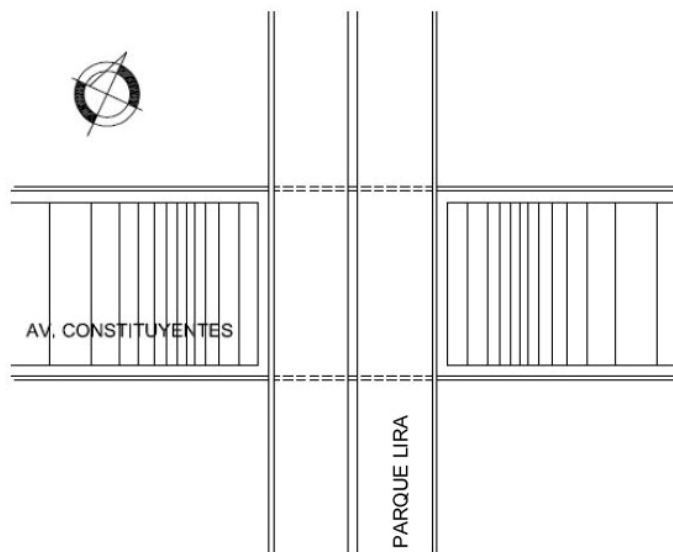


Ilustración 3.1 Vista de la planta del cruce entre las Avenidas Constituyentes y Parque Lira.

Estratigrafía de la zona.

El paso vial está ubicado en la Zona de Lomas de la Ciudad de México, constituida por limos arenosos cementados que fueron depositados por vía eólica producto de las nubes ardientes volcánicas que arrojaron los volcanes de la periferia del Valle de México. Estos suelos se caracterizan por estar en algunos casos cementados y algunas veces tener un alto contenido de arena. Su resistencia al corte es alta en comparación con el resto de los suelos del Valle y no existe la presencia del nivel freático.

También estas zonas se caracterizan por la presencia de cavernas que se construyeron en los 40's para la explotación de las arenas que sirvieron para las construcciones de esa época y que dejaron oquedades que pueden ser causantes de fallas en las cimentaciones.

Procedimiento constructivo.

El procedimiento constructivo desarrollado para la construcción del paso vial consistió en excavar en todo el ancho de la Av. Constituyentes, en etapas de 30 m de longitud como máximo entre taludes laterales inclinados 0.15:1 desviando previamente las obras inducidas de tuberías de agua potable, atarjeas y colectores.

Alcanzada la profundidad de excavación se coló la losa de fondo de concreto reforzado y se dejaron las preparaciones en el armado para ligar los muros laterales del paso. Estos muros se construyeron por tableros con una cimbra, la cual se retiraba una vez alcanzada la resistencia especificada del concreto, posteriormente se colocaba el relleno en el respaldo del muro, por capas con un material areno limoso (tepetate) compactado.

Las curvas de nivel en esa zona crecen hacia el poniente de Constituyentes por lo que hay una pendiente descendiente del terreno de 3%, de poniente a oriente de Constituyentes.

Presentación de la falla.

Una vez construido el muro norte más cercano al cruce con Parque Lira y antes de rellenarlo, existía un hueco donde debería colocarse el relleno en el respaldo del muro. La construcción se ejecutó

durante la época de lluvias, por lo que después de una lluvia abundante, el agua reconoció hacia el respaldo del muro y provocó un empuje hidrostático en casi toda su altura, que no pudo ser resistido por éste provocando la falla del mismo y su caída hacia la losa de fondo (Ilustración 3.2 y 3.3).

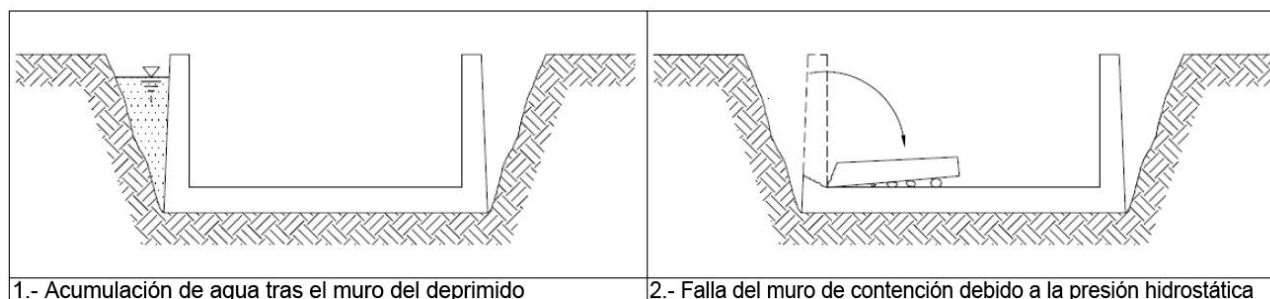


Ilustración 3.2 Etapas de la falla del muro de contención. (Corte transversal del deprimido)

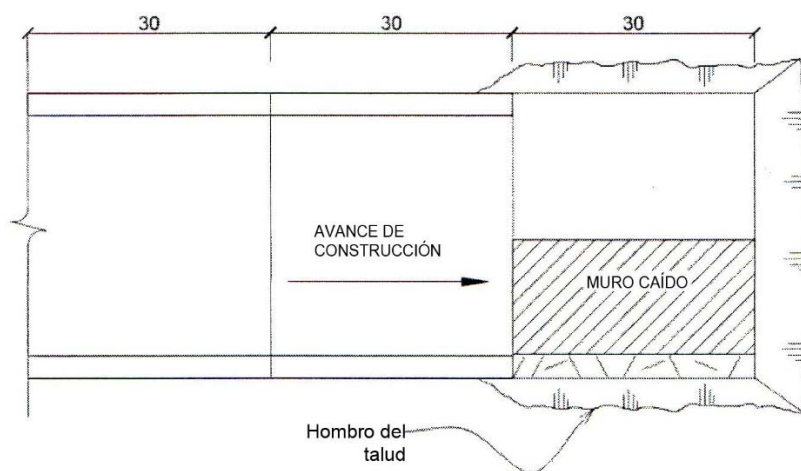


Ilustración 3.3 Vista en planta del muro fallado por el empuje hidrostático.

El muro no estaba diseñado para soportar el empuje hidrostático en toda la altura, y tampoco se habían diseñado drenes en su respaldo para drenar el agua que a futuro se pudiera infiltrar en el respaldo del muro.

El muro fallado se volvió a construir y se instalaron anclas en todos los muros ya contruidos capaces de tomar una eventual presencia de agua en el respaldo de todos los muros.

Análisis de la falla.

Se calculó el empuje hidrostático que produjo la lluvia del día anterior sobre el respaldo del muro, y su valor fue mayor al empuje activo con el que se diseñó el muro, originando ésta condición que el momento flexionante en la base del muro fuera mayor que el momento resistente produciendo la ruptura y el volcamiento del muro de contención. Los valores de los empujes de diseño e hidrostático se presentan en la Ilustración 3.4.

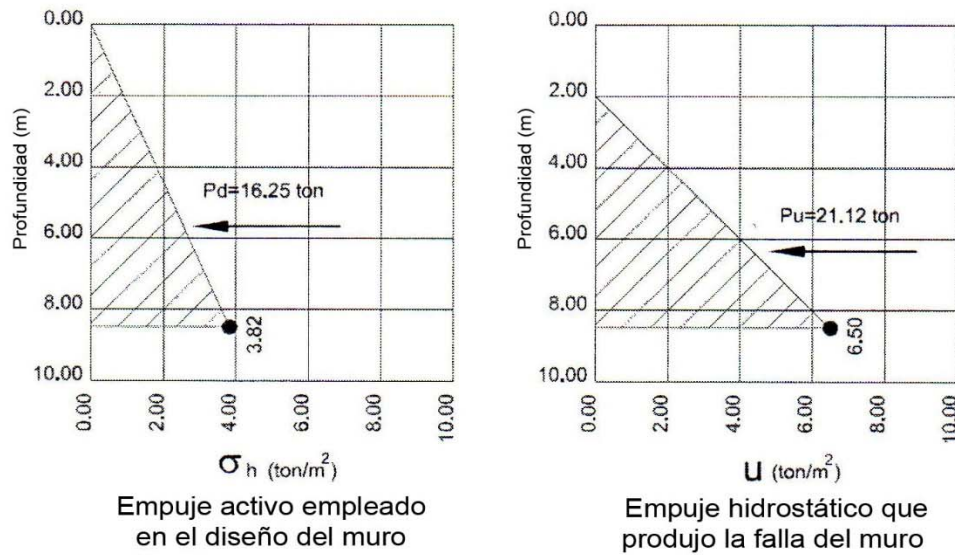


Ilustración 3.4 Comparativa de los empujes de diseño y de falla en el muro de contención del Deprimido Constituyentes en su cruce con la Av. Parque Lira.

Lecciones aprendidas.

La lección aprendida es que durante la construcción de muros de este tipo, en los que el respaldo se debe rellenar con material areno limoso compactado por capas, entre el momento de la terminación del muro y la colocación del relleno se debe cuidar que el drenaje esté garantizado sobre todo si se construye durante la época de lluvias y si el muro no está diseñado para un empuje hidrostático.

El diseño de los muros, aunque no se tenga nivel freático, debe considerar una carga hidrostática o en su defecto debe considerar la instalación de un filtro en el respaldo y drenes en la base del muro que a largo plazo eviten la sobrecarga de una entrada eventual del agua y una posible falla.

Solución.

En este cruce, se procedió a demoler el muro fallado, se restituyó el acero de refuerzo en la zona de la conexión entre la zapata y el muro, y se procedió a colar nuevamente el muro. Se especificó que durante su construcción se instalaran bombas de emergencia provisionales por detrás del muro. Finalmente se colocó material areno limoso compactado en el respaldo como relleno. Los muros se reforzaron con anclajes para tomar algún eventual empuje hidrostático futuro, provocado por la rotura de alguna tubería o por la filtración de las lluvias. Estos anclajes se diseñaron con anclas pasivas y se colocaron a todo lo largo del paso vial, en los lados norte y sur, y se ubicaron en el tercio inferior de los muros.

Caso 4. Falla celda de cimentación cruce Av. Río Consulado Línea 5 con Av. Inguarán Línea 4.

Descripción de la obra.

El cruce de las líneas 4 y 5 del Metro se ubica en la intersección de las avenidas Inguarán y Río Consulado. El trazo de la Línea 5 se ubica sobre la Av. Río Consulado y corresponde a una línea

superficial con una losa de cimentación y muretes de concreto. Sobre la Av. Inguarán se localiza la Línea 4 que es elevada y está cimentada con zapatas y pilotes de fricción. La solución vial diseñada en este cruce fue un paso deprimido alojado en la Av. Inguarán, permitiendo el paso a nivel de la Línea 5 del Metro (Ilustración 4.1).

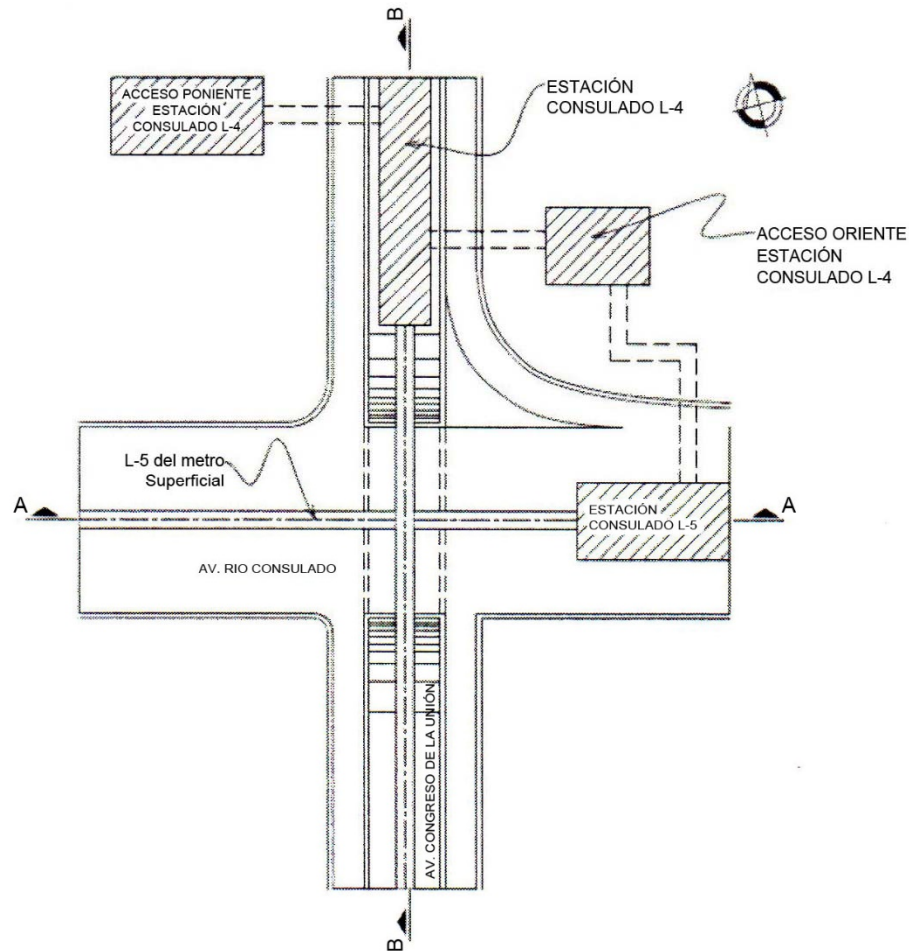


Ilustración 4.1 Planta del cruce de las Av. Congreso de la Unión y Río Consulado.

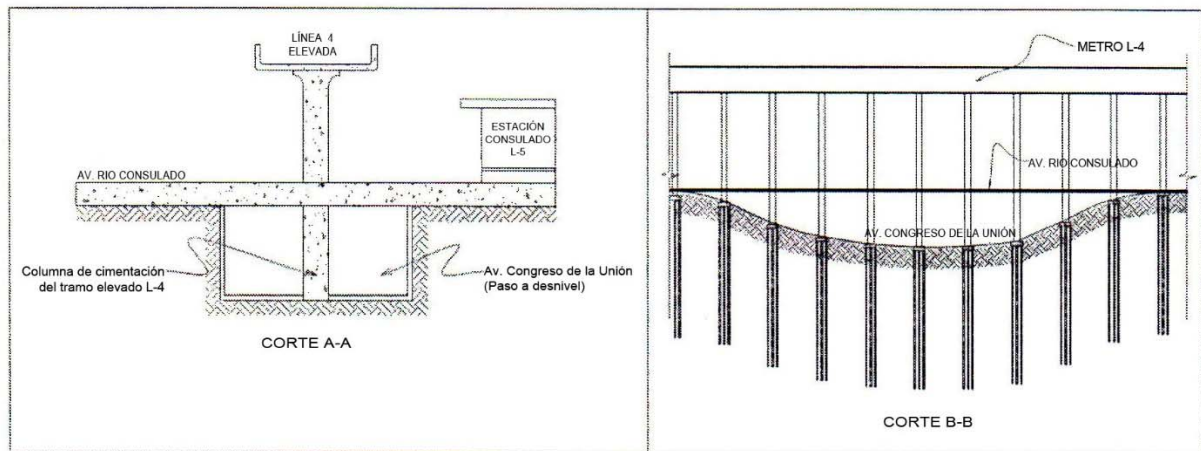


Ilustración 4.2 Cortes del cruce de las Av. Congreso de la Unión y Río Consulado.

La construcción del paso deprimido sobre la Av. Inguarán fue anterior a la construcción de la Línea 5.

Antes de la construcción del paso deprimido se hincaron los pilotes del tramo elevado del Metro, y las columnas de la Línea 4 se construyeron simultáneamente con el paso vial deprimido.

Estratigrafía del sitio.

En esta zona, el subsuelo está conformado por una costra superficial del orden de 4.50 m constituida por rellenos, limos arenosos y arcillas arenosas. Por debajo de este estrato y hasta los 32 m de profundidad aproximadamente, se localiza la arcilla volcánica típica de la Zona del Lago con contenidos naturales de agua que varían entre los 150% a los 450%. La arcilla hasta los 15 m de profundidad aproximadamente se encuentra normalmente consolidada y, a partir de esa profundidad y hasta la primer capa dura se encuentra pre-consolidada. Las resistencias al corte de esas arcillas varían entre 2 ton/m² para las arcillas más blandas, hasta 4 ton/m² en la zonas cercanas a la primer capa dura.

En el depósito de arcilla se encontraron algunas lentes de arena, una de ellas localizada aproximadamente a los 17 m de profundidad.

Proceso constructivo.

La construcción del paso deprimido se llevó a cabo mediante celdas de 22 m de ancho por 15 m de largo (en dirección del eje de Línea 4), las cuales se excavaron hasta 9 m de profundidad aproximadamente. Previamente a la excavación de las celdas se instalarían los pilotes de fricción de las columnas que apoyarían las trabes del puente de la Línea 4 del Metro. Estos pilotes fueron de concreto reforzado, de sección cuadrada, de 0.50 m x 0.50 m hincados dentro de una perforación previa de 0.50 m de diámetro.

La profundidad máxima de excavación fue del orden de 9.50 m. Durante la construcción de las celdas se colocaron tres niveles de puntales y la excavación se programó en toda el área de la celda por etapas verticales hasta alcanzar cada uno de los niveles de puntales programados, (Ilustración 4.2).

La construcción de las celdas se planeó para excavarse en forma alternada de tal suerte que la excavación de las celdas iniciales tiene el apuntalamiento necesario para contener todo el terreno circundante, en tanto que las celdas intermedias sólo soportaron los empujes del suelo lateral (Ilustración 4.3).

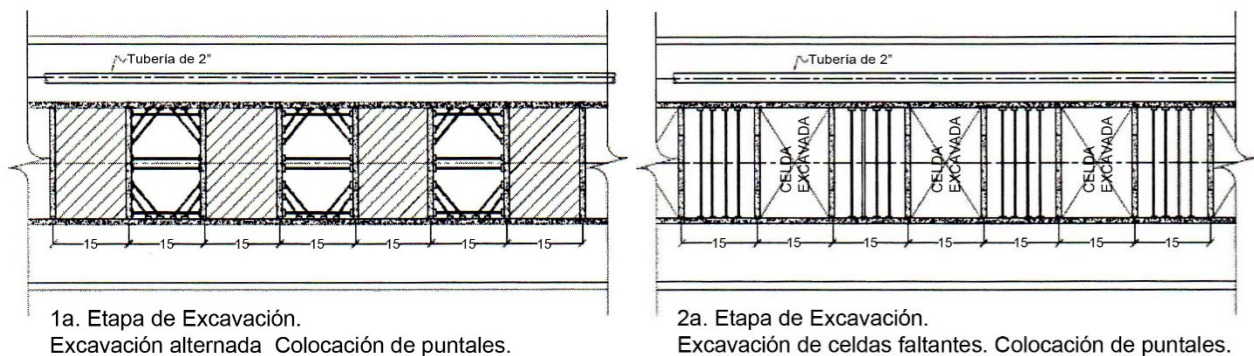


Ilustración 4.3 Configuración de excavación del Deprimido sobre Av. Inguarán.

Descripción de la falla.

Cuando se llevaba a cabo la excavación de una de las celdas iniciales, y estaba en proceso la instalación del segundo nivel de puntales, se presentó una deformación del suelo atrás del muro paralelo al eje del Metro. Detrás de él se tenía la presencia de una tubería de agua potable de 4" ubicada aproximadamente a 2.50 m de profundidad, y a 2.50 m de distancia del Muro Milán, esta deformación fue suficiente para dislocar la tubería y mover el muro una magnitud máxima del orden de 15 cm lo que provocó una socavación y la inundación de la celda. La socavación provocó un agujero atrás del Muro Milán y el aflojamiento de los puntales del nivel superior, así como la inclinación hacia la celda de un automóvil que estaba estacionado atrás del muro y que afortunadamente no se deslizó hacia la excavación.

La recuperación de la celda se llevó a cabo reinstalando los puntales del primer nivel, dándole la mayor precarga posible a los puntales y se bombeó la celda para vaciar el agua colocando de inmediato el segundo nivel de puntales. El diseño estructural de los muros interiores del paso vial se modificó para absorber la deformación de la tablestaca Milán.

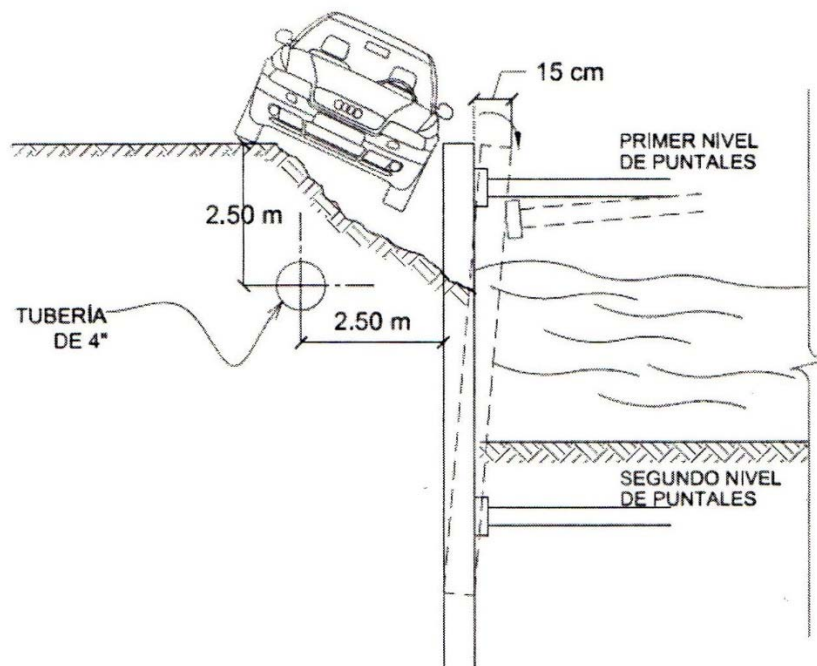


Ilustración 4.4 Desplazamiento del muro tipo Milán, dislocamiento de la tubería de agua potable y volcadura del vehículo.

Análisis de la falla.

La presencia de una tubería de 4" de agua potable, que se encuentra a presión y el momento crítico antes de la colocación del segundo nivel de puntales, provocó deformaciones atrás de la masa de suelo del Muro Milán que causaron el dislocamiento de dicha tubería, una socavación atrás del muro y el movimiento del muro hacia la excavación, con la consiguiente inundación de la celda.

Lecciones aprendidas.

La lección aprendida fue que se debió hacer un desvío local de esta tubería paralela a su eje, para tenerla ubicada a la vista sobre la banqueta apoyándola en silletas y dar seguimiento de las deformaciones de la banqueta durante la excavación y estar en posibilidad de observar sus

movimientos. También se debieron colocar los puntales inmediatamente después de que la excavación descubrió sus puntos de aplicación.

Solución.

Para recuperar la construcción de esta celda, se procedió a retirar temporalmente la tubería de agua potable, sustituyéndola por una tubería exterior que estuvo a la vista durante el resto de la excavación, se revisó la presión en los puntales que estaban sueltos, aplicando nuevamente las presiones especificadas, y se colocaron los puntales faltantes. Una vez garantizada la estabilidad de los muros de la celda, se bombeó el agua del interior, se continuó la excavación hasta llegar al fondo de la celda y se procedió a armar y colar la losa de fondo. Se pidió al constructor que estas actividades fueran continuas sin detenerse los fines de semana.

Para el muro desplomado se dio una solución estructural para reforzarlo. El gálibo horizontal se conservó construyendo un muro de menor espesor, pero con un refuerzo mayor al indicado en el proyecto original.

Caso 5. Cabeceras de la Estación Oceanía de la Línea 5.

Descripción de la obra

Le Estación Oceanía de la Línea 5 está ubicada sobre el Circuito Interior en el cruce al oriente de la Av. Oceanía. Es de tipo superficial y su cimentación está constituida por un cajón sobrecompensado. En el diseño de la Estación están considerados dos cuartos técnicos, ubicados cada uno en las cabeceras y están constituidos por muros y losas de concreto (Ilustración 5.1).

El peso de estos cuartos técnicos transmite a la cimentación una presión de 2.50 ton/m^2 la cual es mayor a la del resto del cuerpo de la estación.

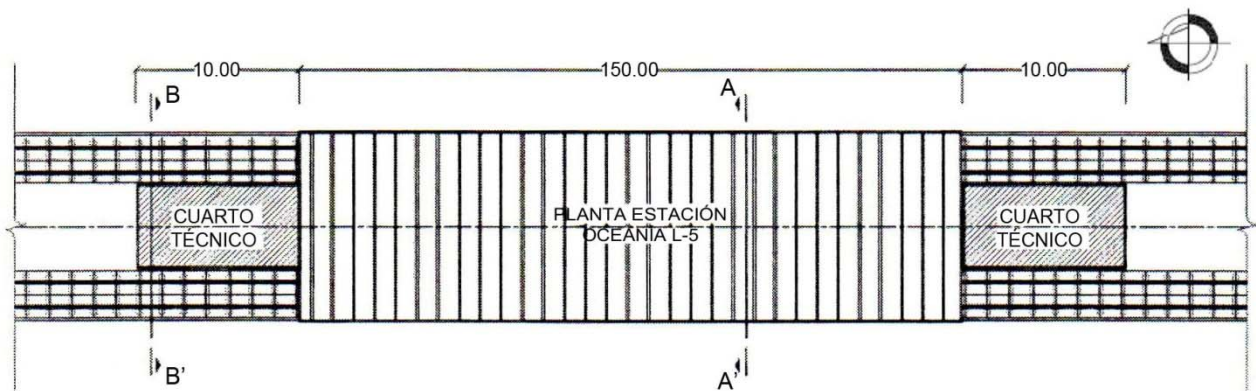


Ilustración 5.1 Planta de la Estación Oceanía.

Estratigrafía de la zona.

La estación está ubicada en la denominada Zona del Lago de la Ciudad, a pesar de su cercanía con el cerro del Peñón de los Baños. Los sondeos efectuados en la zona indican que la profundidad de la capa dura es igual en las cabeceras de ambas estaciones. La presencia de la roca del Peñón aparece hacia el oriente en el tramo entre las estaciones Oceanía y Aeropuerto donde se observa claramente la pendiente del Metro y de las vialidades.

Los sondeos realizados en la zona de la estación indican que el nivel freático se encuentra a los 2.50 m y a partir de los 5 m, subyacen las arcillas blandas típicas de esa zona de la Ciudad, conocida como Formación Arcillosa Superior, las cuales se caracterizan por ser muy compresibles y 100% saturadas. Esta Formación llega aproximadamente a los 38 m de profundidad hasta donde aparece la primer capa dura. Las arcillas están intercaladas por algunas lentes de arena de poco espesor. En la Tabla 5.1 se muestra un resumen de las propiedades mecánicas de esta arcilla.

Estrato (-)	Prof. (m)	ω (%)	γ_v (ton/m ³)	c (ton/m ²)	ϕ (°)	mv (kg/cm ²)
A	0.00-3.00	120	1.65	2.50	35	0.0000
B	3.00-5.00	170	1.40	3.00	30	0.0540
C	5.00-7.00	180	1.35	2.00	0	0.0500
D	7.00-10.00	280	1.18	1.75	0	0.0863
E	10.00-14.00	350	1.18	1.80	0	0.1000
F	14.00-21.50	450	1.15	1.50	0	0.1696
G	21.50-22.00	40	1.70	0	28	0.0000
H	22.00-30.00	380	1.15	1.70	0	0.1200
I	30.00-35.00	280	1.18	2.00	0	0.0863
J	35.00-38.00	200	1.18	2.30	0	0.0667

Tabla 5.1 Estratigrafía de la zona.

Procedimiento constructivo planteado.

La solución de cimentación de la estación fue con un cajón de cimentación sobrecompensado, el cual se construyó a cielo abierto y con taludes laterales, hasta una profundidad de 2.80 m, para lo cual se empleó un bombeo de achique para controlar las filtraciones. El cajón de cimentación está constituido por la losa de fondo, muros, contra-trabes y losa de andén. Sobre esta se construyeron las columnas para soportar la losa de entepiso y la techumbre con estructura metálica. La solución de cimentación fue homogénea a lo largo de toda la estación, es decir, el cajón de cimentación se construyó y desplantó a la misma profundidad en toda la estación incluidos los cuartos técnicos (Ilustración 5.2).

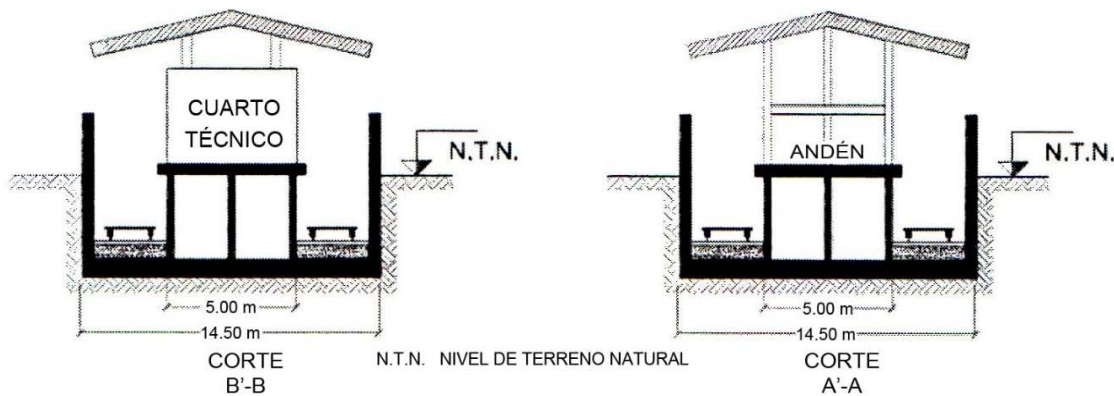


Ilustración 5.2 Cimentación en cuarto de máquinas y zona de andenes.

Presentación de la falla.

En este caso se puede considerar como una falla o como un mal comportamiento del suelo, la aparición de hundimientos diferenciales que se presentaron con los años entre la zona de los cuartos técnicos y el resto de la estación, los cuales afectaron la pendiente de las vías como se puede observar en las ilustraciones 5.3 y 5.4. Hay que recordar que desde el proyecto, las estaciones deben quedar en tangente horizontal.

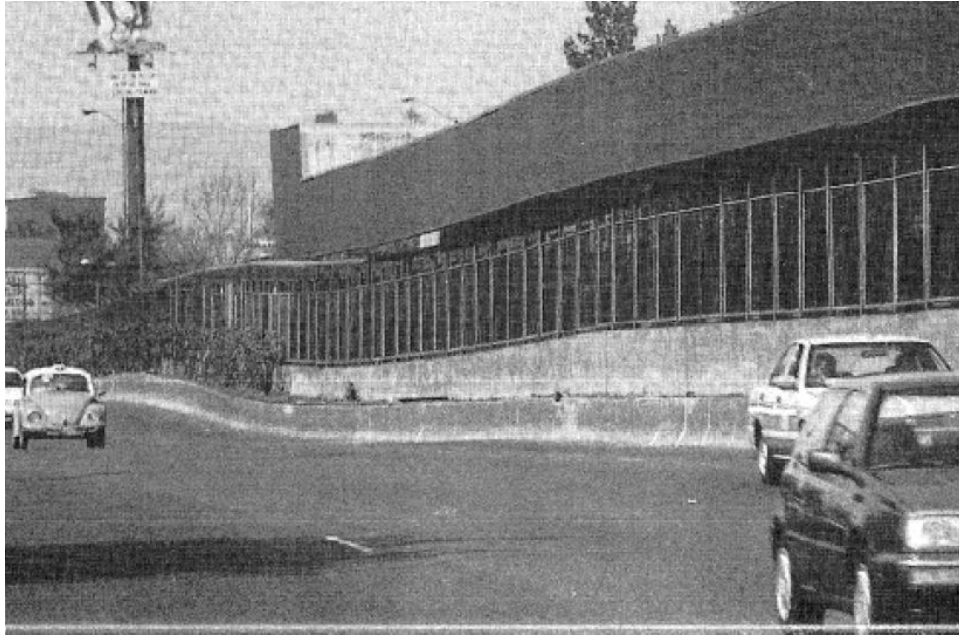


Ilustración 5.3 Vista exterior de las vías.



Ilustración 5.4 Vista interior de las vías.

La ocurrencia de los asentamientos diferenciales entre los cuartos técnicos y la zona de andenes, fue producida por la diferencia de cargas netas transmitidas.

Análisis de la falla.

Para analizar este comportamiento anormal se calcularon los asentamientos por consolidación del cuerpo de la estación considerando la teoría de Terzaghi y calculando las presiones actuales tanto del cuerpo de la estación como la que se produjo en los cuartos técnicos de las cabeceras.

En la Ilustración 5.5 se puede observar la curva de nivelaciones obtenida recientemente, considerando las zonas de la estación con las cargas que se tenían originalmente.

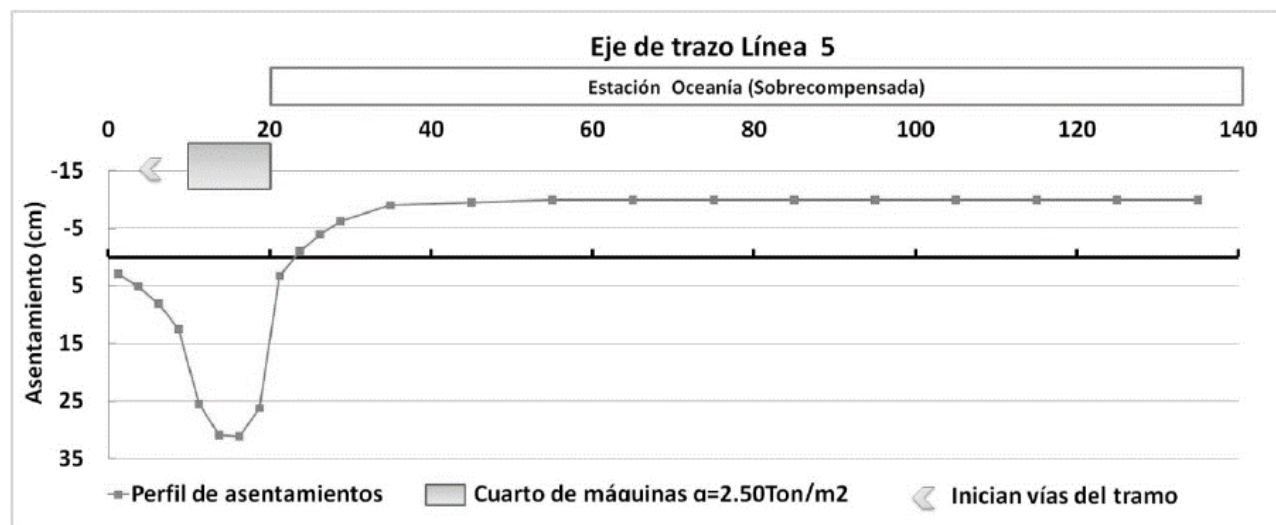


Ilustración 5.5 Gráfica de asentamientos diferenciales. Cuarto de máquinas y la Estación.

Los análisis indican que la consolidación primaria ya ha ocurrido en un alto porcentaje, por lo que es de esperar que en el futuro estos movimientos diferenciales no se acentúen.

Lecciones aprendidas.

En el diseño se debió haber considerado la diferencia de cargas entre la zona de la estación y el cuarto técnico y construir un cajón de cimentación más profundo en la zona de cuarto técnico para transmitir en esa zona una presión similar al resto de la estación y evitar la ocurrencia de movimientos diferenciales futuros.

Solución.

El problema del hundimiento de la cabecera normalmente se pudo haber resuelto re-nivelando la vía, sin embargo este proceso conlleva a hundimientos mayores con el tiempo.

Los asentamientos producidos por la carga neta de diseño en esta cabecera se desarrollaron a lo largo de más de 15 años y en este período no se llevó a cabo ninguna re-nivelación de mantenimiento.

Este tiempo permitió que se presentara más del 70% de la consolidación, así que el 30% del hundimiento restante se logró controlar con la rigidización que le proporcionó la nueva estructuración de la estación de la Línea B, sobre la cabecera poniente. Esta solución ha propiciado un buen comportamiento de la cabecera poniente, que se ha podido observar desde la terminación de la Línea 8 hace más de 10 años.

Caso 6. Pilotes en Línea 4 en Av. Congreso de la Unión, tramos Consulado-Bondojito y Bondojito-Talismán

Descripción de la obra.

La Línea 4 del Metro de la Ciudad de México fue construida en la década de los 80's y se concibió como una línea elevada. Corre a lo largo de la actual Av. Congreso de la Unión, desde la terminal sur en la estación Santa Anita hasta la terminal norte en la estación Martín Carrera.

La estructura está constituida por columnas de concreto coladas en sitio y trabes cajón de concreto reforzado coladas al pie de la obra y postensadas, que cubren claros variables entre 22 m y 30 m.

La cimentación de los tramos estuvo constituida por zapatas cuadradas desplantadas a 2.40 m de profundidad, macizas, de concreto reforzado, de 1.20 m a 1.50 m de espesor y de 11 m de lado. Las zapatas se apoyan en 13 pilotes cuadrados de concreto reforzado de 0.50 m de lado, uno de ellos ubicado al centro y el resto en la periferia de la zapata. Los pilotes trabajan por fricción y están desplantados aproximadamente 5 m arriba de la primera capa dura.

Aspectos técnicos del diseño.

La zapata se diseñó por capacidad de carga considerando el trabajo de los pilotes de fricción y tomando la adherencia como la cohesión de las arcillas que se desarrolla a lo largo del fuste de los pilotes. Se despreció el efecto que en la capacidad de carga aporta la zapata. Hay que tomar en cuenta que en esas fechas, el Reglamento de Construcciones vigente aún permitía considerar en un cimiento profundo la aportación a la capacidad de carga de las zapatas y de los pilotes en forma conjunta.

El criterio que prevaleció en el diseño fue el de los hundimientos, y con ese objetivo la cimentación fue revisada para tener en el futuro los menores asentamientos diferenciales posibles entre dos apoyos consecutivos y evitar al máximo trabajos futuros de mantenimiento.

Se empleó el criterio de la Fricción Negativa que en ese momento recién indicaba por primera vez la presencia de un eje neutro para este fenómeno; adicionalmente el hundimiento de las zapatas se revisó con el criterio propuesto por el Instituto de Ingeniería de la UNAM de los Doctores Romo y Reséndiz.

La estratigrafía típica en esos tramos está constituida por una capa superficial de aproximadamente 3.50 m de espesor formada por rellenos, limos y limos arenosos, entre este nivel y aproximadamente 30 m de profundidad aparece la arcilla de la Zona de Lago, la cual en su parte superficial y hasta los 15 m aproximadamente está normalmente consolidada, y a partir de esa profundidad y debido a la presencia de la capa dura permeable se encuentra pre-consolidada, lo cual conduce a que sus parámetros de deformabilidad a largo plazo son menos críticos que los de la arcilla superior y por tanto los asentamientos producidos en estos espesores son menores.

Es importante mencionar que a los 17 m de profundidad, apareció una lente de arena cementada y muy compacta de 0.60 m de espesor.

Los hundimientos calculados durante el diseño de las zapatas fueron calculados con el criterio de Peck. Conforme a esta metodología, los esfuerzos se determinan dividiendo la carga muerta de la estructura entre un área ampliada, obtenida al trazar una línea a 30° respecto a la vertical a partir del borde de la base de la cimentación (ver Ilustración 6.1).

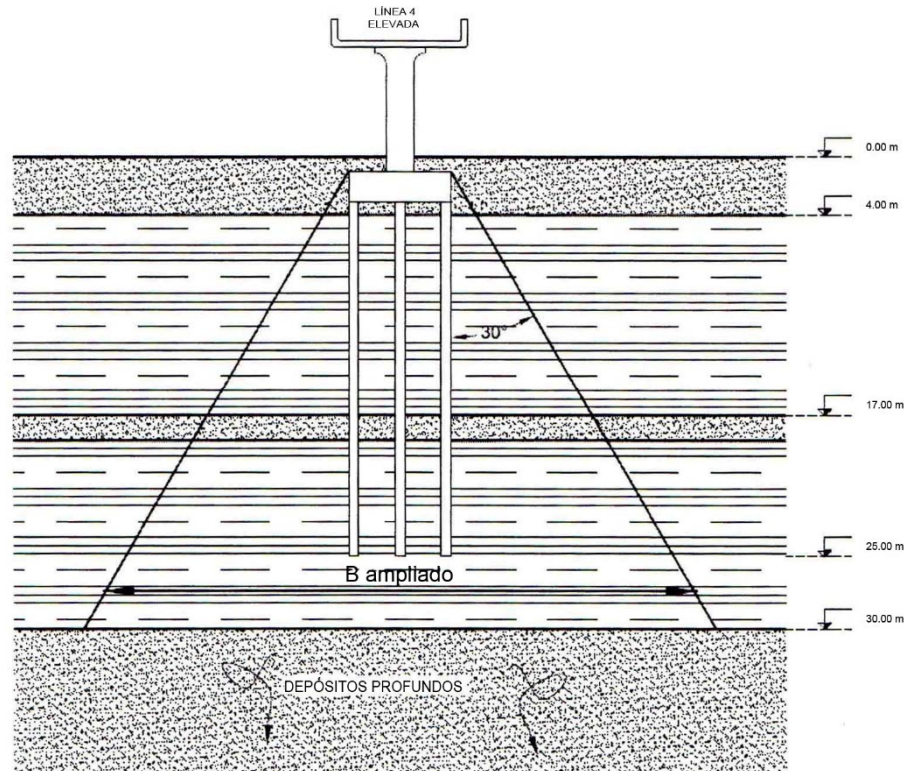


Ilustración 6.1 Esquema de las dimensiones ampliadas para determinar los esfuerzos en una cimentación con pilotes.

Procedimiento constructivo planteado.

El procedimiento constructivo de la cimentación estuvo planteado iniciando con el hincado de los pilotes mediante el empleo previo de una perforación circular de 50 cm de diámetro, lo que implicaba que los pilotes entraran forzados en algunas de sus esquinas.

Una vez hincados los pilotes se procedió a excavar la zona de la zapata, a descabezar los pilotes y a colocar el acero de refuerzo de la zapata ligándolo con el acero de los pilotes. Posteriormente se procedió al colado de la zapata en conjunto con el dado central que serviría de apoyo a las columnas.

Incidencias durante la obra.

Cuando se estaban hincando los pilotes, se presentó a los 17 m de profundidad el incidente de que algunos pilotes no podían atravesar la lente de arena localizada a esta profundidad, por lo que se intentó ayudarles con cuatro perforaciones de 6" de diámetro localizadas en la periferia de sus caras, como ésta medida no dio resultados, se realizaron cuatro perforaciones más, localizadas en las esquinas de cada pilote ya hincado. Sin embargo estas medidas tardaron algunos días, suficientes para que la arcilla del fuste de los pilotes se "amarrara" a los mismos por efecto de la tixotropía y los pilotes quedaran atrapados sin poder lograr atravesar la lente de arena, quedando algunos pilotes desplantados en 17 m en vez de los 24 m programados en el diseño.

Esta situación se debió corregir ampliando la perforación previa, sin embargo no se hizo y el problema se agravó debido a la velocidad con que avanzaron los trabajos de construcción.

Esta fue la falla en estos tramos, que en un principio y durante los primeros años de la operación de la Línea no fue notoria, sin embargo, con los años, el desarrollo de este fenómeno se acentuó provocando que los apoyos en la zona de las columnas se hundieran menos con relación a la zona de la vialidad, a la cual se le causó un problema de mantenimiento siendo necesario renivelar y rencarpetar con cierta frecuencia los pavimentos de esos tramos.

En cuanto a la operación de los trenes el fenómeno se mitigó con las renivelaciones de las vías que ya estaban previstas, el fenómeno prácticamente no impactó en la operación del sistema.

Análisis de la falla.

Desde el punto de vista geotécnico, para fines de este trabajo se realizó un análisis de lo que ocurrió, calculando el hundimiento de las zapatas piloteadas como realmente quedaron construidas. Los valores del hundimiento regional se compararon con los asentamientos por sobrecarga de la cimentación. Los resultados se muestran en la Tabla 6.1.

Asentamiento de cimentación de proyecto	Asentamiento de cimentación construida	Asentamiento medido del hundimiento regional. T=10años
3.85 cm	28.40 cm	70 cm

Tabla 6.1 Comparativa de los asentamientos de la cimentación del proyecto, de la cimentación construida y el hundimiento regional de la zona.

De estos análisis se desprenden los siguientes comentarios:

- El asentamiento por sobrecarga de la cimentación construida en obra es mayor que el asentamiento de proyecto.
- Las columnas apoyadas en los pilotes desplantados en el estrato de arena, sólo se ven afectados por el hundimiento regional correspondiente a la arcilla que subyace este estrato. Este valor sumado al asentamiento por sobrecarga es menor que el hundimiento regional de la zona, mismo que corresponde a todos los estratos blandos del suelo.

En la Ilustración 6.3 se pueden observar las consecuencias en la vialidad que en el año de 1995 ya se detectaban.

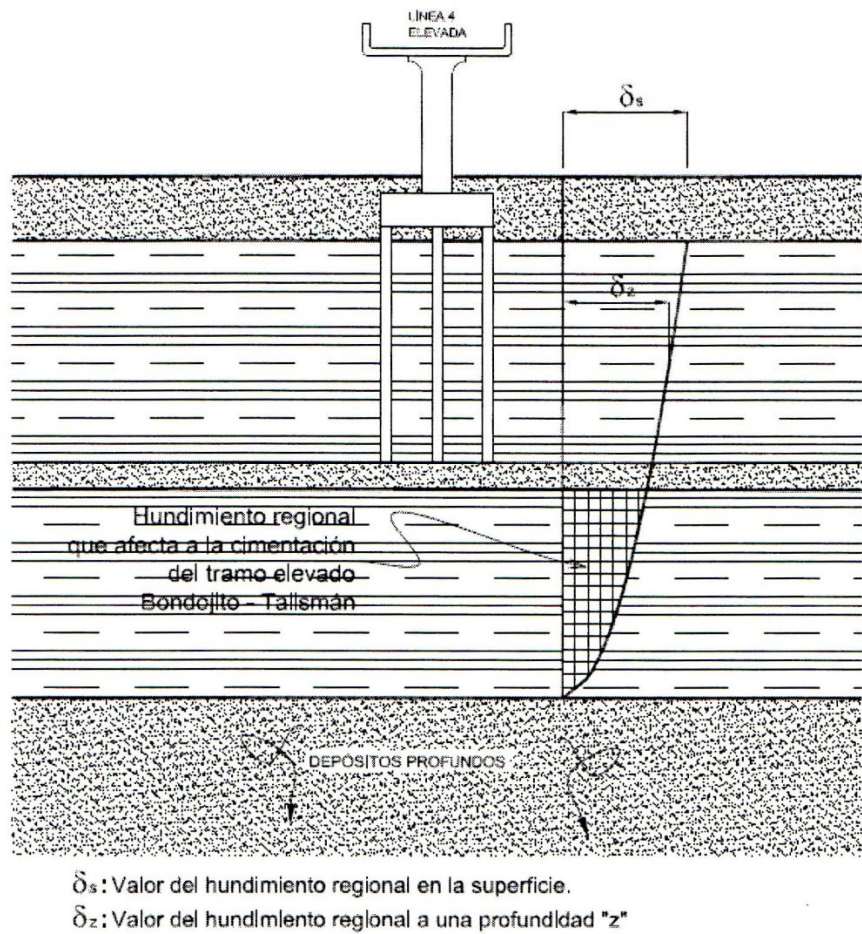


Ilustración 6.2 Configuración de la deformación del suelo por el hundimiento regional a distintas profundidades



Ilustración 6.3 Vista de los asentamientos diferenciales sobre la Av. Congreso de la Unión, en el tramo Bondojito-Talismán.

Lecciones aprendidas.

Como consecuencia de lo antes descrito, se puede mencionar que la lección aprendida es la siguiente.

Cuando se estaban elaborando las especificaciones para el hincado de los pilotes de fricción, se debió especificar que el diámetro de la perforación fuera del tamaño de la diagonal del pilote hincado o un poco mayor para evitar que los pilotes se quedaran atrapados en la lente de arena.

A la luz de los acontecimientos, en la obra se debió apresurar la modificación de la ampliación de la perforación previa para que los apoyos afectados fueran los menos posibles.

El comportamiento a largo plazo afectó importantemente a la vialidad y muy poco a la operación de los trenes.

Solución.

El problema de la “emersión” de los pilotes ocasionó un problema de desniveles locales en la vialidad, muy molesto para la circulación de los vehículos y que se resolvió mediante trabajos periódicos de renivelación de la carpeta asfáltica. En lo que respecta a las vías del Metro, no han sufrido en la misma proporción este fenómeno, y los pequeños cambios en las pendientes de las vías se han podido resolver con el balasto.

Caso 7. Falla en la intersección de los túneles de conexión y principal de la Línea 7, en Parque Lira.

Descripción de la obra.

Durante la construcción de la Línea 7 en el tramo Constituyentes-Tacubaya, se construyó una Lumbrera cercana a la Calle Gobernador Vicente Eguía, fuera del trazo de la Línea sobre la Av. Parque Lira.

La lumbrera de 12 m de diámetro y aproximadamente 40 m de profundidad, tenía la finalidad de acceder desde ahí, en forma transversal al túnel principal de la Línea 7 ubicado sobre Parque Lira, excavado con el método convencional.

La ubicación de esta Lumbrera quedaba fuera del trazo de la Línea 7, sobre un acceso lateral, con objeto de no afectar la vialidad sobre Parque Lira, que es una avenida importante por el flujo que mueve, de esta manera se accederá a la Línea 7 desde la lumbrera mencionada, según se indica en el croquis de la Ilustración 7.1.

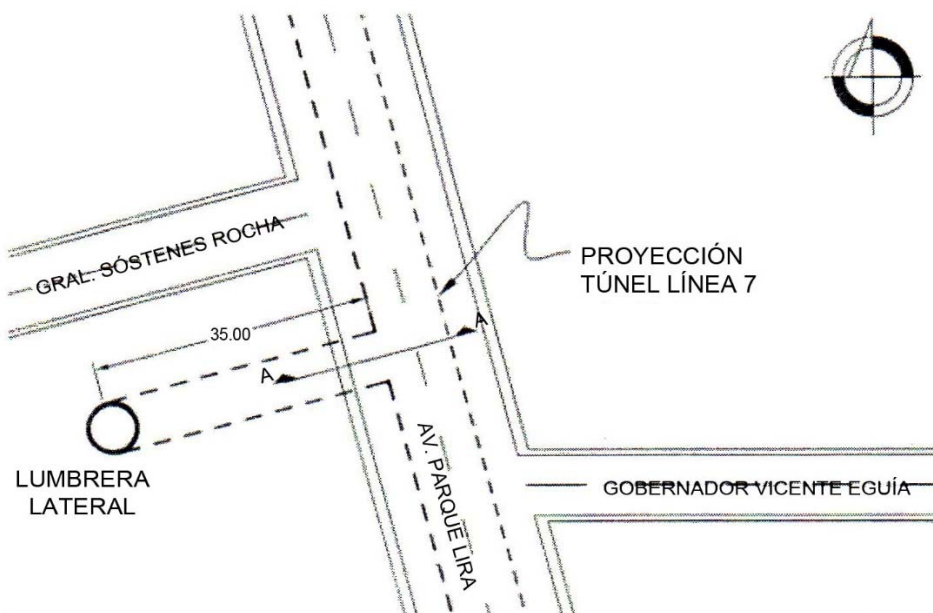


Ilustración 7.1 Ubicación de la Lumbreira de acceso lateral al túnel de Línea 7, entre las Av. Gral. Sóstenes Rocha y Vicente Eguía.

La clave del túnel de Línea 7 en esa zona se ubica aproximadamente a 24 m de profundidad y la plantilla a 33.80 m., el túnel es de sección circular compuesta con una base plana; su altura aproximada es de 9.80 m y su ancho máximo de 11.50 m (ver Ilustración 7.2).

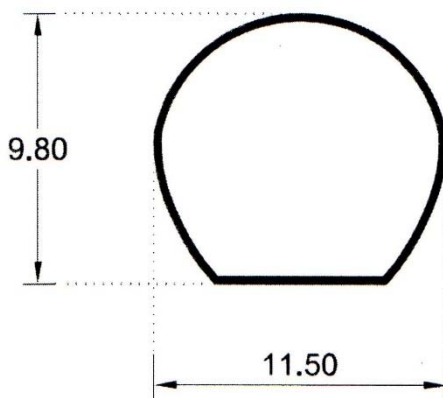


Ilustración 7.2 Sección transversal del Túnel de Línea 7.

El túnel de comunicación tenía una longitud aproximada de 35 m y su sección era un poco menor a la del túnel de Línea 7. La profundidad de la clave de este túnel estaba ubicada a la misma elevación que la clave del túnel de la Línea 7. La sección transversal de este túnel se muestra en la Ilustración 7.3.

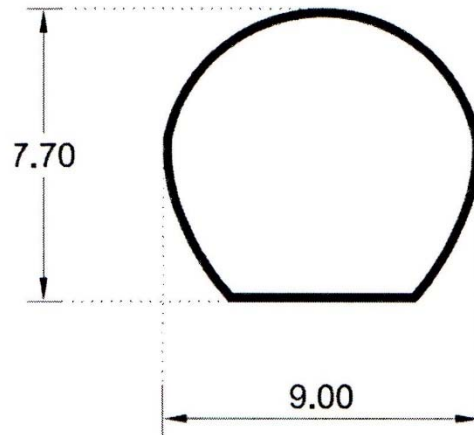


Ilustración 7.3 Sección transversal del Túnel de Conexión.

Estratigrafía del sitio.

De acuerdo con los sondeos que se hicieron, el subsuelo del sitio es típico de la zona de Lomas de la Ciudad y corresponde a estratos alternados de limos arenosos y arenas limosas, no hay presencia del nivel freático. Los sondeos marcaban algunos estratos en la zona de la clave del túnel donde el contenido de arena de los suelos era superior al 70%.

La resistencia al corte de los estratos en esta zona suele ser alta, con una cohesión que por lo menos vale 1 kg/cm^2 y ángulos de fricción interna de 35° como mínimo. Los estratos de más de 70% de arena presentaban una cohesión muy baja.

Procedimiento constructivo planteado.

El procedimiento constructivo planteado para el túnel de conexión consistía en excavar el túnel a media sección superior y en 5 m de altura con un espesor de concreto lanzado de 15 cm y dos lechos de malla electrosoldada, con avances de 3 m de longitud. Una vez excavada la media sección superior en toda la longitud del túnel, se procedió a la excavación de la media sección inferior hasta terminar el túnel.

Alcanzada la orilla de la intersección, el procedimiento indicaba la construcción de una trabe de borde y posteriormente la excavación del túnel principal en tramos de 2.50 m de longitud a media sección, en el ancho del túnel de conexión. Posteriormente se colocaría la malla electrosoldada, se lanzaría concreto hasta alcanzar el espesor especificado y así sucesivamente en cuatro etapas hasta completar la mitad superior del túnel de la Línea 7 (ver Ilustración 7.4).

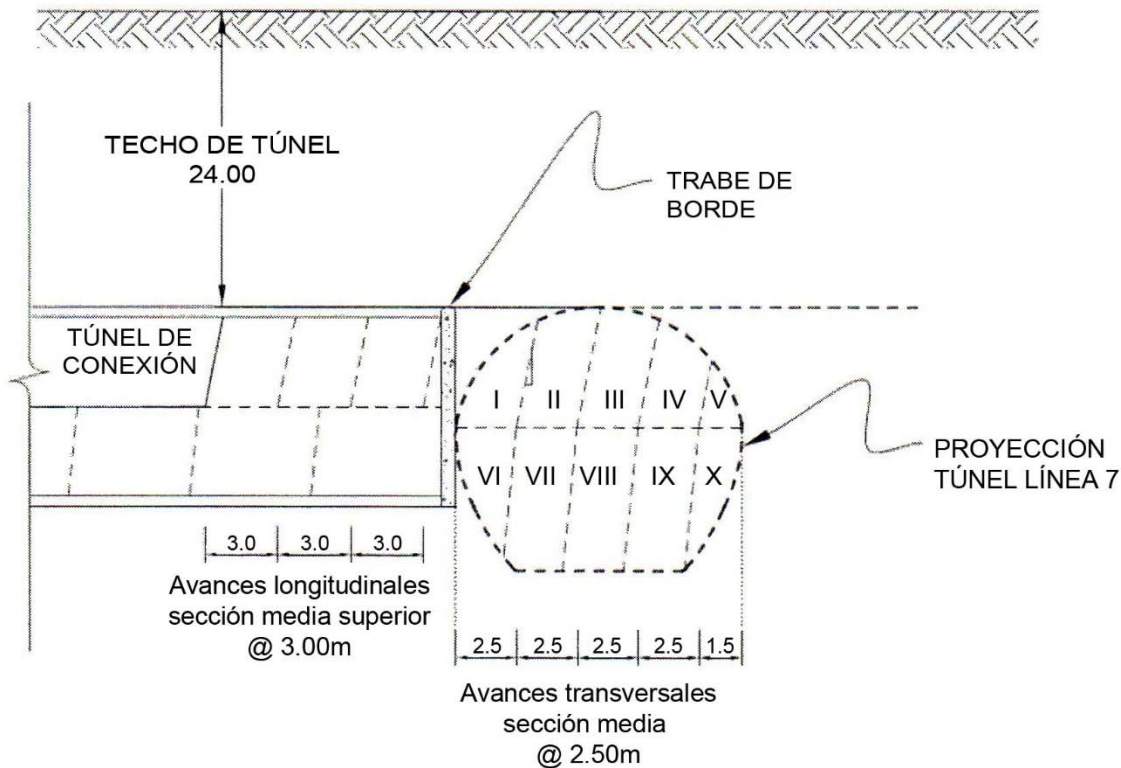


Ilustración 7.4 Procedimiento constructivo para el Túnel de Conexión y la unión con Túnel de L-7.

Análisis de las cargas sobre la clave.

Las cargas sobre la clave del túnel principal se calcularon considerando el arqueado del suelo de la clave en una profundidad igual a la propuesta por la teoría de Protodyakonov, la cual se desarrolló para suelos predominantemente arenosos, como es el caso de esta intersección. Esta teoría considera que la carga sobre la clave, de distribución aproximada a una parábola, está definida por la siguiente expresión:

$$p = \frac{\gamma b}{2 \tan \varphi}$$

Donde p es la presión sobre la clave del túnel, γ es el peso volumétrico del material de la clave, b es el ancho del túnel y φ es el ángulo de fricción interna del material. Al considerar las propiedades del suelo se obtuvo una presión de diseño de 10.10 ton/m², que fue con la que se hizo el diseño del túnel, considerando además los empujes activos sobre las paredes del túnel.

Presentación de la falla.

Después de excavar el túnel de conexión en toda su extensión, la construcción del túnel de la Línea 7 se llevó a cabo en toda la altura y en todo el ancho, en forma notoriamente diferente a lo que se había planteado en el diseño, por lo que alcanzada la misma clave en ambos túneles, el arqueado supuesto no se presentó, el túnel empezó a "granear", es decir, los estratos predominantemente arenosos empezaron a desprenderse debido a que se desarrollaron altos esfuerzos en la masa de suelo de la clave, los cuales produjeron deformaciones excesivas que propiciaron la inmediata formación de una "chimenea" que conectó la clave con la superficie del terreno.

Para completar el panorama, al centro de la Av. Parque Lira pasaba una tubería de agua potable, la cual se dislocó y produjo una socavación en la avenida con el riesgo que eso representaba para la vialidad.

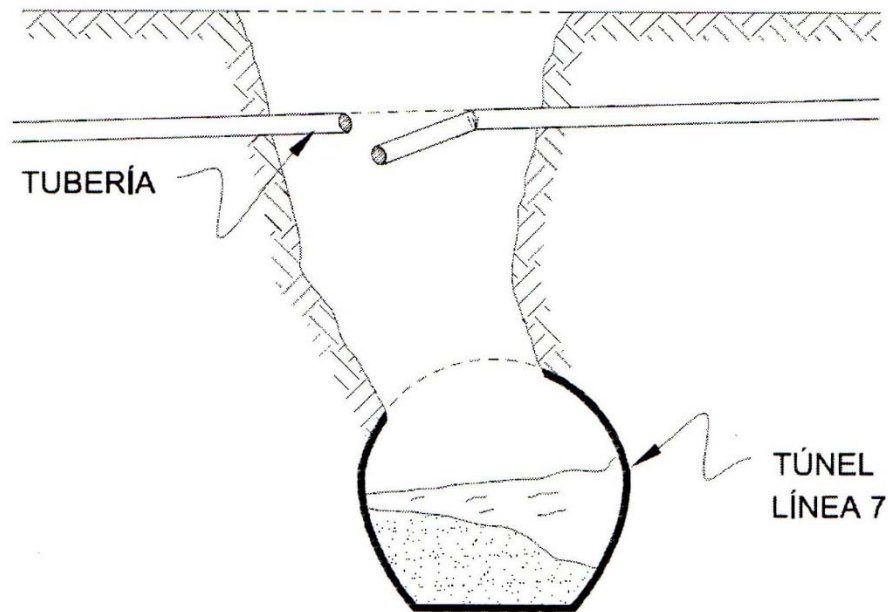


Ilustración 7.5 Falla en la intersección de los túneles de Conexión y Principal de la Línea 7, en Parque Lira.

Análisis de la falla.

Es indudable que el arqueo no llegó a desarrollarse durante la excavación del segundo túnel, principalmente debido a que las claves eran coincidentes y el efecto de arco se perdió por tener un techo prácticamente plano. El alto contenido de arena de los estratos de la clave ayudó a generar deformaciones importantes y se formó una chimenea que se conectó a la superficie. La presencia de la tubería agravó el problema con la socavación y el aumento de las dimensiones de la chimenea.

Lecciones aprendidas.

Como en otros casos similares de excavación de túneles, la enseñanza es que no se debió haber diseñado la intersección con los niveles coincidentes de las claves de ambos túneles en suelos tan arenosos.

La recuperación de este tramo conllevó a un procedimiento muy distinto, llevando el túnel de conexión con un túnel piloto y una clave 3 m arriba de la clave del túnel principal, excavando por etapas cortas e instalando anclajes desde la llegada del túnel de conexión.

Esta falla obligó a todo el equipo de trabajo a parar las obras durante poco más de un mes, para revisar nuevamente los criterios de excavación y diseño, conformándose un equipo de asesores constituido por el Dr. Harald Wagner de una empresa austríaca con amplia experiencia en la aplicación del Nuevo Método Austríaco de Tuneleo, y por el profesor Enrique Tamez en la parte del diseño, asimismo los criterios aplicados se sometieron a los comentarios del Instituto de Ingeniería de la UNAM en los que participó el Dr. Daniel Reséndiz.

Solución.

La solución de esta falla fue resuelta rellinando el hueco sobre los túneles de conexión, con material areno-limoso compactado por capas, hasta restituir el pavimento de la Av. Parque Lira.

Se construyó un nuevo túnel ubicando su trazo fuera de la vialidad y aprovechando la lumbrera de acceso. La excavación de este túnel se llevó a cabo empleando el escudo de frente abierto y dovelas utilizado en el año de 1969 en el Túnel de Tacubaya a Observatorio.

Caso 8. Cimentación edificio CTM.

Descripción de la obra.

El edificio de la CTM es una estructura de concreto reforzado que aloja las oficinas de esta Central. Fue construido a principios de la década de los 80's en la esquina que forman las calles de Plaza de la República y Av. Vallarta.

Es un edificio que tiene aproximadamente 90 m de largo (sobre la calle de Vallarta) y 40 m de ancho sobre la calle de Plaza de la República. Es de concreto reforzado, tiene 6 niveles a partir del nivel de la banqueta, tres sótanos y un cajón de cimentación, lo que implicó que se hiciera una excavación a 12 m de profundidad.

El edificio se ubicó en los terrenos donde anteriormente estaban construidos varios edificios, entre ellos, el Teatro del Músico y otros edificios de hasta 10 niveles, algunos de los cuales estaban cimentados sobre pilotes que no se sabía si trabajaban por punta o por fricción. Este grupo de edificios se ubicaba en la zona norte del terreno, es decir cargados hacia la esquina de las calles de Plaza de la República y Vallarta y todos ellos tenían su entrada sobre la calle de Vallarta.

La planta y un corte de este edificio se pueden observar en la Ilustración 8.1.

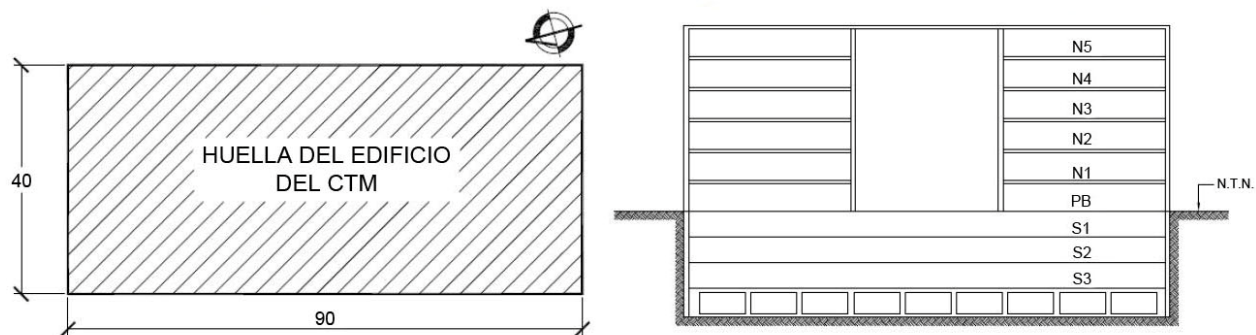


Ilustración 8.1 Planta y corte longitudinal del Edificio de la CTM.

Procedimiento constructivo planteado.

El Procedimiento constructivo planteado, se desarrolló considerando la construcción de la cimentación delimitada en su periferia por Muros Milán con patas de 3 m debajo de la máxima profundidad de excavación y, debido al ancho del terreno se decidió utilizar un Muro Milán intermedio auxiliar para reducir el ancho de la excavación.

La excavación se hizo por etapas en el sentido horizontal y vertical, con longitudes máximas de 10 m y con taludes frontales y bermas. Se utilizó bombeo temporal mediante puntas eyectoras y se

colocaron cinco niveles de puntales en la medida que la excavación iba descubriendo sus puntos de aplicación.

Antes de proceder a la excavación, se elaboró una especificación que marcaba que en la esquina norponiente del predio, después de demoler los edificios, se debían “descabezar” los pilotes antiguos (demoler sus cabezas) que formaban parte de las cimentaciones de los edificios demolidos, de tal forma que el “descabece” fuera de 2.50 m debajo de la máxima profundidad de la excavación y el hueco formado se rellenara con la arcilla de la propia excavación sin compactar.

Comportamiento del edificio y fallas observadas.

Al paso del tiempo y durante el tercer año de inaugurado el edificio, el personal de mantenimiento informó que las nivelaciones del edificio indicaban una ligera inclinación del edificio hacia el sur, con un hundimiento diferencial entre la esquina norponiente y la suroriente (ubicada en la Privada Vallarta) del orden de 15 cm, con el detalle de que el hundimiento de la esquina norponiente era 0 cm, y el hundimiento de la esquina suroriente era de 15 cm, y se presentaban unas fisuras en el edificio vecino de la esquina suroriente.

Al visitar el edificio vecino se confirmaron las fisuras, sin embargo en la cimentación del edificio de la CTM no se percibieron fisuras ni problemas. Se pensó en alguna filtración del nivel freático que se estaba introduciendo en las celdas de cimentación y que fueran las causantes de una pequeña sobrecarga en esa zona. También se revisó una posible excentricidad de cargas que se produjera hacia la esquina del mayor hundimiento, pero se encontraron valores de excentricidad muy bajos, lo que comparado con las dimensiones del edificio no podían ser culpables de ese comportamiento. Se emitió un informe con estos resultados.

La situación se fue agravando y después de alrededor de 12 años, el hundimiento diferencial alcanzaba ya los 115 cm en la misma dirección. En la esquina norponiente los movimientos acusaban un levantamiento del orden de 5 cm y en la esquina suroriente acusaba hundimientos de 120 cm (ver Ilustración 8.2); el edificio vecino estaba destrozado, se compró y se demolió, y ya aparecían agrietamientos en algunas de las trabes de cimentación del edificio de la CTM.

El personal de la administración del edificio estaba con razón muy molesto y dispuesto a establecer una demanda, ante lo cual se acudió a hacer una revisión minuciosa del edificio y específicamente de las celdas de cimentación.

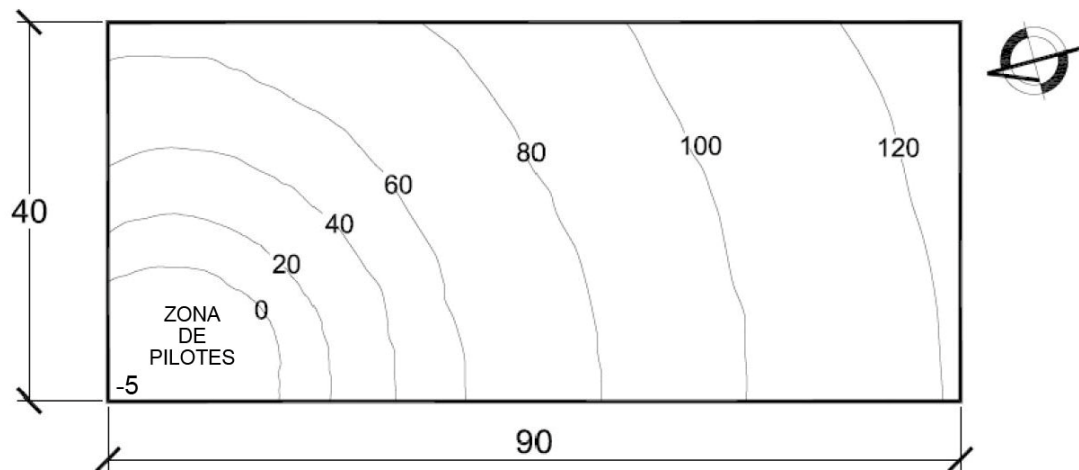


Ilustración 8.2 Curvas de nivel medidas en la planta del edificio.

Análisis de la falla.

Al revisar cada una de las celdas, se desalojó el agua de las mismas con unas bombas, y después de observar varias de ellas, en las de la zona norponiente que coincidían con la ubicación de los edificios antiguos se encontró una montaña en el centro de la losa de fondo de cada celda, la losa muy agrietada y desde luego la sospecha de la presencia de los pilotes antiguos que no se habían descabezado como se había indicado durante la construcción de la cimentación (ver Ilustración 8.3).

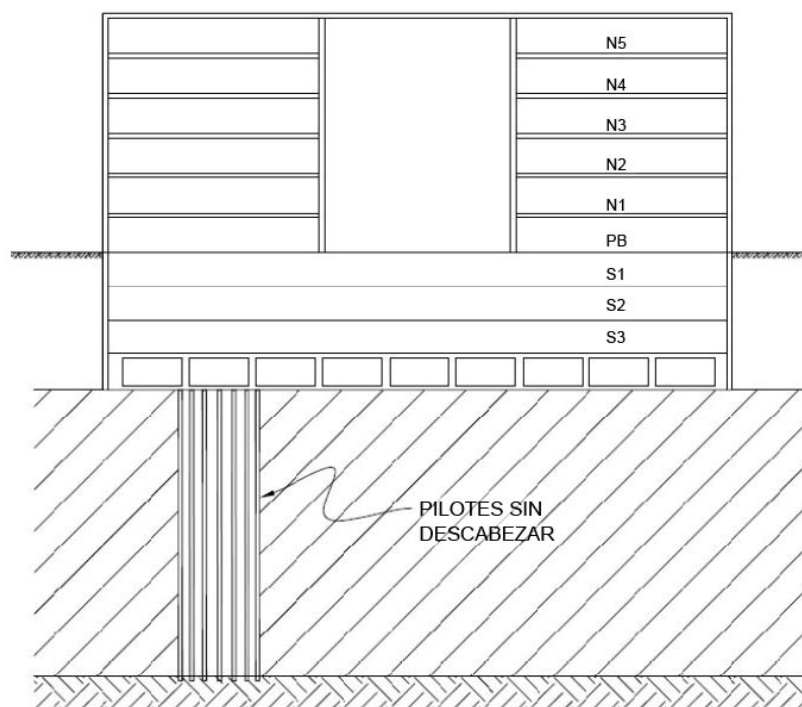


Ilustración 8.3 Corte longitudinal del Edificio de la CTM con vista de los pilotes sin descabezar.

Fueron aproximadamente 9 celdas las que acusaban este problema y se procedió de inmediato a establecer un programa de mitigación. Este programa consistió en demoler la losa de cimentación de cada celda afectada, liberar la presión de la cabeza de los pilotes, demoler dicha cabeza como inicialmente estaba previsto, rellenar con suelo blando sin compactar los huecos y reconstruir y restituir la losa de cimentación de cada celda.

Las reparaciones se hicieron por las noches con el edificio desalojado, y después de cada liberación se producía un tronido y un movimiento vertical brusco que obedecía a reajustes de la estructura.

Finalmente el comportamiento anormal del edificio cesó, la deformación diferencial se alcanzó a recuperar en parte, y la revisión estructural ante sismo del edificio en las nuevas condiciones arrojó un comportamiento aceptable.

Lecciones aprendidas.

La lección aprendida es muy clara, verificar que se cumplan durante la construcción, las especificaciones establecidas en el diseño. Cuando se tiene la presencia de pilotes de cimentaciones antiguas, verificar su descabece y que el relleno entre las cabezas y la nueva cimentación, quede formado por un material deformable, para no transmitir a la nueva estructura cargas diferentes para las que fue diseñado y por tanto un comportamiento no deseado.

Solución.

Como ya se explicó, la solución a este problema fue romper las cabezas de los pilotes que quedaron en contacto con la losa de cimentación, recortándolos hasta una profundidad de 2.50 m por debajo de ésta, impidiendo así el futuro contacto entre los pilotes y el cajón del edificio. Finalmente se restituyó la losa de fondo de los cajones de cimentación en las zonas afectadas.

Conclusiones.

Con el presente documento se pretende dar una visión ordenada del problema de las fallas en cimentaciones y obras subterráneas. El objetivo principal perseguido, es contribuir a evitar tales fallas, que tantas dificultades económicas y de otra índole provocan. Para ello, se ha recurrido a ejemplificar diversos casos, que ayudan a puntualizar y divulgar experiencias, con la expectativa que causen algún impacto, de manera que, ante situaciones parecidas, evitar caer en esos mismos errores.

Se ha tratado de hacer ver que, sin restar importancia a los estudios de mecánica de suelos, proyecto y construcción, que se realizan, la mayor parte de los fracasos se deben a la falta de atención que se le da al terreno de cimentación, al diseño de las cimentaciones y a detalles durante la construcción, por lo que mediante el conocimiento de fallas previas se puede evitar que se repitan las mismas prácticas.

De acuerdo con los casos analizados, se pueden establecer las siguientes conclusiones o lecciones aprendidas:

- a. En el caso de las excavaciones en elementos de contención a profundidades en las que el número de estabilidad de Peck es mayor de 4, el último nivel de puntales debe ubicarse lo más cerca del fondo de la excavación, a fin de evitar la falla por pateo de esos elementos.
- b. La longitud de empotramiento de los elementos de contención, cuando son rígidos, deben tener suficiente seguridad ante una falla por pateo.
- c. En excavaciones con cortes o taludes, debe revisarse la estabilidad general y local de estos, con el fin de que ambos factores de seguridad mayores de 1.5 y en casos especiales se deberán exigir previsiones adicionales para mejorar la estabilidad durante la construcción.
- d. Cuando existan tuberías de agua potable o drenaje localizadas en zonas vecinas a excavaciones debe revisarse lo siguiente:
 - Si son de agua potable y están localizadas en la orilla de las excavaciones por fuera de las estructuras de contención, es recomendable reubicarlas temporalmente en la superficie para observarla durante el proceso de la excavación. Esta recomendación es aplicable cuando las tuberías no exceden de 4" a 6" de diámetro. Si las tuberías son de mayor diámetro no pueden reubicarse en la superficie y por tanto, deben llevarse nivelaciones muy precisas y frecuentes para detectar cualquier movimiento de la masa de suelo a fin de que no se produzca una dislocación de la tubería. Es importante tomar en cuenta que las tuberías de agua potable siempre tienen presión interior y cuando se produce un desplazamiento de las mismas, van acompañado de una socavación del suelo que las aloja.
 - Si las tuberías son de drenaje, como atarjeas o colectores, deben monitorearse varias veces al día durante el proceso de excavación, para observar sus movimientos. Las atarjeas o colectores NO son tubos continuos, sino que están "junteados" con mortero y es muy fácil que ante cualquier deformación, por pequeña que sea, sufran un desplazamiento que producirá filtraciones importantes a la excavación a través de las juntas de los elementos de contención y por tanto socavación de la zona externa a los muros de contención. El olor del agua que se filtra hacia la excavación es en ocasiones un buen indicio de este fenómeno.

- e. La presencia de las tuberías de agua potable o drenaje cuando están localizadas dentro de las zonas de la excavación usualmente están fuera de servicio. En este caso las tuberías de drenaje que ya estaban canceladas, fuera de operación, desviadas y substituidas por tuberías nuevas, deben ser taponadas y selladas, y verificar que el agua de lluvia no se introduzca dentro de ellas, pues aunque están fuera de servicio, a través de los pozos de visita que se ubican dentro de las áreas de las excavaciones, el agua se infiltra y pueden ser las causantes de mal comportamiento o fallas.
- f. En excavaciones apuntaladas, los puntales se deben colocar inmediatamente al momento en que la excavación descubra sus puntos de aplicación. Cuando no exista nivel freático debe tomarse en cuenta que durante la construcción y antes del relleno del respaldo de los muros de contención, el escurrimiento del agua de lluvia puede sobrecargar los muros y provocar empujes hidrostáticos no previstos en el diseño, por lo que deben tomarse en cuenta medidas de protección para impedir que el agua de lluvia se acumule en el respaldo de dichos muros antes de que estos hayan sido rellenados y diseñarlos con filtros en su respaldo y drenes en la parte inferior de los muros.
- g. En cuanto a las cargas a largo plazo de las estructuras, deben considerarse en los diseños las cargas netas que las estructuras transmitirán al subsuelo y calcular las deformaciones diferidas o asentamientos a largo plazo, con el fin de uniformar la presión de contacto.
- h. En cimentaciones con pilotes de fricción hincados, debe verificarse la presencia de las lentes de arena intermedias mediante sondeos realizados en las zonas de hincado, a fin de garantizar el trabajo efectivo de fricción de los pilotes. Se deberán además revisar las especificaciones para el hincado de los pilotes de fricción, verificando que el diámetro de la perforación previa sea, cuando menos, del tamaño de la diagonal del pilote hincado o un poco mayor, para evitar que los pilotes se queden atrapados en las lentes de arena y trabajen en forma diferente a la diseñada. Cuando en la obra se detecten problemas de que los pilotes no penetran como estaba previsto en el diseño, se deben hacer los ajustes de diseño necesarios en forma oportuna para evitar que los problemas se repitan.
- i. En el caso de la intersección de dos túneles, los niveles de las claves de ambos túneles no deberán ser coincidentes. Las construcciones de la intersección de dos túneles deberá ser realizada por etapas, llevando un túnel piloto cuando se excava en la zona de intersección, para provocar el arqueo, y ayudarse con la instalación de sistemas de anclajes en la clave de ambos túneles.
- j. En el caso de edificios y excavaciones que se realizarán donde existan cimentaciones antiguas como pilotes, de los que no se sabe muchas veces si son de punta o de fricción, todos ellos sin excepción, deberán "descabezarse" y sus cabezas deberán quedar separadas de la nueva cimentación por lo menos una altura de 2 m. rellenando el espacio entre la cabeza del antiguo pilote y la nueva losa de cimentación con material suelto sin compactar.
- k. Es necesario que en el Reglamento de las Construcciones del Distrito Federal, sea prevista la normatividad relativa a la revisión de las tuberías vecinas a una excavación, independientemente de su diámetro y de su función, estén o no en uso, con el fin de considerar sus efectos durante la excavación y evitar aportaciones que se puedan traducir en fallas durante las construcciones.
- l. Deberán instrumentarse las estructuras desde su etapa de excavación, cimentación y después de éste, con énfasis en su etapa más crítica, para poder anticiparse a las contingencias y tomar las medidas urgentes que puedan prevenir la ocurrencia de fallas o mal comportamiento.

Bibliografía.

1. Ralph B. Peck, Walter E. Hanson, Thomas H. Thornburn, "Ingeniería de Cimentaciones", versión española José Luis Lepe Saucedo; revisión Hermilo del Castillo Mejía, Ed. Limusa. México D.F., 1995.
2. C. Szechy, "Fallas en Fundaciones", versión española Romualdo Trucillo, Ed. Editora Tecniciencia. Uruguay, 1964.
3. Luis Bernardo Rodríguez González, "Ingeniería Geotécnica Forense; Análisis de Algunos Casos". AIM, México, 2011.
4. Vittorio Guglielmetti, Piergiorgio Grasso, Ashraf Mahtab, Shulin Xu "Mechanized Tunnelling in Urban Areas, 2nd edition: Design Methodology and Construction Control", Ed. Taylor & Francis Group, EUA, 2007
5. Recomendaciones de la ITA sobre riesgo compartido previsto en contratos para excavaciones subterráneas. Reporte especial, 1992.
6. Gabriel Y. Auvinet, Moisés Juárez, "Ingeniería Geotécnica en Zonas Urbanas Afectadas por Hundimiento Regional". Volumen preparado por el Comité Técnico #36 de la ISSMGE para XVII Conferencia de la IMSSGE, Alejandría Egipto, 2009
7. Gabriel Y. Auvinet, Buddhima Indraratna, "Foundation Engineering in Difficult Soft Soil Conditions". Volumen preparado por el Comité Técnico #36 de la ISSMGE para XVI Conferencia de la IMSSGE, Osaka Japón, 2005
8. "The Joint Code of Practice for Risk Management of Tunnel Works in the UK" The British Tunnelling Society , 2003.
9. Soren Design Eskesen, "Guidelines for Tunnelling Risk Assessment", ITA - AITES, Seúl, 2006