



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA DE  
MÉXICO

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

---

---

“DISEÑO GEOTÉCNICO DE MUROS MILÁN Y  
TABLESTACAS EMPLEADOS EN LA  
CONSTRUCCIÓN DE LÍNEA 12 DEL STC METRO”.

T E S I S

PARA OBTENER EL TÍTULO DE  
LICENCIATURA EN INGENIERÍA CIVIL

P R E S E N T A

**EDUARDO VERGARA RIVERA**

ASESOR: ING. GABRIEL RUIZ GONZÁLEZ

SAN JUAN DE ARAGÓN, CD. NEZAHUALCOYÓTL EDO. DE MÉXICO 2011



FES Aragón



Universidad Nacional  
Autónoma de México



**UNAM – Dirección General de Bibliotecas**  
**Tesis Digitales**  
**Restricciones de uso**

**DERECHOS RESERVADOS ©**  
**PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

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

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

CONTENIDO

INTRODUCCIÓN.....	6
I. ANTECEDENTES.....	9
I.1 ANTECEDENTES HISTÓRICOS DEL TRAZO AL SUR-ORIENTE DE LA CIUDAD DE MÉXICO.....	9
I.2 ETAPAS DE CONSTRUCCIÓN DE LA RED DEL STC METRO .....	12
I.2.1 PRIMERA ETAPA (19 de junio de 1967 al 10 de junio de 1972) .....	12
I.2.2 SEGUNDA ETAPA (7 de septiembre 1977 a finales de 1982) .....	14
I.2.3 TERCERA ETAPA (Principios de 1983 a finales de 1985) .....	16
I.2.4 CUARTA ETAPA (Inicia en 1985 y concluye en 1987).....	18
I.2.5 QUINTA ETAPA (Inició en 1988 y se terminó en 1994) .....	19
I.2.6 SEXTA ETAPA (Inició en 1994 y se terminó en el año 2000) .....	20
II. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO METRO LÍNEA 12 DEL SISTEMA DE TRANSPORTE COLECTIVO .	21
III. PROYECTOS DE TRANSPORTE MASIVO .....	24
III.1 PROYECTO DEL TREN ELEVADO .....	24
III.2 OTROS PROYECTOS DE TRANSPORTE MASIVO .....	25
III.3 DEMANDA DE LÍNEA 12 .....	26
III.4 OBJETVOS DE LA CONSTRUCCIÓN DE LA LÍNEA 12 .....	27
III.5 RENTABILIDAD SOCIAL DE LA INVERSIÓN .....	28
III.6 EFICIENCIA.....	29
III.7 ASPECTOS RELEVANTES DEL PROYECTO:.....	29
III.8 DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO GEOMÉTRICO .....	32
III.9 LÍNEA 12, TLÁHUAC-MIXCOAC, TRAYECTORIA Y ZONIFICACIÓN GEOTÉCNICA .....	38
IV. DISEÑO GEOTÉCNICO PARA MURO MILÁN .....	39
IV.1 DISEÑO DE MUROS MILÁN .....	39
IV.2 SOLUCIONES UTILIZADAS ACTUALMENTE .....	40
IV.3 EMPUJES LATERALES SOBRE MUROS MILÁN O TABLESTACAS .....	41
IV.4 TEORÍAS SOBRE EMPUJES DE TIERRA.....	41
IV.4.1 ESTADO DE EMPUJES EN REPOSO.....	43
IV.4.2 ESTADO DE EMPUJES ACTVO .....	43
IV.4.3 ESTADO DE EMPUJES PASIVO .....	43
IV.4.4 RELACIÓN ENTRE COEFICIENTES DE EMPUJE .....	44

---

---

IV 4.5	DESPLAZAMIENTO HORIZONTAL.....	44
IV.4.6	FRICCIÓN Y ADHERENCIA CONTRA EL MURO O ADEME .....	45
IV.5	CÁLCULO DE LOS EMPUJES LATERALES.....	45
IV.5.1	ANTECEDENTES .....	45
IV.5.2	TEORÍA DE RANKINE .....	45
IV.5.3	TEORÍA DE COULOMB .....	47
IV.5.4	TEORÍA DE LA ESPIRAL LOGARÍTMICA .....	48
IV.5.5	EMPUJES LATERALES EN SUELOS COHESIVOS-FRICCIONANTES .....	49
IV.5.6	EXCAVACIONES SIN SOPORTE .....	50
IV.5.7	SOBRECARGAS Y OTRAS ACCIONES.....	51
IV.6	DISEÑO DE MUROS TABLESTACA.....	60
IV.6.1	MUROS EN CANTILEVER .....	60
IV.6.2	TABLESTACAS ANCLADAS.....	69
IV.6.3	TABLESTACAS DOBLEMENTE ANCLADAS .....	74
IV.6.4	ESTABILIDAD GENERAL.....	75
IV.6.5	DISEÑO DE ANCLAJES .....	75
IV.7	DISEÑO DE MUROS MILÁN .....	78
IV.7.1	CONTROL DEL FLUJO DE AGUA .....	79
IV.7.2	SISTEMAS DE APUNTALAMIENTO .....	79
IV.7.3	DIAGRAMAS APARENTES DE PRESIONES.....	79
IV.7.4	FALLA DE FONDO DE LA EXCAVACIÓN .....	80
IV.7.5	FALLA POR PATEO .....	82
V.	MUROS MILÁN .....	83
V.1	PROCEDIMIENTOS DE CONSTRUCCIÓN ADOPTADOS EN MÉXICO .....	84
V.1.1	ASPECTOS GENERALES .....	84
V.1.2	SOLUCIONES ADOPTADAS .....	85
V.1.3	CONSTRUCCIÓN DEL MURO COLADO EN EL LUGAR .....	86
V.1.4	CONSTRUCCIÓN DEL MURO CON AVANCE MODULAR .....	87
V.1.5	CONSTRUCCIÓN DEL MURO CON AVANCE CONTINUO.....	90
V.2	ESTABILIDAD GENERAL Y LOCAL DE LA ZANJA .....	92
V.2.1	GENERALIDADES .....	92

---

.2	MECANISMO DE FALLA EN ARCILLAS .....	94
V.2.3	ADAPTACIÓN DEL CRITERIO NORUEGO .....	99
V.2.4	MECANISMO DE FALLA EN ARENAS.....	102
V.2.5	ESTABILIDAD LOCAL Y FRACTURAMIENTO HIDRÁULICO .....	104
V.3	CARACTERÍSTICAS DE LOS LODOS ESTABILIZADORES .....	108
V.3.1	DEFINICIONES .....	108
V.3.2	TIPOS DE LODOS.....	109
V.3.3	PROPIEDADES SIGNIFICATIVAS DE LOS LODOS .....	112
V.3.4	DOSIFICACIÓN DE LOS LODOS.....	115
V.3.5	ADITIVOS Y FIBRAS .....	118
V.3.6	ELABORACIÓN DE LODOS .....	119
VI.	EJEMPLO NUMÉRICO .....	123
VI.1	GENERALIDADES .....	123
VI.2	CONDICIONES ESTRITIGRÁFICAS DEL LUGAR Y DE DESPLANTE DE LA ESTRUCTURA ..	125
VI.3	CIMENTACIÓN ADOPTADA .....	126
VI.4	ASPECTOS GEOTÉCNICOS CONSIDERADOS .....	126
VII	ANÁLISIS Y DISEÑO GEOTÉCNICO.....	134
VII.1	ESTRATIGRAFÍA Y PROPIEDADES DEL SUBSUELO.....	136
VII.2	CÁLCULO DEL ESTADO DE ESFUERZOS EN LA MASA DE SUELO.....	138
VII.3	MURO MILÁN .....	139
VII.3.1	DETERMINACIÓN DE LOS VALORES DE LA PRESIÓN ACTIVA SOBRE EL MURO MILÁN 139	
VII.3.2	DETERMINACIÓN DE LOS VALORES DE LAS PRESIONES PASIVAS EN LA ZONA DE LA ESTACIÓN.....	142
VII.3.3	DIAGRAMA DE PRESIONES ACTIVAS Y PASIVAS SOBRE EL MURO MILÁN .....	144
VII.3.4	DETERMINACIÓN DE LOS VALORES DE LA PRESIÓN A LARGO PLAZO SOBRE EL MURO MILÁN .....	145
VII.3.5	DIAGRAMA DE PRESIONES A LARGO PLAZO SOBRE EL MURO MILÁN .....	146
VII.3.6	DIAGRAMA DE PRESIONES PRODUCIDAS A LARGO PLAZO SOBRE EL MURO MILÁN .....	147
VII.4	LONGITUD REQUERIDA DE LA PATA DE MURO MILÁN .....	148
VII.4.1	CONDICIONES DE ARRIOSTRE .....	148

---

---

VII.5	CÁLCULO DE LA CAPACIDAD DE CARGA DE PUNTA ADMISIBLE DEL MURO MILÁN ...	152
VII.6	DISEÑO DEL LODO BENTONÍTICO .....	155
VII.7	DISEÑO DEL LODO FRAGUANTE .....	160
VII.8	ANÁLISIS DE LA ESTABILIDAD DE LA ZANJA CRÍTICA .....	163
VII.8.1	ANÁLISIS BIDIMENSIONAL UTILIZANDO LA TEORÍA DE FELLENIOUS .....	166
VII.8.2	CÁLCULO PARA EL ANÁLISIS DE LA FUERZA RESISTENTE DEBIDO AL EFECTO TRIDIMENSIONAL.....	168
VII.10.3	Cálculo del factor de seguridad considerando el efecto tridimensional (Fellenius) ...	169
VII.9	JUNTA ANTIFRICCIONANTE EN LOS MUROS PERIMETRALES .....	170
BIBLIOGRAFÍA	.....	175

Dedicatoria:

“Si he logrado ver más lejos, ha sido porque he subido a hombros de gigantes”.

Isaac Newton.

El presente trabajo es la culminación de una etapa importante en mi vida, y está dedicado a mis papás por el mayor regalo que me pudieron haber dado, la educación.

Antonio Vergara y Natalia Rivera.

A mis hermanos, por sus sacrificios, comprensión y ayuda.

Rodrigo, Gabriela y Alma Delia.

A mi esposa y mi hijo que son la inspiración de cada día.

Aurora y Eduardo.

Y a todos mis amigos que siempre me han apoyado.

## INTRODUCCIÓN

El objetivo de este documento es el de difundir las técnicas asociadas a los procedimientos constructivos de Tablestacas y Muro Milán, los cuales tienen como factor común, una importante componente geotécnica. Su contenido está dedicado a los estudiantes de licenciatura, interesados en tales procedimientos.

En el alcance que se contempla en los diversos temas tratados, se incluyen aspectos del diseño y de la construcción.

Como se sabe, prácticamente toda obra de ingeniería civil empieza por una excavación, sea para alojar su cimentación, o bien para propiamente construirla si es que ésta debe quedar por debajo de la superficie del terreno.

Cuando la obra se realiza en campo abierto, sin problemas de interferencia con instalaciones o estructuras vecinas, la excavación en talud es tradicionalmente una alternativa racional que puede ser aplicada con ventajas técnicas y económicas; sin embargo cuando lo anterior no es posible, es necesario “contener” las paredes de la excavación, tanto para proteger a los trabajadores como para conservar la estabilidad de las estructuras e instalaciones vecinas.

Desde los años 50’ son conocidas las aplicaciones de la tablestaca de madera tipo “Wakefield”, que utilizó el Dr. L. Zeevaert (1972) en sus obras de construcción, principalmente en la zona céntrica de la Ciudad de México, las cuales incluían un relevante sistema de apuntalamiento para garantizar la estabilidad de las paredes de la excavación.

La tablestaca metálica, “Z” o “U”, también fue utilizada en los años 50’ para la estabilización de paredes en excavaciones de cárcamos de bombeo, asociados a la operación del Gran Canal del Desagüe de la Ciudad.

Aplicando el concepto geométrico de un ensamble simple como el utilizado en la tablestaca de madera, se desarrolla también la tablestaca de concreto, la cual por su gran versatilidad se sigue utilizando con gran éxito hasta la fecha, en muchos procesos de excavación, principalmente en la Ciudad de México.

En tales tablestacados de madera, acero y concreto, siempre ha sido necesario colocar “vigas mdrinas” y “puntales” para contrarrestar los empujes del terreno y estructuras vecinas, sin embargo en varias ocasiones la estabilidad del fondo no fue atendida y ello provocó notorios accidentes que obligaron a replantear los procedimientos constructivos de la excavación, para evitarla.

A mitad de los años 60’, cuando se empezó a materializar el largamente anhelado sueño de contar con un Sistema Metropolitano de Transporte Masivo subterráneo para la Ciudad de México, surgieron dos procedimientos constructivos conceptuales: “en túnel” utilizando la incipiente



experiencia de los escudos, que por entonces ya se habían aplicado en algunas obras menores de drenaje de la Ciudad y “en zanja”, tomando como ejemplo la experiencia extranjera de los “Muros Milán”, desarrollada en suelos predominantemente arenosos de esa importante ciudad italiana que les da su nombre, y que ahora debía ser adaptada a los “difíciles” suelos arcillosos del entorno.

A finales de los años 60’, la empresa Solum del Grupo ICA pone a prueba con éxito el concepto de estabilizar zanjas con lodo bentonítico en la arcilla de la Ciudad de México, las cuales fueron excavadas en su patio de maquinaria, ubicado en la colonia Agrícola Oriental (zona francamente lacustre, de subsuelo arcilloso).

En un segundo experimento de mayor alcance, con ayuda de otras empresas de ICA se construyen varios muros “Milán” en otro predio de la misma colonia Agrícola Oriental y se efectúa una excavación somera entre ellos, para verificar la calidad del concreto colado bajo lodo bentonítico.

La información práctica obtenida de tales experiencias permite iniciar la construcción de las primeras tres líneas del Metro de la Ciudad de México, con el procedimiento “en zanja”, que resultó más práctico de aplicar si se le compara con el procedimiento “en túnel”, ya que permitió establecer numerosos frentes de ataque, para beneficio del programa de construcción.

Actualmente en la Ciudad de México se está construyendo la Línea 12 del Sistema de Transporte Colectivo Metro, en la cual para la construcción tanto de estaciones como del tramo subterráneo se están empleando el sistema de tablestacado y Muros Milán descrito a continuación.

## I. ANTECEDENTES

### I.1 ANTECEDENTES HISTÓRICOS DEL TRAZO AL SUR-ORIENTE DE LA CIUDAD DE MÉXICO.

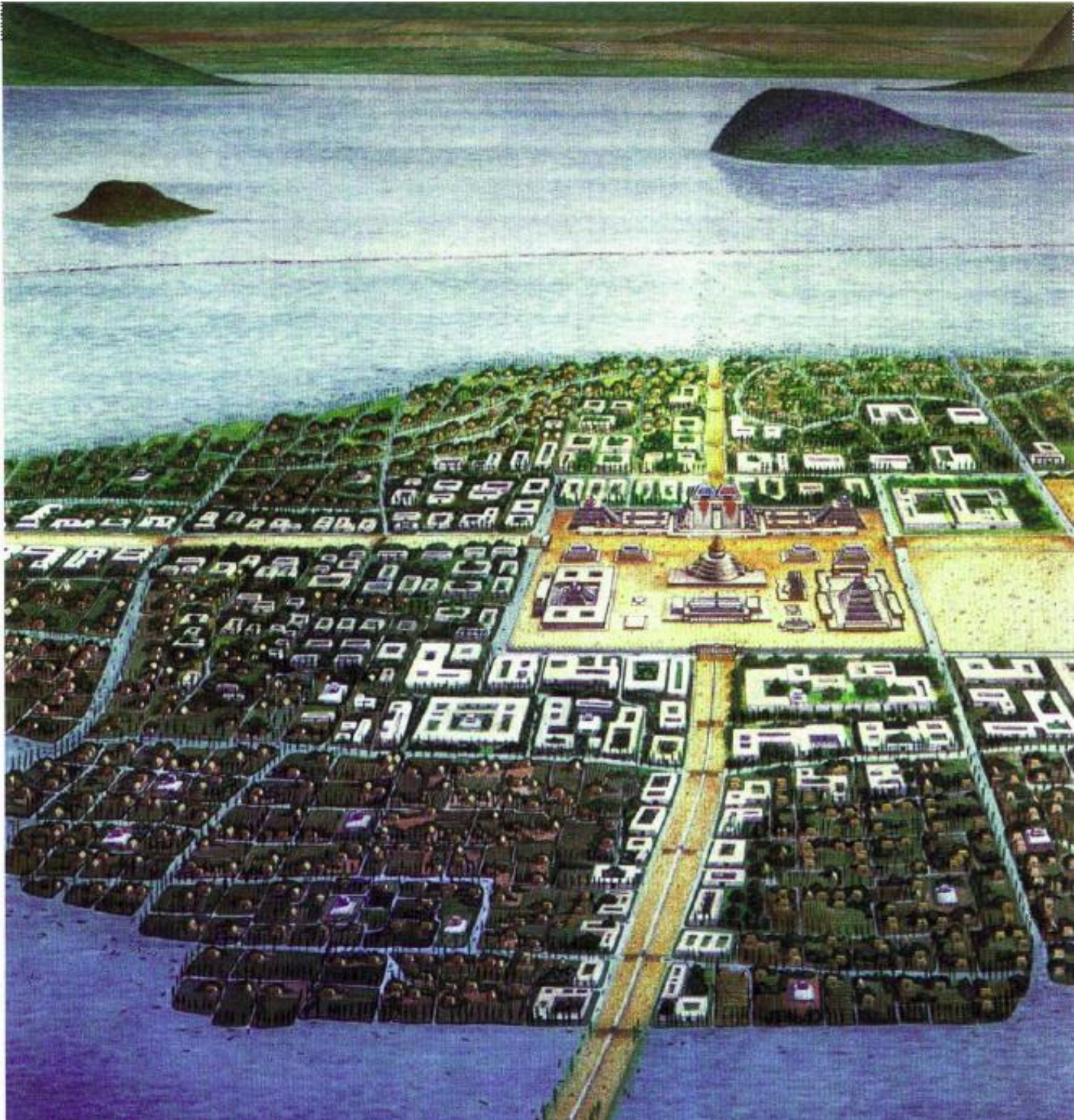
Entre 1428 y 1440 Izcóatl, soberano azteca, construye las calzadas de Tlalpan e Iztapalapa, utilizando mano de obra de Tepanecas y xochimilcas.

Las calzadas cimentadas en el fondo del lago con más de 1.5 metros de altura dividieron las aguas saladas del Lago de Texcoco de las aguas dulces de Xochimilco y Chalco.

Moctezuma Ilhuicamina (1440-1469) construye la Calzada de Tláhuac mediante un dique que parte de Tlaltenco hasta Tulyehualco teniendo como centro a la isla de Cuitláhuac (Tláhuac o lugar del oro del agua). Con esta última obra se separaron las aguas de Xochimilco y Chalco. La presencia de grupos humanos en la cuenca del Valle de México obedece al envidiable clima de la zona y a la profusión de lagos, ríos y manantiales, es decir a la abundancia de agua, elemento vital para la vida de toda comunidad.

La ciudad con una población de 30 mil habitantes en 1521, consta de dos zonas principales comunicadas entre sí. Tenochtitlán y Tlatelolco que forman el núcleo central del imperio, rodeo de núcleos satélites menores que alojan a los pueblos vasallos de los aztecas: Atzacapotzalco, tlacopan, Culhuacan, Chalco, Xochimilco, Coyoacán, etc. El plano de estos núcleos muestra una traza ortogonal en sus calles y canales.

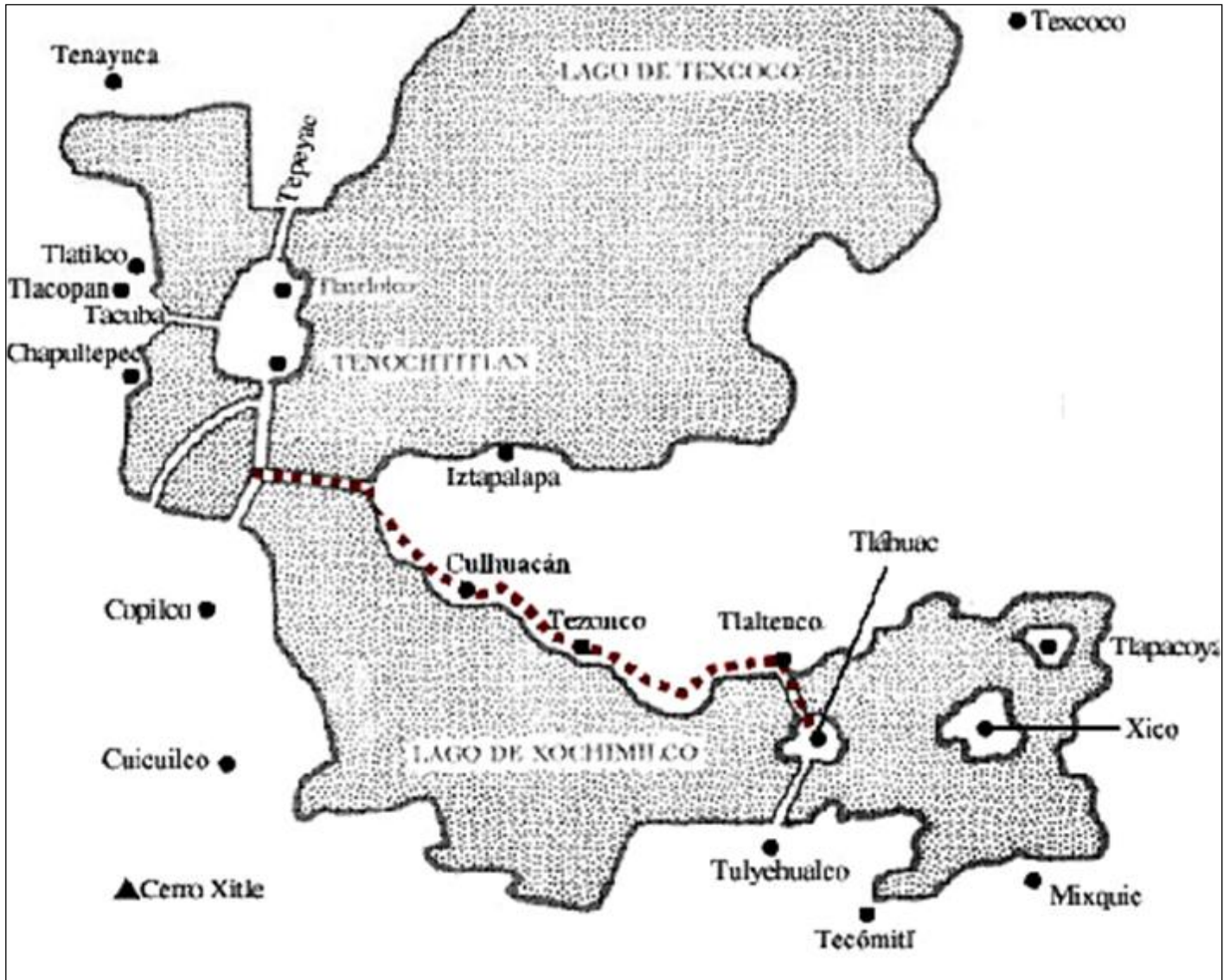
Las vías de comunicación más importantes son cuatro calzadas que parten del centro de la ciudad hacia los cuatro puntos cardinales: Iztapalapa, al sur; Tlatelolco - Tepeyac, al norte; Tacuba, al poniente y Texcoco, al oriente. Existen también comunicaciones entre Tlatelolco y Atzacapotzalco, Tenochtitlán y Chapultepec y entre Tacuba y Atzacapotzalco.



Vista reconstruida de México-Tenochtitlán, que representa las redes de caminos y canales acuáticos antes de la conquista de 1521(arriba).

Plaza en el costado poniente de la catedral, con el Zócalo al fondo. Fotografiada por Hugo Brehme, hacia 1915.

VALLE DE MÉXICO EN LA ÉPOCA DE LOS AZTECAS

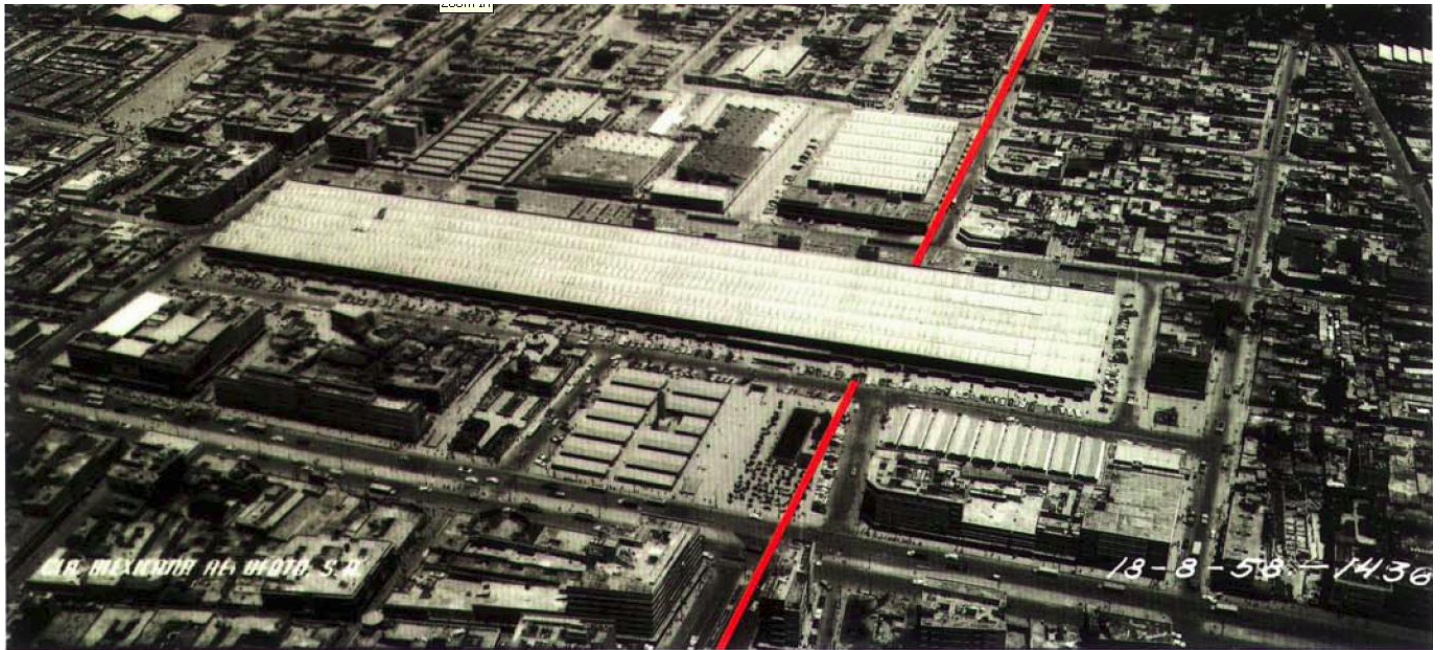


## 1.2 ETAPAS DE CONSTRUCCIÓN DE LA RED DEL STC METRO

El trazo definitivo de cada línea se obtiene tomando en cuenta: el subsuelo, las instalaciones subterráneas de servicios públicos de la zona, los monumentos históricos cercanos, los restos arqueológicos ocultos, las características demográficas de los puntos que enlazan, entre otras.

### 1.2.1 PRIMERA ETAPA (19 de junio de 1967 al 10 de junio de 1972)

La construcción de la primera etapa del Metro estuvo bajo la coordinación del arquitecto Ángel Borja. Se integraron equipos de trabajo multidisciplinarios, en los que participaron ingenieros geólogos, de mecánica de suelos, civiles, químicos, hidráulicos y sanitarios, mecánicos, electricistas, en electrónica, arqueólogos, biólogos, arquitectos, especialistas en ventilación, en estadística, en computación, en tráfico y tránsito, contadores, economistas, abogados, obreros especializados y peones.



*La zona de La Merced, con los nuevos mercados (1958). La línea 1 del Metro, representada en rojo, cruzó transversalmente la nave principal, sin que la construcción interrumpiera el funcionamiento del mercado.*

Durante la construcción participaron entre mil 200 y 4 mil especialistas, incluyendo al personal aportado por la asesoría técnica francesa.

En esta primera etapa de construcción llegaron a laborar 48 mil obreros, 4 mil técnicos y 3 mil administradores, aproximadamente. Lo anterior permitió terminar en promedio un kilómetro de Metro por mes, un ritmo de construcción que no ha sido igualado en ninguna parte del mundo.

Los grupos interdisciplinarios permitieron realizar los trazos definitivos de las líneas del Metro, de tal forma que durante su edificación se presentaron un mínimo de contingencias. Una de ellas ocurrió

durante la construcción de la estación Pino Suárez, donde se encontró un adoratorio mexica, aparentemente dedicado a Ehécatl, dios del viento, que se integró al diseño de la estación. Y los restos de un mamut, que en la actualidad se exhibe en la estación Talismán.



*Pirámide del dios Ehécatl, estación Pino Suárez, línea 2.*



*Escudo Túnel Tacubaya y Revestimiento Único, 1970. AMF.*

Durante el estudio de los pros y los contras de la red del Metro, se habían identificado ciertas características que debían evitarse a toda costa, siendo las más importantes la humedad, consecuencia de las filtraciones del agua freática, la sensación de claustrofobia de un espacio cerrado bajo tierra, la falta de iluminación y el uso de materiales de difícil mantenimiento.

El grupo de arquitectos que se encargó del diseño de las estaciones contó con la asesoría de experimentados maestros, entre ellos Enrique del Moral, Félix Candela, Salvador Ortega y Luis Barragán. La selección de materiales para los acabados también fue importante; se buscaron materiales nacionales de alta durabilidad y de fácil limpieza. Así la combinación de elementos arquitectónicos y ciertos acabados permitió evitar la fealdad o la solidez de las estaciones.

Esta primera etapa consta de tres líneas: la Línea 1 que corre de oriente a poniente, desde Zaragoza hasta Chapultepec; la 2 de Tacuba a Taxqueña y la 3 de Tlatelolco al Hospital General. La longitud total de esta primera red fue de 42.4 kilómetros, con 48 estaciones para el ascenso, descenso y trasbordo de los usuarios.

### 1.2.2 SEGUNDA ETAPA (7 de septiembre 1977 a finales de 1982)

La segunda etapa se inicia con la creación de la Comisión Técnica Ejecutiva del Metro, el 7 de Septiembre de 1977, para hacerse cargo de la construcción de las ampliaciones de la red. Posteriormente, el 15 de enero de 1978, se crea la Comisión de Vialidad y Transporte Urbano del Distrito Federal, organismo responsable de proyectar, programar, construir, controlar y supervisar las obras de ampliación, adquirir los equipos requeridos, y hacer entrega de instalaciones y equipos al Sistema de Transporte Colectivo para su operación y mantenimiento.



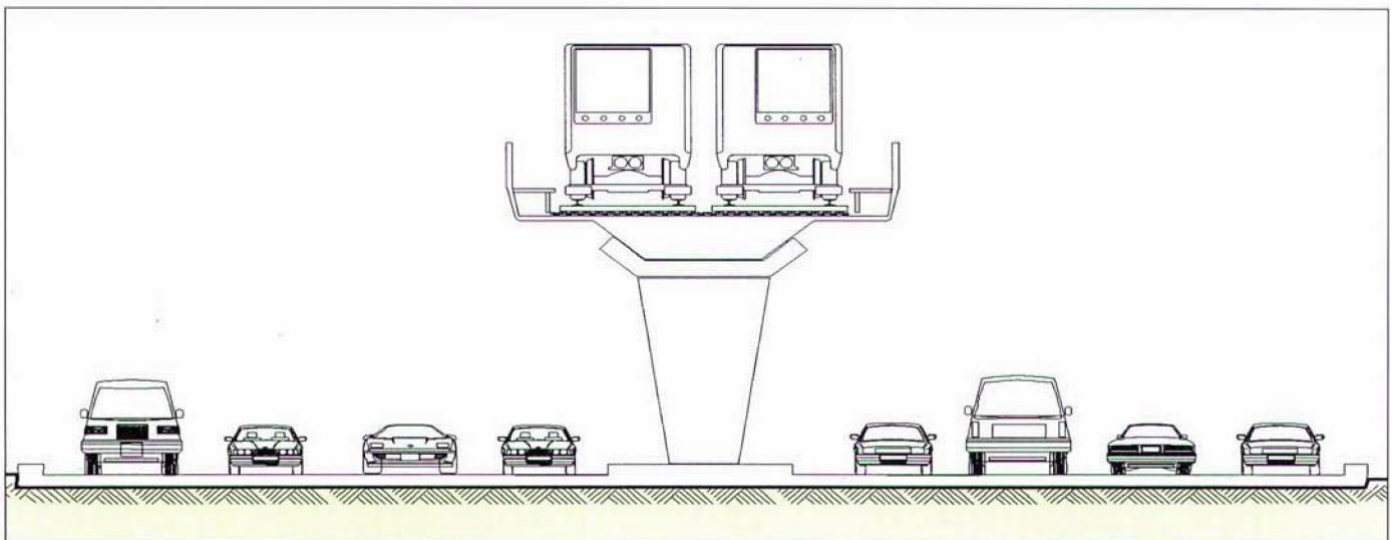
La Comisión de Vialidad y Transporte Urbano se integró, de manera parcial, con personal del Sistema de Transporte Colectivo; quedó bajo su responsabilidad la problemática entera del transporte en el Distrito Federal.

Se pueden identificar dos fases en esta segunda etapa. La primera corresponde a las prolongaciones de la línea 3: hacia el norte, de Tlatelolco a la Raza, y hacia el sur, de Hospital General a Zapata. Durante la segunda fase, Covitur preparó un Plan Rector de Vialidad y Transporte del Distrito Federal, y más adelante, en 1980, el primer Plan Maestro del Metro. Como arranque de esta segunda fase, se inició la construcción de las líneas 4 y 5. Las obras estuvieron a cargo de la empresa Ingeniería de Sistemas de Transporte Metropolitano, S.A. del consorcio ICA.

---

Con la conclusión de la segunda etapa, a fines de 1982, la red del Metro alcanzó una longitud de 79.5 kilómetros (casi el doble de lo construido en la primera etapa) el número de estaciones aumentó a 80.

La línea 4 de Martín Carrera a Santa Anita se construyó como viaducto elevado dada la menor densidad de construcciones altas en la zona; la altura es de 7.5 metros. Esta línea tuvo un costo mucho menor que las subterráneas, consta de 10 estaciones ocho elevadas, desde superficie y cinco de correspondencia con otras líneas.



Sección de solución para el metro, vía elevada

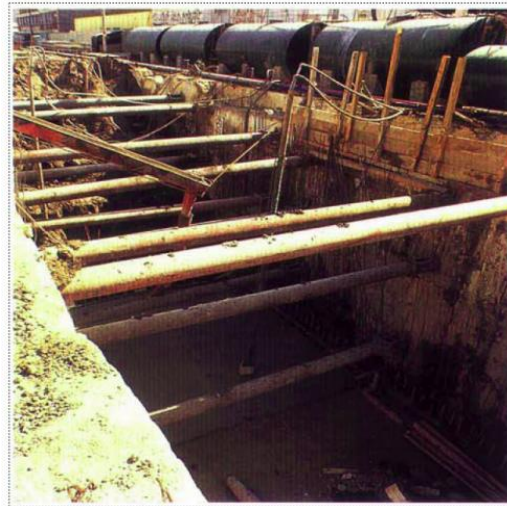
La línea 5 se construyó en tres tramos: el primero, de Pantitlán a Consulado, se inauguró el 19 de diciembre de 1981; el segundo, de Consulado a la Raza, el 1º de junio de 1982 y el tercero, de la Raza a Politécnico, en agosto del mismo año. A la edificación de esta línea se le dio una solución de superficie entre Pantitlán y Terminal Aérea, y subterránea, tipo cajón, de Valle Gómez a Politécnico.

---



### 1.2.3 TERCERA ETAPA (Principios de 1983 a finales de 1985)

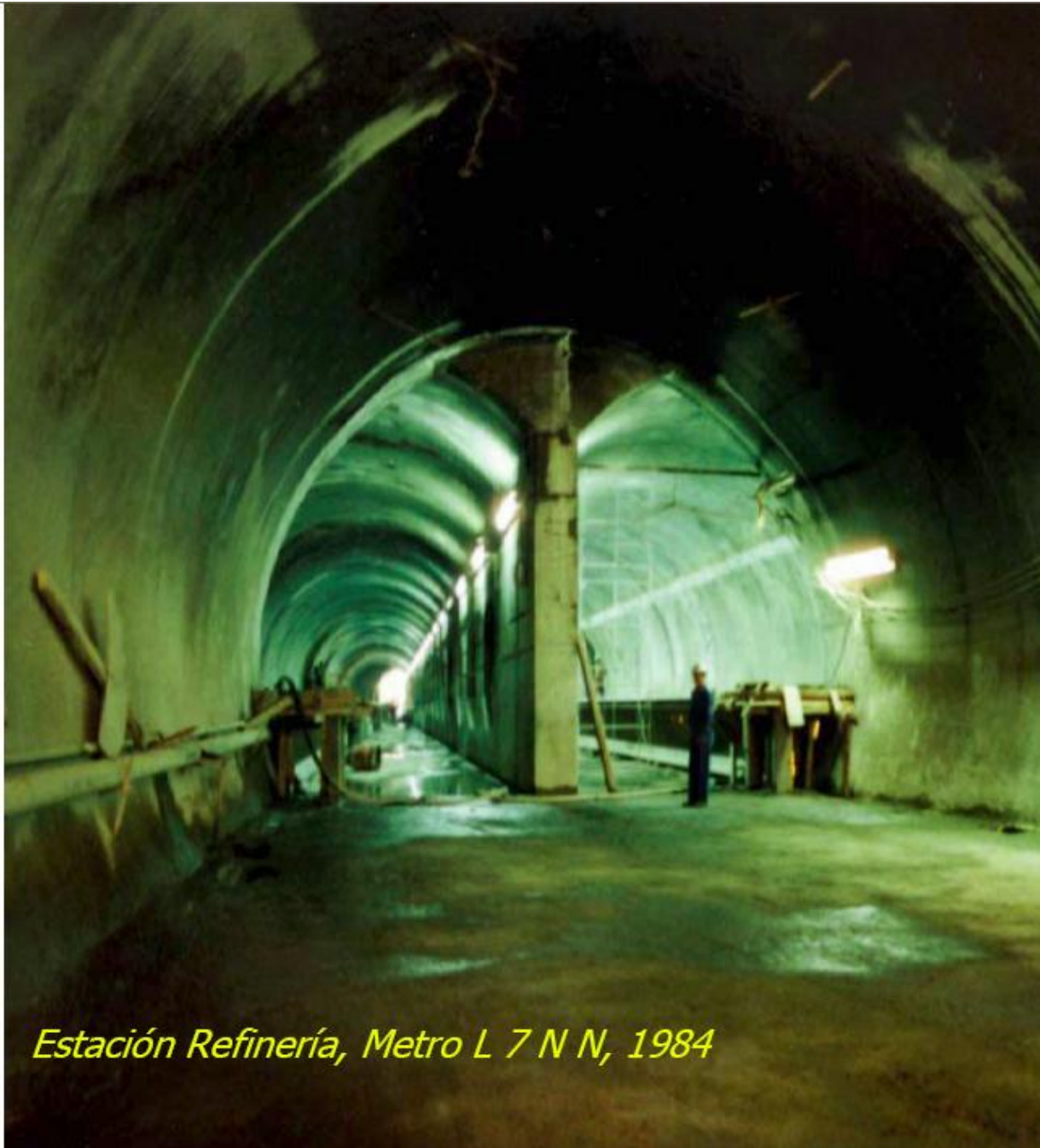
Consta de ampliaciones a las líneas 1,2 y 3 se inician dos líneas nuevas, la 6 y la 7. La longitud de la red se incrementa en 35.2 kilómetros y el número de estaciones aumenta a 105.



La línea 3 se prolonga de Zapata a Universidad, tramo que se inauguró el 30 de agosto de 1983; la línea 1, de Zaragoza a Pantitlán, y la línea 2 de Tacuba a Cuatro Caminos, en el límite con el Estado de México; estas últimas dos extensiones fueron inauguradas el 22 de agosto de 1984. Con estas ampliaciones, las líneas 1, 2 y 3 alcanzan su trazo actual.

A la línea 6 se le dio una solución combinada: tipo cajón y superficial. La primera parte de El Rosario a Instituto del Petróleo se concluyó el 21 de diciembre de 1983. Consta de 9.3 kilómetros de longitud y siete estaciones, dos de ellas de correspondencia: El Rosario, con la línea 7, e Instituto del Petróleo, con la línea 5.

La línea 7 corre al pie de las estribaciones de la Sierra de las Cruces, que rodea el Valle de México por el poniente; el trazo queda fuera de la zona lacustre y los puntos que comunica están a mayor altitud que los hasta entonces enlazados por la red. Por esto, la solución que se utilizó para su construcción fue de tipo túnel profundo. Se entregó en tres tramos: Tacuba-Auditorio, el 20 de diciembre de 1984; Auditorio-Tacubaya, el 23 de agosto de 1985; y Tacubaya-Barranca del Muerto, el 19 de diciembre de 1985. Su conclusión significó un incremento a la red de 13.1 kilómetros y diez estaciones.





#### 1.2.4 CUARTA ETAPA (Inicia en 1985 y concluye en 1987)

Esta etapa se compone de las ampliaciones de las líneas 6 (de Instituto del Petróleo a Martín Carrera) y 7 (de Tacuba a El Rosario), y el inicio de una nueva línea, la 9 de Pantitlán a Tacubaya, por una ruta al sur de la que sigue la línea 1. La ampliación de la línea 6 se inauguró el 8 de julio de 1988; agregó 4.7 kilómetros y cuatro estaciones a la red, la ampliación de la línea 7 se terminó el 29 de noviembre de 1988 e incrementó la red con 5.7 kilómetros y cuatro estaciones más.



La línea 9 se edificó en dos fases: la primera, de Pantitlán a Centro Médico, concluida el 26 de agosto de 1987, y la segunda, de Centro Médico a Tacubaya, inaugurada un año más tarde. La nueva línea incorporó a la red 12 estaciones y 15.3 kilómetros; tiene un trazo paralelo a la línea 1, con el propósito de descongestionarla, en las horas punta.

En la construcción de la línea 9 se utilizó el túnel circular profundo y el túnel tipo cajón, en 9.5 kilómetros de longitud partiendo desde Tacubaya, y de Viaducto elevado en el tramo restante. De las 12 estaciones, cinco son de correspondencia: Tacubaya, con las líneas 1 y 7; Pantitlán, con las líneas 1, 5 y A; Centro Médico, con la línea 3; Chabacano, con las líneas 2 y 8 y Jamaica, con la Línea 4.



#### I.2.5 QUINTA ETAPA (Inició en 1988 y se terminó en 1994)



La primera extensión de la red del Metro al Estado de México se inició con la construcción de la línea A, de Pantitlán a La Paz, se optó para esta línea por una solución de superficie y trenes de ruedas férreas en lugar de neumáticos, ya que se reducían los costos de construcción y mantenimiento. Se edificó un puesto de control y talleres exclusivos para la línea A. Esta línea se inauguró el 12 de agosto de 1991, agregó diez estaciones y 17 kilómetros de longitud a la red. La estación Pantitlán la pone en correspondencia con las líneas 1, 5 y 9.

El trazo original de la línea 8 fue también modificado, ya que se consideró que su cruce por el Centro Histórico de la ciudad y la correspondencia con la estación Zócalo pondrían en peligro la estabilidad de las estructuras de varias construcciones coloniales y se dañarían los restos de la ciudad prehispánica que se encuentra debajo del primer cuadro. El tramo inicial de la línea 8, de Constitución de 1917 a Garibaldi, se inauguró el 20 de julio de 1994.



Al finalizar la quinta etapa de construcción del Metro, se había incrementado la longitud de la red en 37.1 kilómetros, añadiendo dos nuevas líneas y 29 estaciones. Es decir, al finalizar 1994, la red del Metro contaba ya con 178.1 kilómetros de longitud, 154 estaciones y diez líneas.



#### 1.2.6 SEXTA ETAPA (Inició en 1994 y se terminó en el año 2000)

Los estudios y proyectos del Metropolitano Línea B se iniciaron a fines de 1993 y el 29 de octubre de 1994 dio inicio su construcción en el tramo subterráneo comprendido entre Buenavista y la Plaza Garibaldi.

En diciembre de 1997 el Gobierno del Distrito Federal recibió 178 kilómetros de red de Metro en operación y en proceso de construcción la Línea B, de Buenavista a Ecatepec, con un avance global de 49%.

La línea B, de Buenavista a Ciudad Azteca tiene 23.7 kilómetros de longitud, con 13.5 kilómetros en el Distrito Federal, cruzando por las delegaciones Cuauhtémoc, Venustiano Carranza y Gustavo A. Madero y 10.2 kilómetros en el territorio del estado de México, en los municipios de Netzahualcóyotl y Ecatepec; con 21 estaciones: 13 en la capital y ocho en el estado de México.



La línea B en su totalidad está proyectada para movilizar diariamente a 600 mil usuarios en su conjunto. Al 15 de octubre de 1999 se había alcanzado un avance del 77.6%; se continuaron las obras en los 10.2 kilómetros del tramo ubicado en el Estado de México, para terminarla y ponerla en operación en toda su longitud durante el segundo semestre del año 2000.

Al entrar en operación la línea B, la red en su conjunto se incrementó 13% para alcanzar 201.7 kilómetros. De manera adicional forman parte del proyecto diversas obras de vialidad que contribuyen a la integración y reestructuración de los otros medios de transporte: 16 puentes

vehiculares (seis en el Distrito Federal y 10 en el estado de México); cuatro paraderos de autobuses (tres en la capital y 1 en el estado de México); 51 puentes peatonales (21 en el Distrito Federal y 30 en el Estado de México), así como la reforestación de 313 mil metros cuadrados de áreas verdes.



## II. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO METRO LÍNEA 12 DEL SISTEMA DE TRANSPORTE COLECTIVO

El Metro de la ciudad de México es la columna vertebral del sistema de transporte en la ZMVM, aún cuando su participación en la captación de viajes se ha reducido del 19% en 1986, al 14% en 1998.

Actualmente el sistema cuenta con una red en servicio de 156.28 Km., y una longitud total de la red de 178 Km y capta en promedio 3.9 millones de pasajeros en día laborable. En el periodo 1995 - 1998, la afluencia de usuarios se redujo en un 8.8%, como se observa en la tabla 1.

TABLA 1. PRINCIPALES CARACTERÍSTICAS DEL METRO

Sistema/Concepto	1995	1996	1997	1998
Unidades en servicio día laborable (Trenes)	217	217	217	220
Longitud total de las rutas (Kilómetros)	177.7	177.7	177.7	177.7
Viajes realizados (Miles)	1 035	1 041	1 047	1 046
Kilómetros recorridos (Miles)	35 253.6	35 436	35 645.5	35 646
Variación - kilómetros recorridos (%)	0.00	0.52	0.59	0.00
Pasajeros transportados (Miles)	1473 969.3	1425 467.3	1361 546.2	1344 036.4
Variación - pasajeros transportados (%)		-3.29	-4.48	-1.2

Fuente Coordinación General de Transporte y Secretaría de Transportes y Vialidad, GDF.

El servicio se presta mediante 10 líneas, 9 de las cuales son de rodadura neumática (líneas 1 a 9), y la línea A de rodadura metálica; sus principales características de operación se presentan en la tabla 2.

TABLA 2. MEDIDAS DE EVALUACIÓN POR LÍNEA: 1998

Concepto	L í n e a s									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	A
Longitud de servicio <sup>1</sup> (Km.)	16.65	20.71	21.28	9.36	14.43	11.43	17.01	17.72	13.04	14.65
Longitud promedio de ínter estación (Km.)	0.833	0.863	1.013	0.936	1.11	1.034	1.215	1.265	1.087	1.465
Frecuencia de paso (mínima y máxima)	1'55" 10'00"	2'10" 10'00"	2'05" 10'00"	5'50" 15'00"	4'10" 15'00"	5'50" 15'00"	4'15" 8'00"	3'15" 10'00"	2'30" 10'00"	2'50" 9'00"
Capacidad de transporte <sup>2</sup>	763,470	670,140	665,550	279,990	327,320	275,400	373,320	410,040	480,420	335,580
Número de trenes en operación	37	38	40	7	13	8	14	24	21	18
Velocidad comercial (Km./hr)	32.1	33.6	33.4	36.2	38.6	37.1	40.6	36.6	36.6	42.6

Fuente: STC-Metro.

<sup>1</sup> No incluye vías de acceso a depósitos y talleres.

<sup>2</sup> En día laborable.

La disminución del índice general de captación del sistema indica rendimientos decrecientes, al mantenerse relativamente constante la demanda a lo largo de 10 años, con un aumento de 37 kilómetros de líneas, esto es, un aumento de la oferta y un decremento de la demanda. La reducción de la afluencia diaria a las estaciones del Metro, afecta de manera distinta a cada una de las líneas; de hecho, las que tienen una mayor participación en el sistema son las que presentan las mayores reducciones en la captación/Km (superiores al 10% en el periodo considerado); por su parte, las líneas de baja captación han reducido su afluencia a un ritmo menor, e incluso - como en el caso de las líneas 7 y 8 - la demanda por kilómetro de red se ha incrementado, como puede observarse en la tabla siguiente.

TABLA 3. AFLUENCIA POR LÍNEA DEL METRO 1995 Y 1998

Línea	Promedio de pasajeros por día				Pasajeros/Km. de línea		Variación (%) 1995 - 98
	1995	%	1998	%	1995	1998	
Líneas de afluencia alta							
L-1	859,052	21.3	758,935	20.6	51,595	45,582	-11.7
L-2	919,671	22.8	824,296	22.4	44,407	39,802	-10.4
L-3	774,492	19.2	686,520	18.6	36,395	32,261	-11.4
Subtotal/ promedio	2,553,215	63.2	2,269,751	61.6	43,540	38,707	-11.1
Líneas de afluencia media							
L-9	321,052	8.0	311,751	8.5	24,621	23,907	-2.9
Líneas de afluencia baja							
L-8	255,694	6.3	282,945	7.7	14,430	15,968	10.7
L-7	221,024	5.5	221,058	6.0	12,994	12,996	0.0
L-5	223,364	5.5	208,141	5.7	15,479	14,424	-6.8
L-A	243,013	6.0	185,762	5.0	16,588	12,680	-23.6
L-6	128,825	3.2	118,554	3.2	11,271	10,372	-8.0
L-4	92,085	2.3	84,330	2.3	9,838	9,010	-8.4
Subtotal/ promedio	1,164,005	28.8	1,100,790	29.9	13,759	13,012	-5.4

La evaluación por línea del Metro plantea índices superiores a los 25 mil pas/Km en las líneas 1, 2 y 3, donde se concentra el 62% del movimiento de pasajeros de todo el sistema - aunque su participación es cada vez menor -, e índices menores a los 20 mil pas/Km en las líneas restantes. Este desequilibrio se manifiesta por otro lado al considerar que en una proporción inversa, estas tres líneas representan únicamente el 36% de la extensión del sistema, y como resultado se obtiene que las líneas 1, 2 y 3 transportan dos terceras partes de la captación total con un tercio de la longitud.

Las diferencias en el comportamiento de la captación por kilómetro se explican por diversas causas:

Los sistemas de alta capacidad como el Metro, presentan normalmente un rápido crecimiento al inicio de la operación, pero conforme se acerca a su nivel de saturación, parte de los usuarios optan por el uso de otras alternativas.

La ampliación de las líneas en operación, implica que los viajes que hacen los usuarios en los modos de superficie se acorten o se eliminen, al acercar nuevas estaciones a los puntos de origen de los viajes, y no generan necesariamente demanda adicional; es decir, incrementan la longitud promedio de los viajes, pero no implican la captación de cantidades considerables de nuevos usuarios.

En algunos casos, las líneas no corresponden a los requerimientos de los usuarios - destacan el caso de las líneas 4 y 6 -, por lo que de inicio, la captación es muy baja para sistemas de la capacidad del Metro. A pesar de que estas líneas no hayan alcanzado niveles de saturación, presentan rendimientos decrecientes.



El crecimiento de los servicios alternos tiene también un papel importante, al ofrecer alternativas a los usuarios del Metro. La flexibilidad que presentan las rutas de minibuses - por ejemplo -, puede ofrecer a los usuarios mejores condiciones para realizar sus viajes.

En general, la problemática del Metro plantea la necesidad de estudiar el origen de sus circunstancias actuales, procurando por diversos medios, el aumento de la captación existente y la planeación cuidadosa de las futuras líneas en el programa de ampliación del sistema.

### III. PROYECTOS DE TRANSPORTE MASIVO

#### III.1 PROYECTO DEL TREN ELEVADO

Con la intención de mejorar la atención de la demanda de transporte en la zona norponiente de la ciudad, en el año de 1993 los gobiernos del Estado de México y del Distrito Federal otorgaron a un grupo de inversionistas privados una concesión para construir y operar un tren de tracción eléctrica, con origen en Santa Mónica (en el municipio de Tlalnepantla) y destino en la estación del Metro Bellas Artes.

El planteamiento inicial implicaba una longitud de 25 Km, y permitiría comunicar a los usuarios con las líneas 1 (en la estación Chapultepec), 2 y 8 del Metro (en la estación Bellas Artes), con un tramo subterráneo a partir de la Av. Mariano Escobedo en dirección a Bellas Artes.

A pesar de haberse asignado la concesión, diversas circunstancias retrasaron su construcción; entre éstas destacan:

La crisis económica de 1995 afectó el costo del proyecto, así como las condiciones financieras de los concesionarios.

Grupos vecinales y ecologistas se opusieron al proyecto, por lo que se generó la necesidad de definir un nuevo derrotero.

Dado que el proyecto requería del financiamiento internacional, para su autorización se hizo una revisión de la viabilidad financiera del proyecto; uno de los resultados de esta evaluación fue que se requería de una tarifa sensiblemente alta, por lo que se esperaba que la captación inicial fuera reducida.

Ante estas circunstancias, se consideraron varias opciones para dar viabilidad al proyecto; una de ellas era la posibilidad de dividir el proyecto en dos etapas: la primera de Barrientos a Chapultepec, y la segunda de Chapultepec a Bellas Artes, otra de ellas planteaba un nuevo trazo para evitar la zona de Polanco, en la que los vecinos opusieron mayor resistencia.

Si bien la evaluación de estas y otras opciones no se llevó a cabo, la evaluación financiera tuvo mayores complicaciones, pues queda claro que este tipo de proyectos -con sistemas de alta capacidad operando en derecho de vía exclusivo-, implica costos tan altos que dificultan la participación exclusiva de la iniciativa privada; los costos de inversión para la construcción de la infraestructura y la adquisición de equipo, aunados a un esquema de recuperación exclusivamente a través de la tarifa, se traduce en altos costos para los usuarios, lo que dificulta su viabilidad. No obstante, se buscan los esquemas técnicos y financieros que permitan concretar el proyecto.

### III.2 OTROS PROYECTOS DE TRANSPORTE MASIVO

Como parte de las propuestas para el desarrollo de los sistemas de transporte masivo tanto en el Distrito Federal como en la zona metropolitana, se han definido diversos proyectos por parte de los gobiernos del Distrito Federal, del Estado de México, e incluso del gobierno federal.

Si bien tales proyectos se conceptualizaron en diferentes momentos y presentan diferentes niveles de avance en la evaluación técnica y económica, conviene considerarlos como parte del diagnóstico, para efectos de la definición de las políticas, estrategias y acciones del Programa Integral de Transporte y Vialidad. Debe considerarse que en algunos casos, la visión que se tiene de estos proyectos por parte de los organismos que los promovieron, así como su prioridad en términos de las necesidades actuales de la población, han cambiado significativamente en años recientes; sin embargo, se incluyen como parte de la descripción de las propuestas de carácter general.

Entre estos proyectos sobresalen los siguientes:

Metro y trenes ligeros. El Plan Maestro del Metro y Trenes Ligeros, considera la ampliación del Sistema de Transporte Colectivo en un total de 167.8 Km para el año 2020, distribuidos de la siguiente forma:

32.04 Km de Metro para el corto plazo, que incluye la ampliación de las líneas 7, 8 y 9, y la construcción de la línea 12.

18.07 Km de Metro para el mediano plazo: ampliación de las líneas 4 y 5 y la construcción de la línea 13 (para este plazo se plantean otras opciones, que consideran la construcción de las líneas 10 y 11).

26.43 Km de Metro para el largo plazo y 52.6 Km de nuevas líneas de Metro de rodadura férrea para el periodo 2009 - 2020.

Trenes radiales. La Secretaría de Comunicaciones y Transportes, en coordinación con los gobiernos de los estados de México, Morelos e Hidalgo y el Distrito Federal, plantearon la construcción de un sistema metropolitano de trenes radiales, para comunicar a la ciudad de México con las principales

ciudades circunvecinas y así promover el desarrollo regional. Se contemplaban las líneas siguientes para el año 2020:

- Observatorio - Lerma - Toluca.
- Rosario - Tepeji del Río - Jilotepec - Querétaro.
- Martín Carrera - Otumba - Pachuca.
- Los Reyes - Amecameca - Cuautla - Puebla.
- San Jerónimo - Cuautla - Yautepec - Cuernavaca.

Ferrocarril suburbano. La Secretaría de Comunicaciones y Transportes del gobierno federal, inició en 1997 estudios específicos para evaluar la posibilidad de implantar servicios de transporte de pasajeros en la red ferroviaria de la ZMVM. Hasta el momento se contempla la habilitación de 9 corredores ferroviarios con una longitud total de 240 Km; las dos primeras etapas consisten en:

Una línea de Huehuetoca a Buenavista con una longitud de 46 Km, para el año 2003, y Dos líneas para el periodo 2004 - 2009, con una longitud de 53 Km.

Metro en el Estado de México. El gobierno del estado considera la construcción de 6 líneas metropolitanas con una longitud total de 126.5 Km; varias de estas líneas coinciden parcialmente en cuanto a origen y destino con las líneas del ferrocarril suburbano; las rutas consideradas son:

- Chimalhuacán - Nezahualcóyotl - Pantitlán - Apatlaco.
- Chalco - Constitución de 1917.
- Ecatepec - Martín Carrera.
- Ecatepec - Barrientos.
- Nicolás Romero - El Rosario.
- Cuautitlán Izcalli - El Rosario.

### III.3 DEMANDA DE LÍNEA 12

La demanda estimada es superior a los 367,000 pasajeros diarios en día laborable, con lo cual la Línea 12 pasará a ocupar el cuarto lugar de la Red de Metro, misma que podrá alcanzar los 450,000 con el ordenamiento del transporte colectivo y la redistribución de viajes locales y regionales.

Los estudios y análisis base del propósito son:

Estudio de pre factibilidad de Línea 12 (2000-2002)

Estudio para proyecto de Metrobús en los corredores: Tláhuac-Taxqueña y Santa Martha-Mixcoac (Eje 8 Sur) 2002-2004.

Análisis de sensibilidad de la demanda con el EMME/2 (2007)

Encuesta de origen y destino 1994.

Encuesta de movilidad a 475,000 usuarios en la Red (2007)

Encuesta de aceptación organizadas en el presente año, por los jefes delegacionales.

Consulta Verde, con una participación mayor a las 1, 033,000 personas.

TRAMO	DEMANDA EN DÍA LABORABLE
Acoxta-Ermita	167,447
Acoxta-Zapata	189,968
Acoxta-Mixcoac	259,982

TRAMO	DEMANDA EN DÍA LABORABLE
Tláhuac-Ermita	150,080
Tláhuac-Zapata	229,444
Tláhuac-Mixcoac	367,556

### III.4 OBJETIVOS DE LA CONSTRUCCIÓN DE LA LÍNEA 12

1.- Brindar servicio de transporte masivo de pasajeros en forma rápida, segura, económica y ecológicamente sustentable a los habitantes de siete delegaciones.

- Tláhuac
- Iztapalapa
- Coyoacán
- Benito Juárez
- Xochimilco (desde Tulyehualco)
- Milpa Alta
- Álvaro Obregón

2.- Mejorar el desempeño de la totalidad de la Red del Metro, al proporcionar conectividad con las Líneas 8, 2, 3 y 7 en el sur de la Ciudad de México.

#### DELEGACIONES BENEFICIADAS

Iztapalapa: La más poblada

Tláhuac: Con el mayor índice demográfico

Coyoacán y Benito Juárez: Con importantes índices de saturación vial

Xochimilco: Comunicación adicional al centro por Tulyehualco

Milpa Alta: Comunicación directa al CETRAM Tláhuac por Tecomitl

## BENEFICIOS DE LA CONSTRUCCIÓN DE LA LÍNEA 12

Vialidades: Construcción de vialidades conforme a un proyecto integrado en la zona de influencia, para reforzar el transporte público y evitar la competencia excesiva con la nueva línea del Metro (puentes vehiculares y peatonales, ampliaciones, adecuaciones geométricas, nueva señalización horizontal y vertical e instalación de semáforos).

Ciclovías y estacionamientos: Incorporación de facilidades al uso de la bicicleta en el diseño de estaciones y vialidades relacionadas.

Nuevo diseño de estaciones: Incorporación de escaleras eléctricas, salvaescaleras, bandas transportadoras, torniquetes mixtos (con capacidad para lectura de boletos unitarios y tarjetas electrónicas); baños y accesibilidad total a personas con discapacidad.

Desarrollo urbano, ecológico y turístico en la zona de influencia: Mejoramiento y ampliación de la capacidad del drenaje existente, especialmente en áreas de inundaciones. Ampliación del área de reserva ecológica en la zona con el posible desarrollo de un centro de conservación y turismo ecológico.

Equipamiento para la seguridad pública, incorporando vigilancia en las instalaciones y mejorando la iluminación en la zona de influencia.

La Línea mejorará el desempeño de toda la Red del Metro, aumentará la conectividad de las Líneas 8, 2, 3 y 7 en el sur de la Ciudad de México.

### III.5 RENTABILIDAD SOCIAL DE LA INVERSIÓN

Se logrará aplicar una alta inversión pública a la solución de problemas de transporte existentes en el sur de la Ciudad, en los recorridos de oriente a poniente, de aproximadamente trece mil doscientos millones de pesos.

Se disminuirá el tiempo excesivo de transportes por falta de infraestructura y congestión vial (al sur-oriente opera a nivel "F" o saturación a mayor parte del día); hasta en 2 horas y media por día.

Se logrará generar un importante ahorro, por el alto gasto de transporte cotidiano de las familias de bajos ingresos (\$13.50 diarios por persona).

Con la entrada en operación de la Línea 12, este gasto disminuirá hasta en \$9.50 diarios por persona en viajes al centro de la Ciudad.

Se disminuirá la contaminación del ambiente por emisiones de gases y ruido que desprenden los vehículos de combustión.

### BENEFICIO SOCIAL Y ECONÓMICO

Se ofrecerá un servicio de transporte rápido, eficiente, ambientalmente limpio, económico y seguro.

Por lo tanto se mejorará la calidad de vida de la población, sobre todo de la región sur-oriente de la Ciudad de México.

Se aumentará la productividad de la Ciudad al reducir el tiempo de transporte hasta en una hora quince minutos desde la terminal sur-oriente al centro del D.F. por persona.

Se ampliará el tiempo disponible para otras actividades de individuos y familias beneficiadas.

Se transformará el entorno vial y urbano actual hacia áreas de convivencia urbana.

### III.6 EFICIENCIA

La inversión en Metro detonará otros proyectos públicos y privados en la Ciudad.

Se reducirá de dos horas a 45 minutos el tiempo de viaje desde la terminal sur-oriente al centro de la Ciudad, por las demoras acumuladas producto de la ineficiencia de servicios de transporte colectivo.

Se ofrecerán diversas opciones de conexión del sur-oriente con las principales zonas de servicios, empleo, educación y recreación de la Ciudad de México.

### III.7 ASPECTOS RELEVANTES DEL PROYECTO:

#### CARACTERÍSTICAS FÍSICAS Y OPERATIVAS

24.5 Kilómetros de Línea.

20 Estaciones.

28 Trenes (al inicio de la operación intervalo (frecuencia) de 3.9 minutos).

35 Trenes (intervalo mínimo de 2.36 minutos en horas de máxima demanda).

Mínima distancia en transbordos.

Alternativas de integración de comercio formal e informal en terminales, estaciones y aledaños.

Posibilidad de desarrollo inmobiliario en terminales y estaciones.

Preparaciones para continuidad de la Red.

Reordenamiento del transporte en el corredor y puntos de transferencia.

Infraestructura planeada considerando necesidades de operación y mantenimiento de la Línea.

Programa de desvíos de tránsito por la construcción de obras.

Áreas de estacionamiento para bicicletas en terminal Tláhuac y estaciones.

Diseño de ciclovías a lo largo de la ruta.

### CONECTIVIDAD AL SUR-ORIENTE

Recorrido: Inicia en Tláhuac y avanza por la avenida del mismo nombre hasta la altura de la Virgen, continúa por la Av. Cafetaleros, pasando por atrás de la Av. Instituto Politécnico Nacional, Unidad Culhuacan; sigue por Eje 3 Oriente hasta Calzada Ermita, donde el trazo se prolonga sobre Eje 8 Sur hasta salir a División del Norte; dará vuelta a la derecha hasta el Parque de los Venados, para continuar hacia la izquierda en Eje 7 Sur y finalizar en Mixcoac.

- 4 nuevas estaciones de correspondencias:
- Línea 8 (Garibaldi -Constitución de 1917)
- Construcción de nueva estación Ermita: Línea 2 (Taxqueña-Cuatro Caminos)
- Zapata: Línea 3 (Indios Verdes - Universidad)
- Mixcoac: Línea 7 (El Rosario-Mixcoac).

Para primer transbordo ofrece 7 líneas y 15 estaciones de enlace directo: Salto del Agua, Pino Suárez, Balderas, Tacubaya, Chabacano, Bellas Artes, Tacuba, Hidalgo, Santa Anita, La Raza, Deportivo 18 de Marzo, El Rosario, Centro Médico, Garibaldi y Guerrero.

Conexión con: Tren Ligero, Metrobús Insurgentes, Terminal de Autobuses del Sur y Próximamente con Metrobús Xola.

DISEÑO GEOTÉCNICO DE MUROS MILÁN Y TABLESTACAS EMPLEADOS EN LA CONSTRUCCIÓN DE LÍNEA 12 DEL STC METRO



La Línea mejorará el desempeño de toda la Red del Metro, aumentará la conectividad de las Líneas 8, 2, 3 y 7 en el sur de la Ciudad de México.



DISEÑO GEOTÉCNICO DE MUROS MILÁN Y TABLESTACAS EMPLEADOS EN LA CONSTRUCCIÓN DE LÍNEA 12 DEL STC METRO

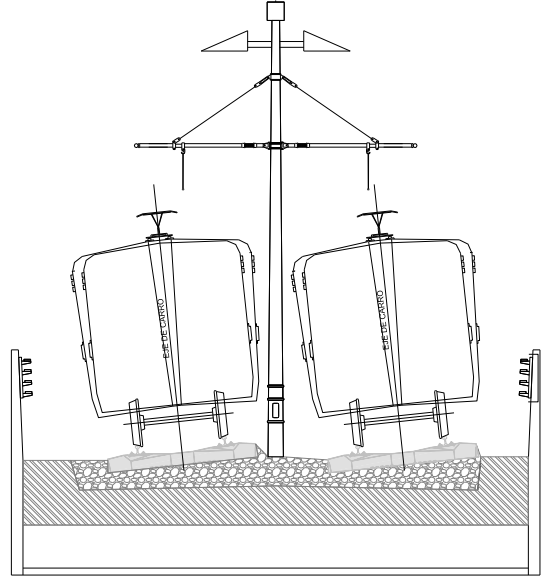
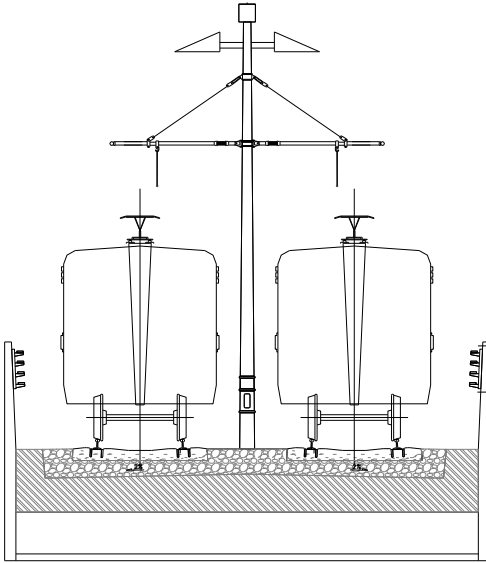
III.8 DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO GEOMÉTRICO

SECCIÓN	TRAMO	CADENAMIENTO INICIAL	CADENAMIENTO FINAL	LONGITUD (m)	SUBTOTAL
TALLERES	TALLERES TLÁHUAC	0+0003+930.90	3+930.90	3930.90	3930.90
SUPERFICIAL	COLA DE ESTACOÍN-TLÁHUAC	3+930.90	4+332.915	402.02	2077.50
	ESTACIÓN TLÁHUAC	4+332.915	4+486.915	154.00	
	TLÁHUAC-TLALTENCO	4+486.915	5+780+85	1293.94	
	ESTACIÓN TLALTENCO	5+780+85	5+934.85	154.00	
	TLALTENCO-ZAPOTITLÁN	SUPERFICIAL	5+934.85	6+008.393	
ELEVADO		ELEVADO	6+008.393	7+045.866	1037.47
	ESTACIÓN ZAPOTITLÁN	7+045.866	7+199.866	154.00	
	ZAPOTITLÁN-NOPALERA	7+199.866	8+471.621	1271.76	
	ESTACIÓN NOPALERA	8+471.621	8+625.621	154.00	
	NOPALERA-OLVOS	8+625.621	9+981.968	1356.35	
	ESTACIÓN OLVOS	9+981.968	10+135.968	154.00	
	OLVOS-SAN LORENZO TEZONCO	10+135.968	10+622.381	486.41	
	ESTACIÓN SAN LORENZO TEZONCO	10+622.381	10+776.381	154.00	
	SAN LORENZO-PERIFÉRICO ORIENTE	10+776.381	12+317.14	1540.76	
	ESTACIÓN PERIFÉRICO ORIENTE	12+317.14	12+471.14	154.00	
	PERIFÉRICO ORIENTE-CALLE 11	12+471.14	13+577.903	1106.76	
	ESTACIÓN CALLE 11	13+577.903	13+731.903	154.00	
	CALLE 11-STA. MA. TOMATLÁN	13+731.903	14+633.455	901.55	
	ESTACIÓN STA. MA. TOMATLÁN	14+633.455	14+787.455	154.00	
	STA. MA. TOMATLÁN-SAN ANDRÉS TOMATLÁN	14+787.455	15+843.373	1055.92	
	ESTACIÓN SAN ANDRÉS TOMATLÁN	15+843.373	15+997.373	154.00	
	SAN ANDRÉS TOMATLÁN-PUEBLO CULHUACAN	15+997.373	16+983.232	985.86	
	ESTACIÓN PUEBLO CULHUACÁN	16+983.232	17+137.232	154.00	
	PUEBLO CULHUACÁN-ATLALILCO	ELEVADO	17+137.232	17+760	622.77
	CAJÓN		CAJÓN	17+760	18+843.102
ESTACIÓN ATLALILCO		18+843.102	18+997.102	154.00	
TÚNELH	ATLALILCO-MEXICALTZINGO	CAJÓN	18+997.102	20+328.986	1331.88
		LUMBRERA	20+328.986	20+364.825	35.84
		TÚNEL	20+364.825	20+878.27	513.45
	ESTACIÓN MEXICALTZINGO	20+878.27	21+032.270	154.00	
	MEXICALTZINGO-ERMITA	21+032.270	22+832.964	1800.69	
	ESTACIÓN ERMITA	22+832.964	22+986.964	154.00	
	ERMITA-EJE CENTRAL	22+986.964	23+877.789	890.83	
	ESTACIÓN EJE CENTRAL	23+877.789	24+031.789	154.00	
	EJE CENTRAL-PARQUE DE LOS VENADOS	24+031.789	25+307.834	1276.05	
	ESTACIÓN PARQUE DE LOS VENADOS	25+307.834	24+461.834	154.00	
	PARQUE DE LOS VENADOS-ZAPATA	24+461.834	26+020.336	558.50	
	ESTACIÓN ZAPATA	26+020.336	26+174.336	154.00	
	ZAPATA-20 DE NOVIEMBRE	26+174.336	26+620.487	446.15	
	ESTACIÓN 20 DE NOVIEMBRE	26+620.487	26+774.487	154.00	
	20 DE NOVIEMBRE-INSURGENTES SUR	26+774.487	27+495.526	721.04	
	ESTACIÓN INSURGENTES SUR	27+495.526	27+649.526	154.00	
	INSURGENTES SUR-MIXCOAC	TÚNEL	27+649.526	28+073.320	423.79
		LUMBRERA	28+073.320	28+088.320	15.00
		TÚNEL CONV.	28+088.320	28+296.775	208.46
	TÚNEL CONVENCIONAL	ESTACIÓN MIXCOAC	28+296.775	28+450.775	154.00
COLA DE MANIOBRAS Y DEPOSITO MIXCOAC		TÚNEL CONV.	28+450.775	28+534.00	83.22
		LUMBRERA	28+534.00	28+546.00	12.00
		TÚNEL CONV.	28+546.00	29+362.103	816.10
		LUMBRERA	29+362.103	29+374.103	12.00
		TÚNEL CONV.	29+374.103	29+380.00	5.90
				9051.02	
				TOTAL	29380.01

SECCIONES CONSTRUCTIVAS

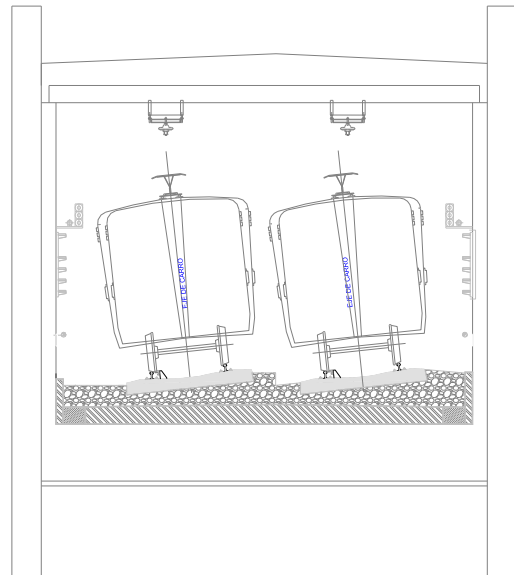
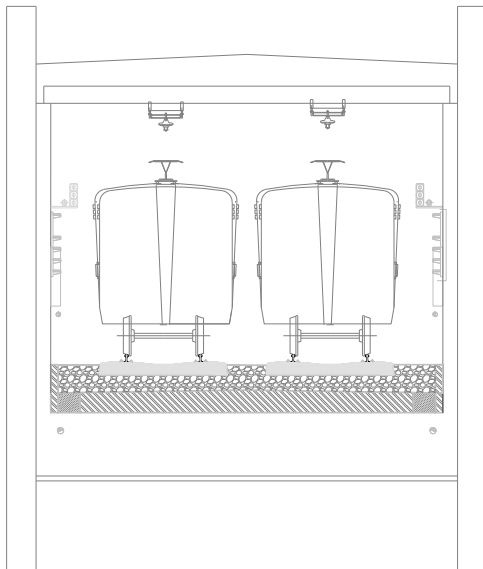
**SECCIÓN SUPERFICIAL TANGENTE**

**SECCIÓN SUPERFICIAL EN CURVA**

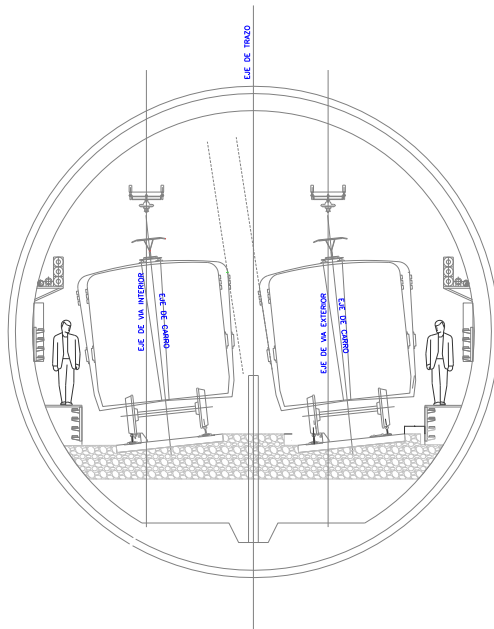


**SECCIÓN CAJON SUBTERRANEO TANGENTE**

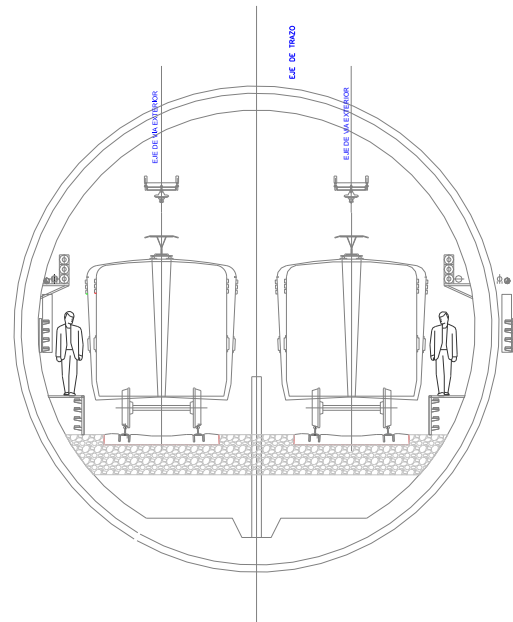
**SECCIÓN CAJON SUBTERRANEO EN CURVA**



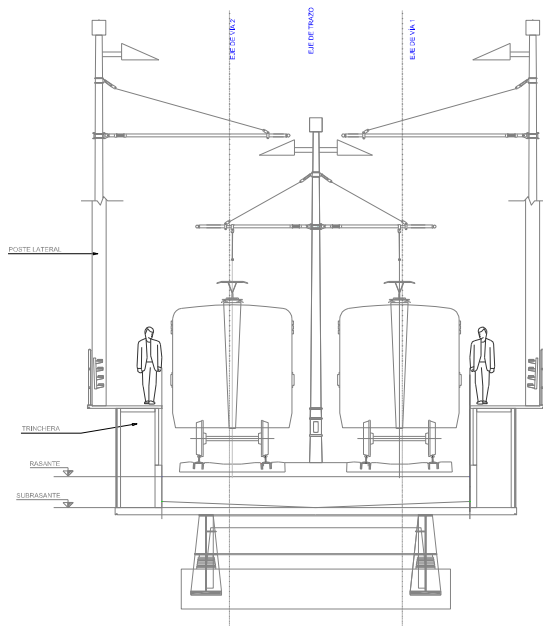
**SECCIÓN TÚNEL CURVA  
CON MURO DE SEGURIDAD**



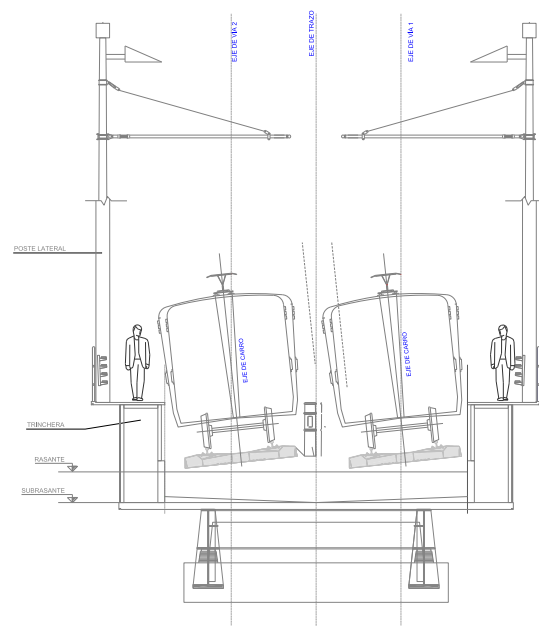
**SECCIÓN TÚNEL TANGENTE  
CON MURO DE SEGURIDAD**



**SECCIÓN ELEVADA TANGENTE**

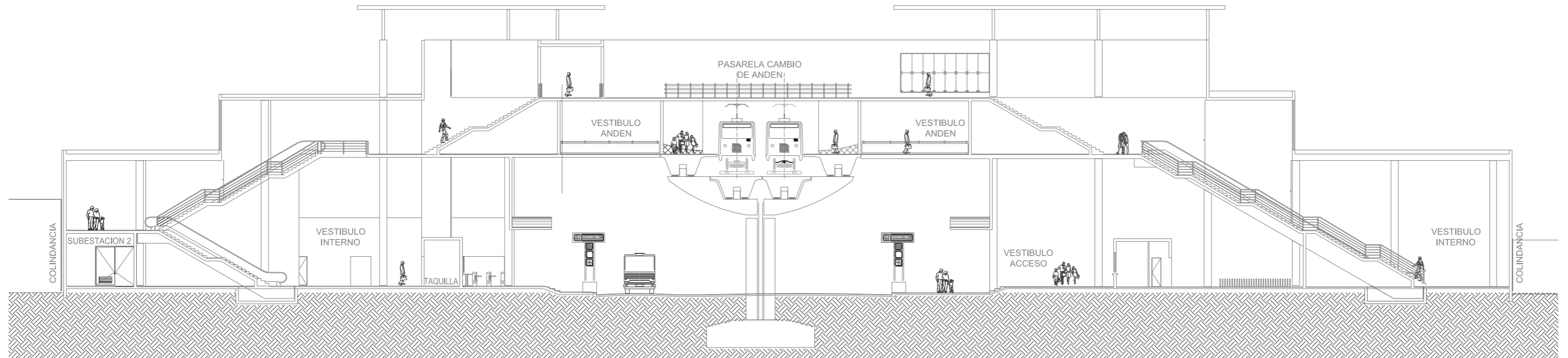


**SECCIÓN ELEVADA EN CURVA**

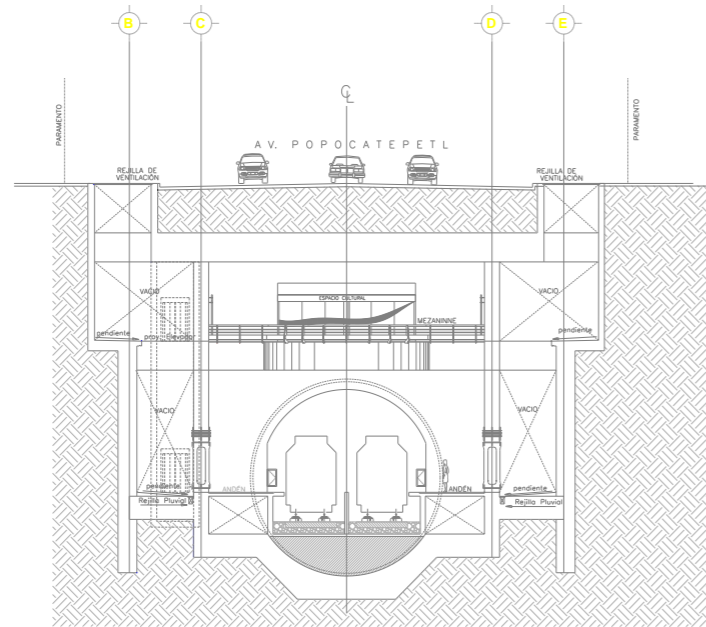


SECCIÓN TIPO DE ESTACIONES

# SECCION TIPO DE ESTACION ELEVADA

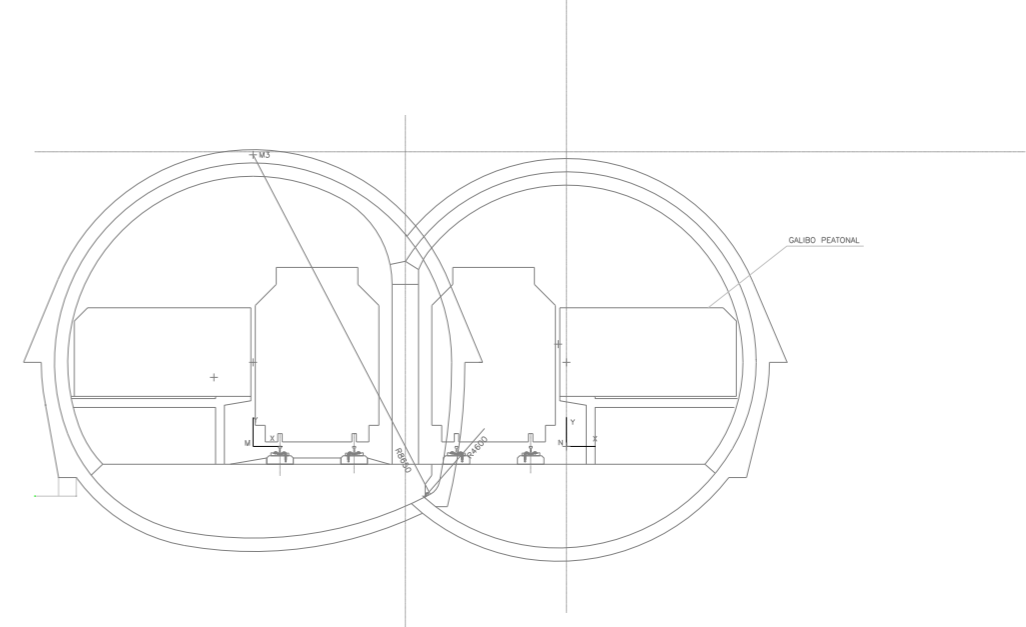


## SECCION TIPO DE ESTACION SUBTERRANEA



ESTACION TIPO  
CORTE TRANSVERSAL F-F'

## SECCION TIPO DE ESTACION EN CAVERNA



FORMAS REVESTIMIENTOS  
PRIMARIO Y SECUNDARIO

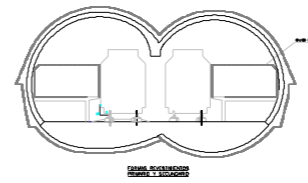
TRAZO GENERAL DE LA LÍNEA 12 DEL METRO

# LÍNEA 12 DEL METRO DE LA CIUDAD DE MEXICO

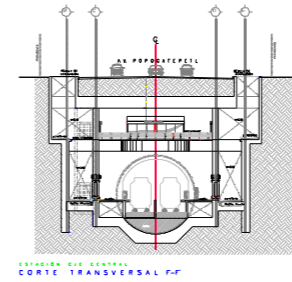


## SECCION TIPO DE ESTACIONES

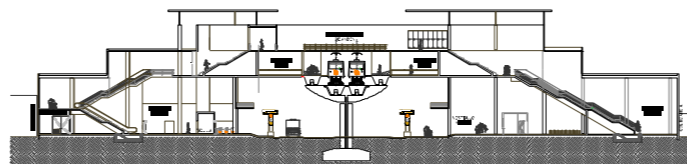
SECCION TIPO DE ESTACION EN CAVERNA



SECCION TIPO DE ESTACION SUBTERRANEA



SECCION TIPO DE ESTACION ELEVADA



- ICA CP**  
ESTACIONES SUPERFICIALES: 2 (F1)  
ESTACIONES SUBTERRANEAS: 3 (1 F1, 2 F2)  
TALLERES TLAHUAC (F1)  
COLA DE MANIOBRAS Y DEPOSITO MIXCOAC (F2)  
LONGITUD POR EJECUTAR: 10.37 km
- ICA CU**  
ESTACIONES ELEVADAS: 4 (F1)  
LONGITUD POR EJECUTAR: 5.29 km
- ICA CE**  
ESTACIONES SUBTERRANEAS: 6 (F2)  
TUNEL Y ESTACIONES: 7.19 km  
LONGITUD TOTAL POR EJECUTAR= 22.85 km  
LONGITUD CARSO=6.532 km  
LONGITUD TOTAL= 29.30 km



## SECCIONES CONSTRUCTIVAS

20 ESTACIONES

<p><b>SECCION TUNEL CURVA CON MURO DE SEGURIDAD</b></p>	<p><b>SECCION TUNEL TANGENTE CON MURO DE SEGURIDAD</b></p>	<p><b>SECCION CAJON SUBTERRANEO TANGENTE</b></p>	<p><b>SECCION CAJON SUBTERRANEO EN CURVA</b></p>
<p><b>SECCION ELEVADA TANGENTE</b></p>	<p><b>SECCION ELEVADA EN CURVA</b></p>	<p><b>SECCION SUPERFICIAL TANGENTE</b></p>	<p><b>SECCION SUPERFICIAL EN CURVA</b></p>

## AVANCES

### ELABORACIÓN DE ESTUDIOS Y PROYECTOS PARA LA LÍNEA 12

ACTIVIDADES	AVANCE FÍSICO	FECHA DE INICIO	FECHA DE TÉRMINO
Actualización de la demanda	47%	1 de noviembre de 2007	1 de abril de 2008
Estudios de exploración geotécnica	Campo 97% Lab. 55%	29 de octubre de 2007	25 de marzo de 2008
Estudios para la detección de interferencias	85%	29 de octubre de 2007	26 de febrero de 2008
Ingeniería básica, proyecto operativo y especificaciones	25%	29 de octubre de 2007	30 de junio de 2008

### INGENIERÍA BÁSICA EN LA LÍNEA 12

ACTIVIDADES	AVANCE FÍSICO	FECHA DE TÉRMINO
Proyecto geométrico (trazo, perfil, gálibos)	45%	Febrero de 2008
Proyecto operativo	30%	Marzo de 2008
Anteproyecto de estaciones, terminales, depósitos y talleres, PCL	45%	Marzo de 2008
Adecuaciones a la SEAT Estrella	10%	Marzo de 2008
Anteproyecto de subestaciones de rectificación	60%	Febrero de 2008
Especificaciones técnicas y funcionales de equipos y sistemas	15%	Marzo de 2008
Anteproyecto de obras hidráulicas inducidas	55%	Febrero de 2008
Material rodante	95%	Diciembre de 2008
Vialidades	55%	Febrero de 2008
Identificación de afectaciones	92%	Febrero de 2008

III.9 LÍNEA 12, TLÁHUAC-MIXCOAC, TRAYECTORIA Y ZONIFICACIÓN GEOTÉCNICA

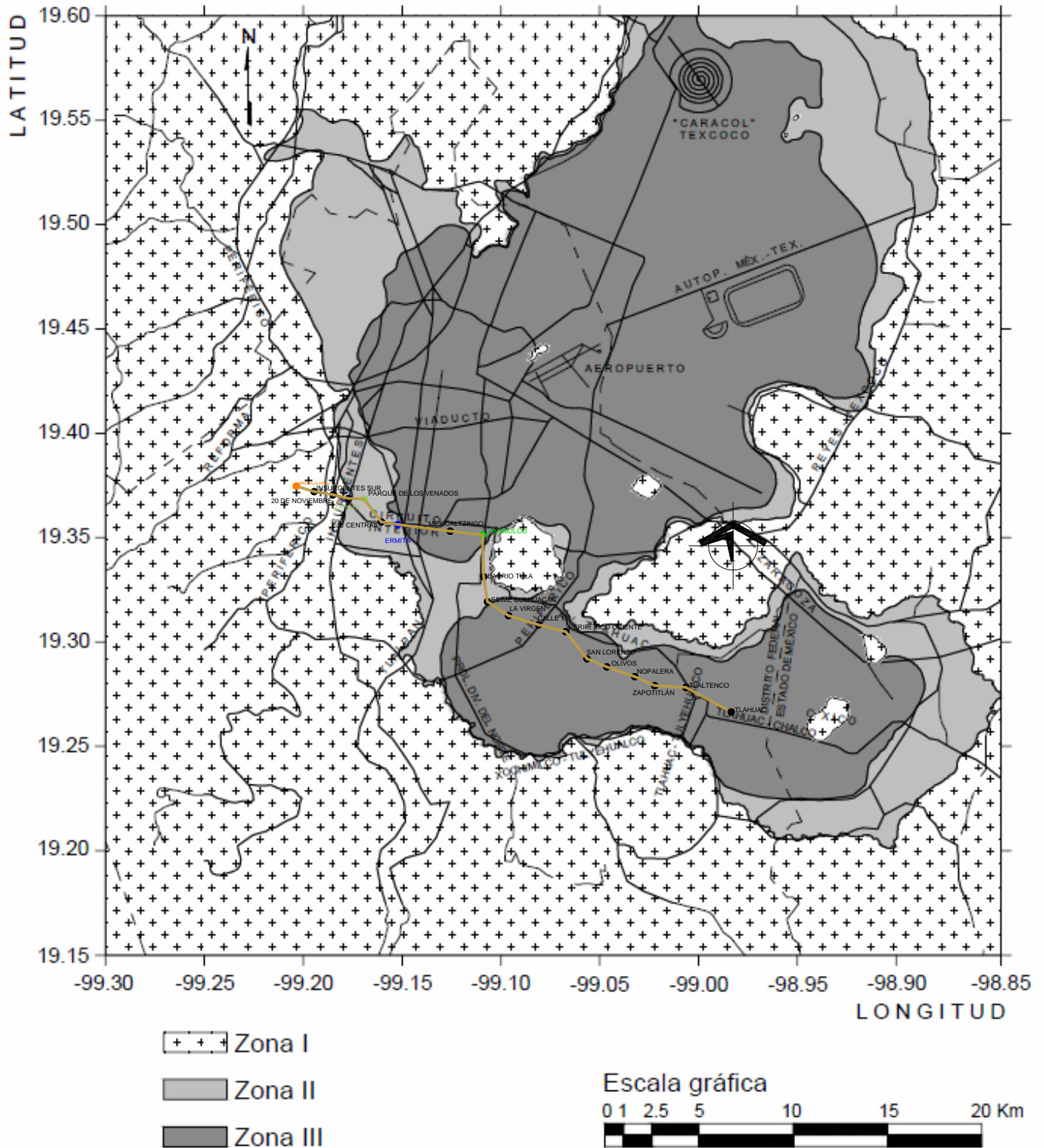


Fig. III.1, Zonificación Geotécnica de la Ciudad de México

## IV. DISEÑO GEOTÉCNICO PARA MURO MILÁN

### IV.1 DISEÑO DE MUROS MILÁN

En el diseño de un muro diafragma o Muro Milán, es fundamental conocer la respuesta del suelo ante los cambios provocados por la excavación, ya que ésta origina un alivio de los esfuerzos totales, por la remoción de suelo y agua, cuyo resultado es el movimiento de la masa de suelo, por lo que el diseño se debe concentrar en el control y mitigación de las deformaciones inducidas. El control de estos movimientos es importante ya que su magnitud puede dañar a estructuras adyacentes o a los servicios públicos.

La respuesta del suelo está influenciada principalmente por los siguientes factores:

- 1.- Dimensiones de la excavación
- 2.- Propiedades de los suelos
- 3.- Control y abatimiento del nivel freático
- 4.- Proceso y secuencia constructiva
- 5.- Tipo de soporte y apuntalamiento
- 6.- Cercanía de edificios y de servicios públicos
- 7.- Sobrecargas temporales

Por simple lógica se puede advertir, que cuanto más grande es la excavación mayor es el alivio de los esfuerzos totales y por lo tanto mayores los movimientos del suelo. En el caso extremo, una excavación profunda débilmente soportada puede originar una falla general por esfuerzo cortante del suelo.

El tiempo que dure una excavación abierta y más si ésta tiene control de los niveles de agua, afecta de manera directa a las propiedades del suelo. Si suponemos una excavación que pudiera realizarse de forma instantánea, los esfuerzos y deformaciones que experimentaría el suelo serían en una condición de no flujo de agua, sería una condición no drenada. Por el contrario, si la misma excavación se realizara en un tiempo infinito, los esfuerzos y deformaciones en el suelo ocurrirían con flujo de agua, por lo que la excavación se realizaría en una condición drenada. En general los procesos de excavación se realizan en un tiempo finito que representan una condición parcialmente drenada. De manera práctica se puede suponer que excavaciones en suelos cohesivos se pueden considerar que responden a un comportamiento no drenado; con el mismo criterio se puede suponer que excavaciones que se realicen en suelos granulares responden a un comportamiento drenado.



## IV.2 SOLUCIONES UTILIZADAS ACTUALMENTE

### Muro Milán estructural

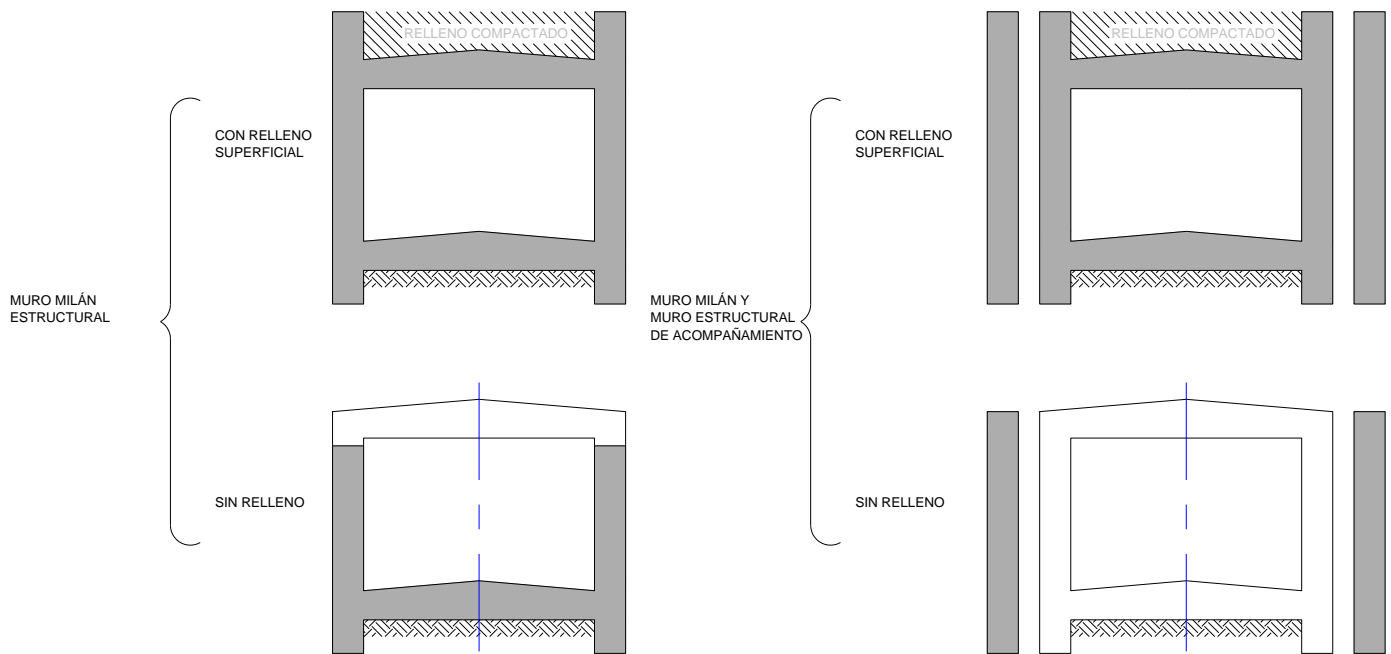
El cajón está formado por muros Milán unidos estructuralmente a las losas de fondo y de cubierta; para esta solución se tienen dos alternativas geométricas: a) en cajón cubierto con relleno compactado, y b) en cajón con losa de cubierta superficial, que constituye la superficie de rodamiento de vehículos o del paso de peatones.

### Muro Milán y muro estructural de acompañamiento

En este caso el muro Milán es un elemento estructural temporal, que únicamente tiene utilidad durante la etapa de excavación, para esta solución se han desarrollado también dos alternativas: a) con el cajón cubierto con relleno compactado, y b) con la losa de cubierta superficial.

### Selección de alternativas

Los factores que influyen en la medida que se adoptará en un cierto tramo, según su probable importancia son: estructurales, económicos, constructivos y geotécnicos. Es decir desde el punto de vista geotécnico cualquiera de las soluciones es admisible.



TIPOS DE CAJÓN PARA LÍNEA DEL METRO

### IV.3 EMPUJES LATERALES SOBRE MUROS MILÁN O TABLESTACAS

Cuando por razones de espacio en una construcción se hace necesario realizar excavaciones en las que es imposible el desarrollo de un talud y, además los cortes alcanzan pendientes que los ponen en peligro de estabilidad o bien porque existen estructuras superficiales que pueden ser dañadas o deben ser preservadas, se hace necesario algún tipo de estructura que soporte los empujes horizontales de la masa de suelo que será contenida. Diversos tipos de estructuras se han utilizado, muchas de ellas con la idea de que sean autosustentables o bien con ayuda de anclajes, muertos o puntales. Tablestacas o muros milán han sido diseñados para dar soporte a las excavaciones o taludes, usando materiales como la madera, el concreto, el acero, o bien, muros de concreto colados en zanjales llamados muros milán. Para el diseño de cualesquiera de las estructuras mencionadas, así como de sus elementos de soporte o apuntalamiento, es indispensable determinar las fuerzas ejercidas por el suelo contenido, así como las ejercidas por los efectos ambientales.

### IV.4 TEORÍAS SOBRE EMPUJES DE TIERRA

El empuje de tierras es la fuerza por unidad de área que ejerce el suelo sobre un elemento estructural. Su valor depende de las propiedades físicas del suelo, de la interacción suelo-estructura en la interface y de la magnitud y características de las deformaciones en el sistema suelo-estructura. Depende también de la naturaleza de la cual derive su resistencia el suelo, la cual varía de acuerdo a su relajación con el tiempo “creep”, así como de sus cambios físicos o químicos.

A diferencia de los muros de contención de gravedad, los empujes de tierra sobre muros milán o tablestacas no dependen del tipo de suelo, más bien son función de la interacción suelo-estructura y esta a su vez de los movimientos que se desarrollen entre ambos, por lo tanto el problema matemático es altamente indeterminado.

Los estados de esfuerzos que se desarrollan dentro de la masa de suelo y que son de interés en el diseño de muros milán o tablestacas, son los estados: en reposo, activo y pasivo. El empuje de tierras sobre cualquier estructura de retención puede variar de un estado inicial de esfuerzos conocido como estado en reposo,  $K_0$ , a un estado límite mínimo como el activo,  $K_a$ , o a un estado límite máximo como pasivo,  $K_p$ .

Los estados límite están determinados por la ley de resistencia al esfuerzo cortante del suelo, representados gráficamente en la Fig. IV.1 por el círculo de Mohr:

$$\tau_f = C + \sigma_n \tan \varphi \quad (\text{ec. IV.1})$$

Donde

- $\tau_f$  y  $\sigma_n$  : esfuerzos cortante y normal en el plano de falla
- $c$  : parámetro de cohesión del suelo
- $\phi$  : ángulo de fricción del suelo

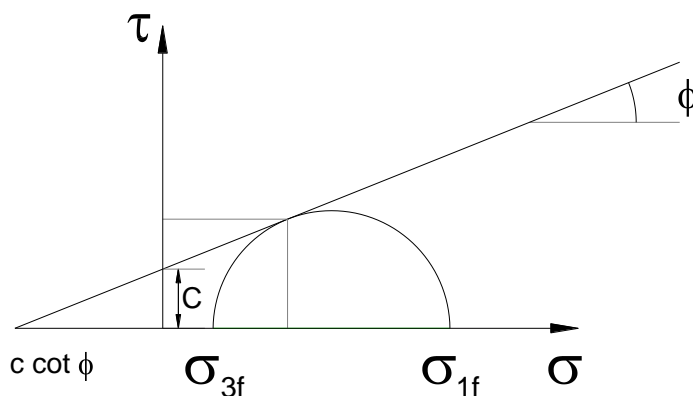


Fig. IV.1, Círculo de Mohr

El empuje de tierras refleja el estado de esfuerzo dentro de la masa de suelo. La relación entre los esfuerzos horizontales y los esfuerzos verticales es conocida como el coeficiente de esfuerzos,  $K$ , Fig. IV.2:

$$k = \frac{\sigma_h}{\sigma_v} \quad (\text{ec. IV.2})$$

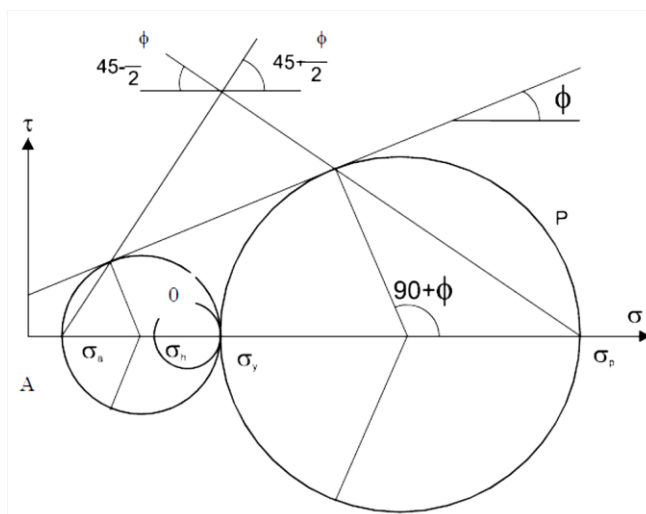


Fig. IV.2, Definición de los estados activo, pasivo y reposo

#### IV.4.1 ESTADO DE EMPUJES EN REPOSO

Empujes en reposo se refiere al estado de esfuerzos o de deformaciones que existen en la masa de suelo antes de realizar una excavación o construir una estructura. Este estado de esfuerzos se muestra como el círculo "O" del diagrama de Mohr de la Fig. IV.2.

El coeficiente de empuje en reposo  $K_0$  ha sido determinado experimentalmente por Jaky, con la siguiente relación:

$$k_0 = 1 - \text{sen}\phi \quad (\text{ec. IV.3})$$

Donde:

$\phi$  = ángulo de fricción efectivo del suelo

#### IV.4.2 ESTADO DE EMPUJES ACTIVO

Es el valor mínimo posible que el empuje horizontal puede alcanzar a cualquier profundidad. Este estado se desarrolla cuando la pared, muro o ademe se desplaza o gira hacia afuera del suelo, permitiendo que el suelo se expanda horizontalmente en la dirección del movimiento del muro. El estado de esfuerzos resultante se presenta en el diagrama de Mohr de la Fig. IV.2 como el círculo "A". Cuando un plano vertical, como lo es un muro flexible se flexiona por la acción del empuje horizontal cada elemento de suelo se expande lateralmente en dirección del movimiento, movilizándolo su resistencia al esfuerzo cortante, produciendo una consecuente reducción del empuje lateral. El valor mínimo posible se alcanza cuando se moviliza el máximo esfuerzo cortante y se presenta un estado de falla.

En la Fig. IV.2, se muestra la orientación del plano de falla referido al círculo de Mohr, cuyo coeficiente se expresa como:

$$k_a = \tan^2\left(45 - \frac{\phi}{2}\right) \quad (\text{ec. IV.4})$$

#### IV.4.3 ESTADO DE EMPUJES PASIVO

Es el valor máximo posible que el empuje horizontal puede desarrollar cuando la pared, muro o ademe se desplaza o gira contra el suelo, comprimiendo a éste horizontalmente. El estado resultante es el empuje pasivo.

En la Fig. IV.2 del diagrama de Mohr el círculo "P" representa este estado. Si el plano vertical del muro se desplaza contra el suelo, como en el caso del empotramiento de una tablestaca o la reacción de un muerto de anclaje, el empuje lateral se incrementa hasta alcanzar la resistencia al

esfuerzo cortante del suelo. El valor máximo posible se alcanza cuando se moviliza el máximo esfuerzo cortante y se presenta un estado de falla.

El coeficiente de empuje pasivo se presenta gráficamente en la Fig. IV.2 y cuyo valor respecto al círculo de Mohr es:

$$k_p = \tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) \quad (\text{ec. IV.5})$$

#### IV.4.4 RELACIÓN ENTRE COEFICIENTES DE EMPUJE

De la inspección de las ecuaciones IV.4 y IV.5 se observa que el coeficiente de empuje de tierras pasivo es significativamente mayor que el activo para algunos rangos de  $\phi$ , del orden de 10 veces. La relación entre ellos se puede expresar como:

$$k_0 = \frac{1}{k_p} \quad (\text{ec. IV.6})$$

#### IV 4.5 DESPLAZAMIENTO HORIZONTAL

La magnitud del desplazamiento horizontal requerido para desarrollar uno de los estados límite (máximo o mínimo) depende de la rigidez del suelo y estructura, de su interacción, así como de su altura.

En suelos firmes o rígidos, como en arenas densas o arcillas preconsolidadas, la magnitud requerida para desarrollar un estado límite es relativamente pequeña; en cambio en arenas sueltas o arcillas blandas el valor para el desarrollo del estado límite es un porcentaje considerable de la altura. En la Fig. V.3 se muestra cualitativamente estos valores en función de la altura del muro.

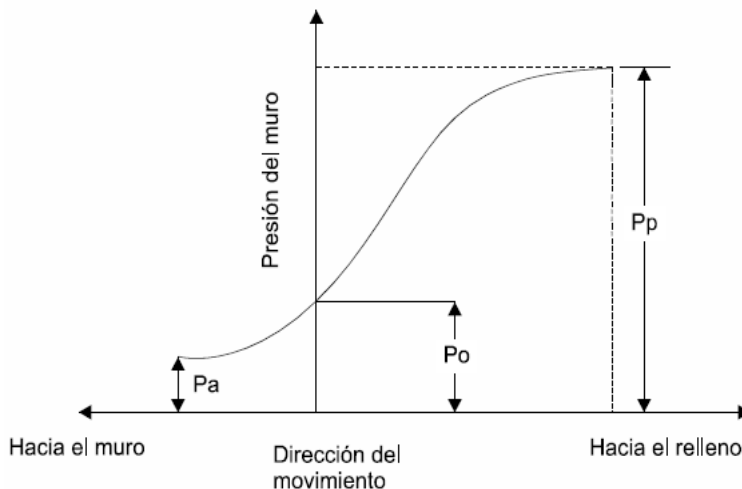


Fig. IV.3, Relación entre presiones y desplazamiento del muro

#### IV.4.6 FRICCIÓN Y ADHERENCIA CONTRA EL MURO O ADEME

Como consecuencia del desplazamiento horizontal del muro o ademe, se desarrolla un movimiento vertical que produce esfuerzos cortantes verticales en la interfaz estructura-suelo, debido a la fricción entre muro y suelo en el caso de suelos granulares o bien adherencia entre muro y suelo en los suelos cohesivos. Estos esfuerzos cortantes verticales tienen efecto en el desarrollo de los empujes disminuyendo los empujes horizontales en el estado límite activo, o incrementando su valor en el caso del estado límite pasivo.

### IV.5 CÁLCULO DE LOS EMPUJES LATERALES

#### IV.5.1 ANTECEDENTES

Numerosas teorías han sido desarrolladas para calcular los empujes laterales sobre muros o ademes, las más empleadas son el de Coulomb formulada en 1776 y la de Rankine formulada en 1857. La diferencia esencial entre las dos teorías es la suposición de que la presencia del muro o ademe afecta o no el desarrollo de los esfuerzos cortantes en el contacto de la masa de suelo con el ademe o muro. En su formulación las dos teorías suponen un plano o superficie de deslizamiento plana, lo cual en algunos casos es aleja de la realidad, por lo que se ha propuesto otra teoría en la cual la superficie falla no es plana sino que sigue una ley logarítmica.

#### IV.5.2 TEORÍA DE RANKINE

La teoría de Rankine se fundamenta en la suposición de que el muro o ademe no produce cambios en el plano de contacto entre muro y suelo; también supone que en la corona del muro o ademe, la superficie del terreno es un plano, horizontal o inclinado y la superficie de falla también es plana. Cuando en la teoría de Rankine se alcanza uno de los estados límite se desarrollan las superficies de falla que se presentan en la Fig. IV.4.

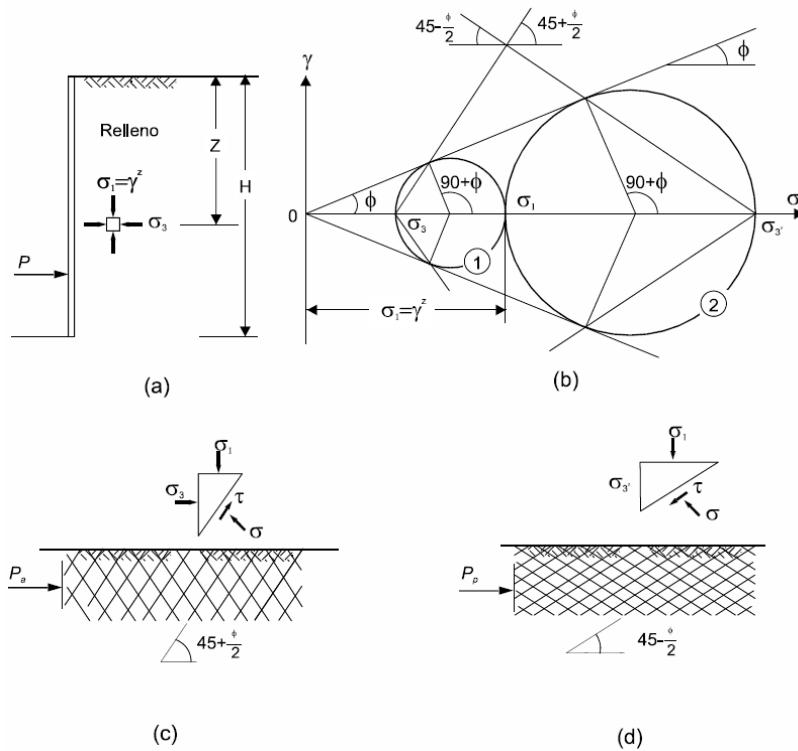


Fig. IV.4, Estados límite de falla de Rankine. (a) elemento en suelo granular;(b) círculos de Mohr para los casos activo y pasivo; (c) y (d) planos de deslizamiento para los casos activo y pasivo.

Las ecuaciones que representan los estados límites de empujes activo o pasivo en términos de presiones o empujes unitarios, son:

$$p_a = \gamma z k_a \quad (ec. IV.7)$$

$$E_a = \frac{1}{2} k_a \gamma H^2$$

$$p_p = \gamma z k_p \quad (ec.IV.8)$$

$$E_p = \frac{1}{2} k_p \gamma H^2$$

Donde

- $p_a$  y  $p_p$  presión activa o pasiva desarrollada a la profundidad  $z$ , en unidades de esfuerzo
- $E_a$  y  $E_p$  empuje de tierras activo o pasivo en la altura total del muro, en unidades fuerza por ancho unitario
- $\gamma z$  esfuerzo geostático vertical a la profundidad  $z$  usando el peso volumétrico sumergido del suelo abajo del nivel freático
- $K_a$  y  $K_p$  coeficientes de empujes de tierras activo y pasivo respectivamente
- $H$  altura total del muro

Los coeficientes de empujes de tierra activo y pasivo de acuerdo con la teoría de Rankine dependen del ángulo de fricción del suelo  $\phi$  y del ángulo de inclinación de la superficie del relleno  $\beta$ , y son dados por las siguientes expresiones:

$$K_a = \cos \beta \frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos \phi}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos \phi}} \quad (\text{ec. IV.9})$$

$$K_p = \cos \beta \frac{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos \phi}}{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos \phi}} \quad (\text{ec. IV.10})$$

Para el caso de la superficie del relleno horizontal  $\beta = 0$ , las ecuaciones se reducen a:

$$K_a = \frac{1 - \text{sen } \phi}{1 + \text{sen } \phi} = \tan^2 \left( 45 - \frac{\phi}{2} \right) \quad (\text{ec. IV.11})$$

$$K_p = \frac{1 + \text{sen } \phi}{1 - \text{sen } \phi} = \tan^2 \left( 45 + \frac{\phi}{2} \right) \quad (\text{ec. IV.12})$$

#### IV.5.3 TEORÍA DE COULOMB

Coulomb supone que la fricción en el plano de contacto entre suelo-muro produce cambios en los esfuerzos cortantes del suelo que tienden a modificar la magnitud y dirección del empuje de suelos; también supone que en la corona del muro o ademe, la superficie del terreno es un plano, horizontal o inclinado y la superficie de falla también es plana, Fig. IV. 5.

Para el caso activo cuando el empuje de suelos, la cuña de falla se desplaza hacia abajo y en su movimiento se genera fricción contra el muro; para el caso pasivo el muro empuja a la cuña de suelo hacia arriba, originando también fricción contra el muro. Los coeficientes para el cálculo de las presiones activa y pasiva son:

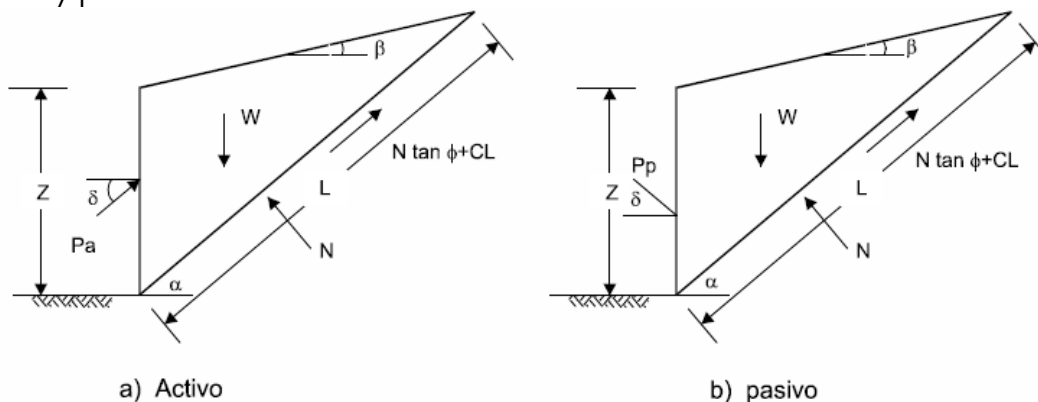


Fig. IV.5, Cuñas de deslizamiento de Coulomb



$$K_a = \frac{\cos^2 \phi}{\cos \delta \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin \phi + \delta \sin \phi - \delta}{\cos \delta \cos \beta}} \right]^2} \quad (\text{ec. IV.13})$$

$$K_p = \frac{\cos^2 \phi}{\cos \delta \left[ 1 - \sqrt{\frac{\sin \phi + \delta \sin \phi - \delta}{\cos \delta \cos \beta}} \right]^2} \quad (\text{ec. IV.14})$$

Al igual que en la teoría de Rankine, en la de Coulomb la superficie de falla es un plano; sin embargo, en este caso depende del ángulo de fricción del suelo, así como del ángulo de fricción suelo-muro; la inclinación del plano de falla para los casos activo y pasivo respectivamente, se obtiene con las siguientes ecuaciones:

$$\alpha_a = 90 - \phi - \text{ang} \tan \left[ \frac{-\tan \phi + \sqrt{\tan \phi (\tan \phi + \cot \phi) + \tan \delta \cot \phi}}{1 + \tan \delta (\tan \phi \cot \phi)} \right] \quad (\text{ec. IV.15})$$

$$\alpha_p = 90 + \phi - \text{ang} \tan \left[ \frac{\tan \phi + \sqrt{\tan \phi (\tan \phi + \cot \phi) + \tan \delta \cot \phi}}{1 + \tan \delta (\tan \phi \cot \phi)} \right] \quad (\text{ec. IV.16})$$

Para una pared lisa con  $\delta = 0$  con superficie del terreno horizontal  $\beta = 0$ , o en el caso de  $\delta = \beta$ , las teorías de Rankine y Coulomb dan idénticos resultados.

#### IV.5.4 TEORÍA DE LA ESPIRAL LOGARÍTMICA

Las teorías de Rankine y Coulomb suponen que la superficie de falla es plana, de lo observado en modelos de laboratorio se sabe que las superficies de falla tienden a ser curvas compuestas; sin embargo, para el caso activo el error cometido al suponer una superficie plana es pequeño; por el contrario para el caso pasivo el error es grande y normalmente del lado de la inseguridad. Si el ángulo de fricción suelo-muro es bajo, la superficie de falla resultante es casi plana, pero si este valor es muy alto el plano para la superficie de falla del empuje pasivo es muy diferente al supuesto por la teoría de Coulomb produciendo magnitudes muy altas del empuje pasivo, poco realistas.

La magnitud del ángulo de fricción suelo-muro causa fuerzas tangenciales descendentes que incrementan las presiones verticales en el contacto suelo-muro provocando la superficie de falla

curva que se muestra en la Fig. V.6. El suelo falla por la superficie curva de menor resistencia y no por el plano de Coulomb, él cual requiere de grandes fuerzas cinemáticas.

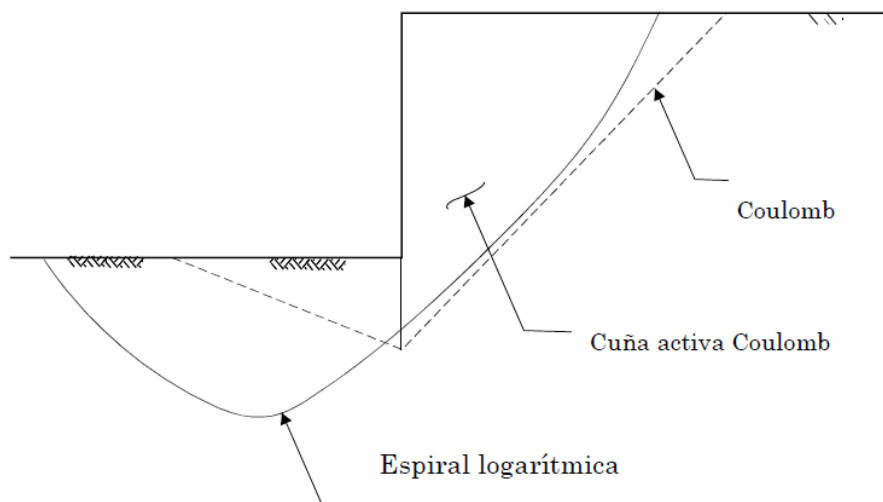


Fig. IV.6, Espiral logarítmica

#### IV.5.5 EMPUJES LATERALES EN SUELOS COHESIVOS-FRICCIONANTES

El círculo de Mohr de la Fig. IV.1 puede ser usado para determinar el empuje de suelo sobre un muro con un relleno cohesivo-friccionante en términos de la relación de resistencia  $\tau = c + \sigma_n \tan \phi$ , siendo las ecuaciones:

$$p_a = \gamma z k_a - 2c\sqrt{k_a} \quad (\text{ec. IV.17})$$

$$E_a = \frac{1}{2} k_a \gamma H^2 - 2c\sqrt{k_a} H$$

$$p_p = \gamma z k_p + 2c\sqrt{k_p} \quad (\text{ec. IV.18})$$

$$E_p = \frac{1}{2} k_p \gamma H^2 + 2c\sqrt{k_p} H$$

Donde

c      parámetro de cohesión

IV.5.6 EXCAVACIONES SIN SOPORTE

Teóricamente se puede determinar que algunas excavaciones no requieren de un soporte o ademe en suelos cohesivo-friccionantes o puramente cohesivos, si la presión lateral  $\sigma_3$  (para el caso activo) no excede la resistencia del suelo; de la ecuación (IV.17), tenemos:

$$\sigma_3 = p_a = \gamma z k_a - 2c\sqrt{k_a}$$

Para  $z = 0$

$$\sigma_3 = -2c\sqrt{k_a}$$

Lo cual significa que en la superficie se producen fuerzas de tensión. La profundidad teórica de la grieta se puede estimar suponiendo que en su fondo se tiene  $\sigma_3 = 0$ , la altura teórica de la grieta o crítica  $h_c$ , es igual a:

$$0 = \gamma z k_a - 2c\sqrt{k_a} \tag{ec. IV.19}$$

$$h_c = \frac{2c}{\gamma\sqrt{k_a}}$$

La máxima altura crítica  $H_c$  para la cual una excavación puede mantenerse sin soporte, Fig. IV.7, se evalúa suponiendo el punto donde las fuerzas de tensión se igualan con la cohesión:

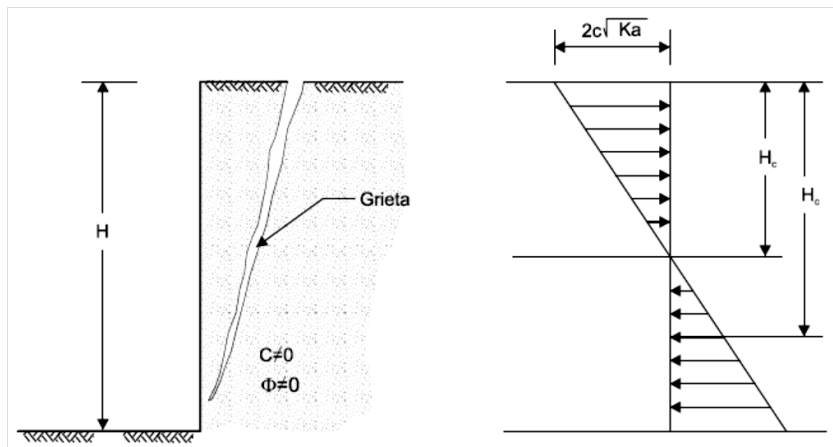


Fig. IV.7, Excavación sin soporte

$$2c\sqrt{k_a} = \gamma z k_a - 2c\sqrt{k_a} \tag{ec. IV.20}$$

$$H_c = \frac{4c}{\gamma\sqrt{k_a}} = 2h_c$$

El resultado de la ecuación (IV.20) debe evaluarse con cuidado, ya que cambios en el contenido de agua del suelo por desecación o humedecimiento, alteran las condiciones para las cuales una excavación puede mantenerse estable sin soporte, en las mejores condiciones una excavación sin ademe o soporte se puede mantener por un breve período de tiempo.

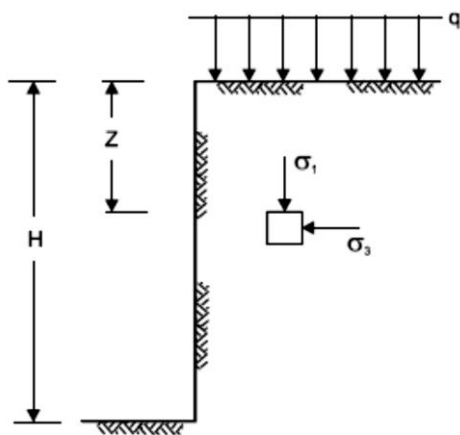
#### IV.5.7 SOBRECARGAS Y OTRAS ACCIONES

Los muros milán o tablestacas normalmente soportan, además de los empujes del suelo, cargas en la superficie o sobrecargas, que pueden ser el apilamiento de material, la cercanía de alguna construcción, el peso del equipo de construcción, etc. Estas cargas contribuyen a incrementar el empuje activo del suelo y su tendencia de movimiento.

Los casos de carga de particular interés en la determinación de las presiones laterales son:

- Cargas uniformes de ancho infinito
- Cargas puntuales
- Cargas lineales paralelas a la pared
- Cargas uniformes de ancho finito
- Otras cargas

Las cargas son evaluadas con ayuda de la teoría de la elasticidad.



Cargas uniformes de ancho infinito.

Es una carga de magnitud q, que se aplica en toda el área superficial, Fig. IV.8.

El efecto de la sobrecarga uniforme es aumentar el empuje vertical efectivo contra la tablestaca en una cantidad igual a la magnitud de la sobrecarga multiplicada por el coeficiente K de empuje de tierras activo o pasivo.

$$\begin{aligned}
 p &= \gamma' z k && \text{Sin sobrecarga} \\
 p &= \gamma' z k + q k && \\
 p &= k(\gamma' z + q) && \text{Con sobrecarga}
 \end{aligned}
 \tag{ec. IV.21}$$

Fig. IV.8, Carga de ancho infinito

Cargas puntuales.

Es una sobrecarga aplicada sobre un área pequeña y tratarse como una carga puntual. En la Fig. IV.9. Se dan los coeficientes por evaluar la presión lateral en función de la separación a la tablestaca y profundidad de cálculo. Su variación en el plano paralelo a la pared se muestra en la misma figura.

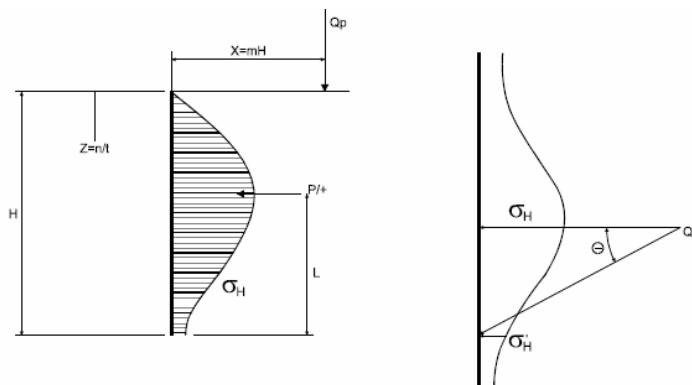


Fig. IV.9, Carga puntual

$$\sigma_H = 0.28 \frac{Q_p}{H^2} \frac{n^2}{(0.16 + n^2)^3} \quad \text{para } m < 0.4$$

$$P_H = 0.78 \frac{Q_p}{H} \quad \text{para } m > 0.4$$

$$\sigma_H = 1.77 \frac{Q_p}{H^2} \frac{m^2 n^2}{(m^2 + n^2)^3}$$

$$P_H = 0.45 \frac{Q_p}{H}$$

$$\sigma'_H = \sigma_H \cos^2(1.1\theta)$$

Donde

- m            x/H
- n            x/z
- Qp          carga puntual
- x            distancia de la carga a la pared
- H            altura total del muro
- z            profundidad de cálculo
- \$\sigma'\_H\$      distribución horizontal

Cargas lineales paralelas a la pared.

Una carga continua paralela a la tablestaca pero de ancho muy pequeño perpendicular a ésta, se puede tratar como una carga lineal como se muestra en la Fig. V.10. La presión lateral en la tablestaca está dada por las siguientes ecuaciones.

$$\sigma_H = 0.20 \frac{Q_L}{H} \frac{n^2}{(0.16 + n^2)^2} \quad \text{para } m \leq 0.4$$

$$P_H = 0.55 Q_L \quad \text{para } m > 0.4$$

$$\sigma_H = 1.28 \frac{Q_L}{H} \frac{m^2 n}{(m^2 + n^2)^2}$$

(ec. V.23)

$$P_H = 0.64 \frac{Q_L}{m^2 + 1}$$

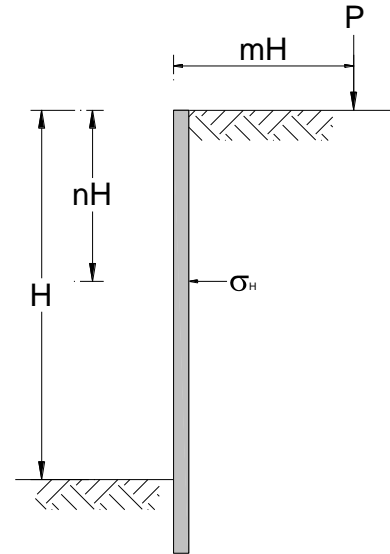


Fig. V.10, Carga lineal

Donde

$Q_L$  Carga lineal

Cargas uniformes de ancho finito.

Una carga uniforme de ancho finito equivale a una carretera o una vía de ferrocarril, donde el ancho está determinado; es una tira continua paralela al eje longitudinal de la tablestaca pero de ancho finito perpendicular, como se ilustra en Fig. IV.11. La presión adicional está dada por las siguientes ecuaciones, cabe comentar que cualquier valor de presión negativo será ignorado.

$$\sigma_H = \frac{2q}{H} \left[ \beta - \sin\beta \cos 2\alpha \right]$$

Donde

$\beta$  y  $\alpha$  se expresan en radianes

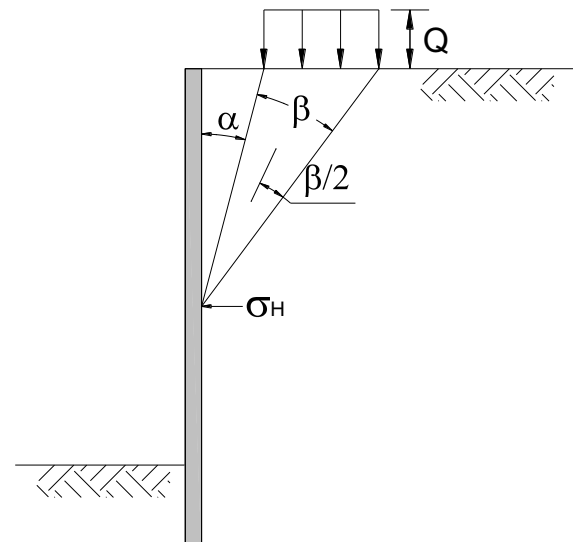


Fig. V.11 Carga uniforme de ancho finito

Cargas de rampa.

Una carga de la rampa, Fig. IV.12, aumenta linealmente de cero a un máximo que se mantiene uniforme lejos de la tablestaca. Se supone que la carga de la rampa es continua en el sentido longitudinal de la tablestaca. La ecuación para el cálculo de la presión lateral está dada:

$$\sigma_H = \frac{q}{\pi C} \left( c\beta + x\alpha + 2z \ln \frac{R_2}{R_1} \right) \quad (\text{ec. IV.25})$$

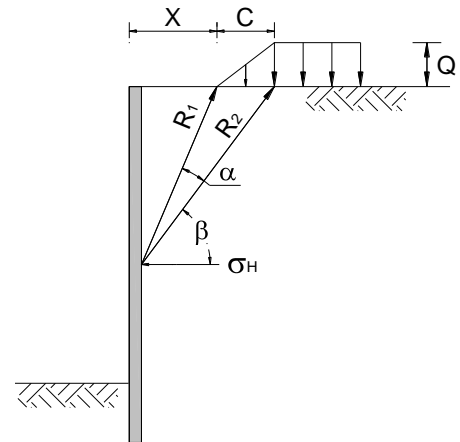


Fig. V.12 Carga de rampa

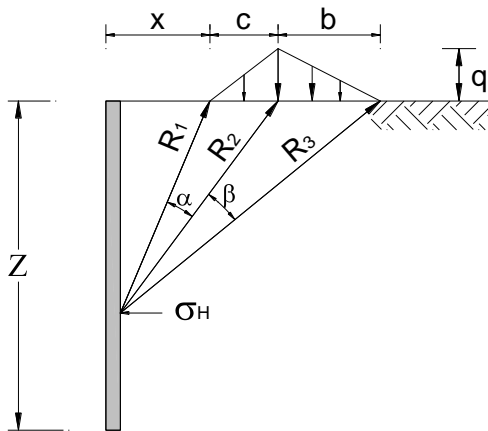


Fig. IV.13 Carga triangular

Cargas Triangulares.

Una carga triangular varía perpendicularmente a la tablestaca como se muestra en la Fig. IV.13 y se supone continua sobre su eje. La ecuación para presión lateral se da por:

$$\sigma_H = \frac{q}{\pi} \left( \beta - \frac{x}{c} \alpha + \frac{c+b-x}{b} \beta + \frac{2z}{c} \ln \frac{R_2}{R_1} + \frac{2z}{b} \ln \frac{R_2}{R_3} \right) \quad (\text{ec. IV.26})$$

Áreas cargadas de dimensiones finitas.

Es una carga distribuida sobre un área limitada, con dimensiones perpendiculares y paralelas definidas a la tablestaca. Se calculan con los nomogramas de influencia de Newmark, con las ecuaciones de Fadum o con el nomograma de la Fig. IV.14.

Presión hidrostática. Una diferencia en el nivel de agua en cualquier lado de la tablestaca crea una presión hidrostática desequilibrada. Las presiones de agua son calculadas multiplicando la profundidad de agua por su peso específico. Si no existe una condición de flujo se supone entonces la presión como hidrostática, es decir se desprecian los efectos de filtración; la presión hidrostática desequilibrada actúa a todo lo largo de la tablestaca. Debe agregarse la presión de agua a las presiones efectiva de tierra para obtener las presiones totales.

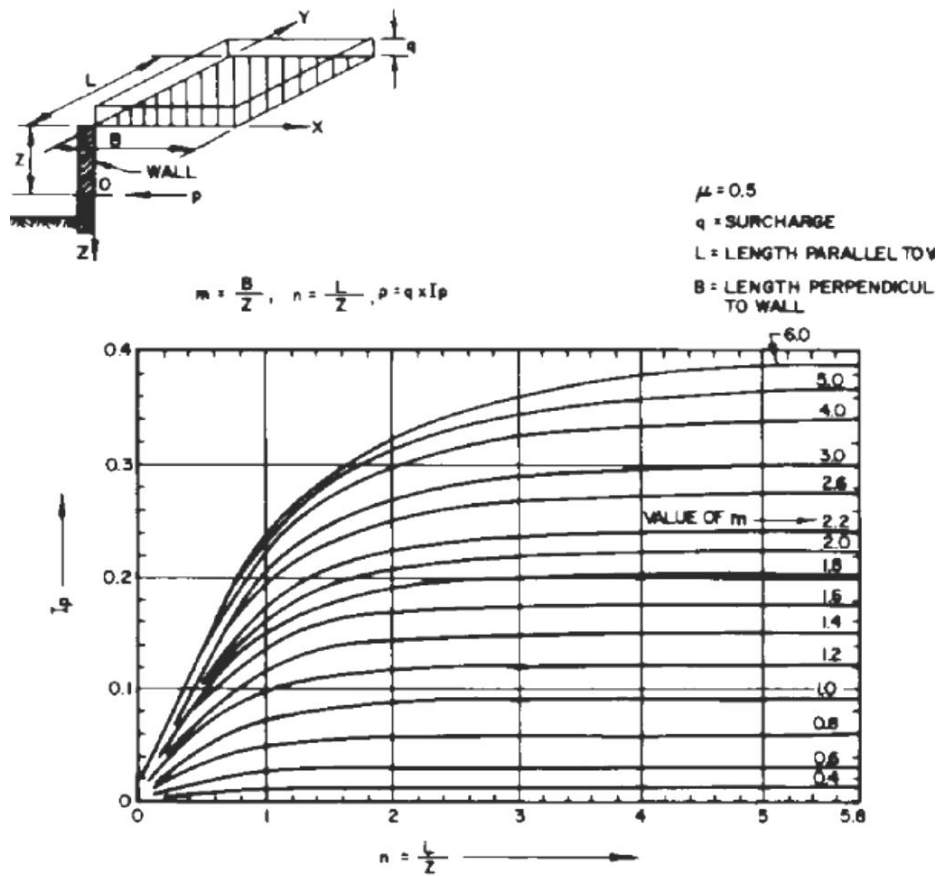


Fig. IV.14 Áreas cargadas de dimensiones finitas

### Fuerzas de filtración.

Cuando existen efectos de filtración, la presión diferencial se disipa por flujo vertical bajo la tablestaca. La distribución de las presiones desbalanceadas se obtiene de un análisis de flujo de agua. El análisis debe considerar la permeabilidad del suelo, así como la presencia de drenes. El cálculo se realiza a través de redes de flujo o con el método del elemento finito. El flujo ascendente delante de la tablestaca tiende a reducir el peso efectivo del suelo reduciendo su capacidad de ofrecer apoyo lateral, produciendo tubificación o incluso licuación. Los efectos del flujo ascendente se pueden eliminar alargando la profundidad de penetración de la tablestaca.

### Oleaje.

Las fuerzas laterales producidas por la acción de las olas son dependientes de muchos factores, como la longitud, la altura, punto de rompiente, y profundidad de la estructura. Deben determinarse para un rango de posibles niveles de agua de acuerdo con los estudios de mareas de las costas.



### Impacto de barcos.

Aunque es impráctico diseñar una tablestaca para el impacto de barcos grandes, las estructuras de protección marginales pueden ser golpeadas por barcasas sueltas o por barcos pequeños impulsados por vientos o corrientes. La construcción de una berma sumergida al frente de la pantalla reducirá esta posibilidad de impacto.

### Viento.

Cuando se construyen tablestacas en áreas expuestas, las fuerzas del viento deben ser consideradas durante la construcción y a lo largo de la vida de la estructura. Para tablestaca con más de 5 m de exposición y en zonas sujetas a huracanes o ciclones con velocidades de viento de más de 160 Kph, una presión 250 kg/cm<sup>2</sup> es adecuada. Bajo condiciones normales, para la misma altura de exposición, una presión de 150 kg/cm<sup>2</sup> debe ser suficiente.

### Sismo.

En regiones sísmicas las fuerzas producidas por un sismo deben ser consideradas. Las ecuaciones de Coulomb son modificadas para tomar en consideración los efectos de las aceleraciones sísmicas. Las presiones de tierra deben determinarse de acuerdo con las ecuaciones de Mononobe-Okabe. En el peor de los casos, el suelo de apoyo se puede licuar dejando a la tablestaca sin apoyo. Esta posibilidad debe evaluarse y considerar el mejoramiento del material de apoyo o buscar una nueva posición para la tablestaca.

El manual de diseño sísmico de la CFE proporciona las siguientes expresiones para evaluar los empujes producidos por el efecto de un sismo sobre una tablestaca, con las siguientes consideraciones:

a) Las fuerzas de inercia se determinarán teniendo en cuenta las masas de tierra y sobrecargas apoyadas directamente sobre el respaldo de la tablestaca, en adición a las masas propias de la estructura de retención.

b) El empuje sísmico generado por el relleno depende del nivel de desplazamiento que experimente la tablestaca. Se considera el estado activo de presiones de tierra cuando el desplazamiento resultante movilice completamente la resistencia al esfuerzo cortante del relleno; en caso de que el desplazamiento de su corona este restringido, como sería un cajón de cimentación, el empuje sísmico se calculará adoptando la condición de empujes en reposo. El estado pasivo sólo puede desarrollarse cuando la tablestaca tenga tendencia a moverse hacia el relleno y el desplazamiento sea importante.

c) Las tablestacas se analizarán ante la acción del componente horizontal del movimiento del terreno normal al eje de la tablestaca. Para tablestacas localizadas en zonas de media a alta sismicidad se considerará la acción del componente vertical, que se tomará como 2/3 del horizontal.

d) El coeficiente sísmico “a” se determinará multiplicando el coeficiente de aceleración del terreno  $a_0 = c/4$  por un factor de amplificación que se tomará igual a 1.33 si  $T_s \beta_s / H \leq 10$  o igual a 2 si  $T_s \beta_s / H > 10$ , siendo  $T_s$  y  $\beta_s$  el periodo dominante y la velocidad efectiva, respectivamente, del sitio donde se ubicará el muro de altura H. Para los casos intermedios se interpolará entre esos valores.

e) En la Fig. IV.15 se presenta el empuje activo producido por la cuña de suelo que actúa sobre la tablestaca, determinado con la siguiente expresión:

$$E_p = \frac{W (\cos \psi + \tan \epsilon - \phi) \cos \psi - Q (\cos x - \tan \epsilon - \phi) \sin x - F (\tan \epsilon - \phi)}{\cos \delta + \sin \delta \tan \epsilon - \phi} \quad (\text{ec. IV.27})$$

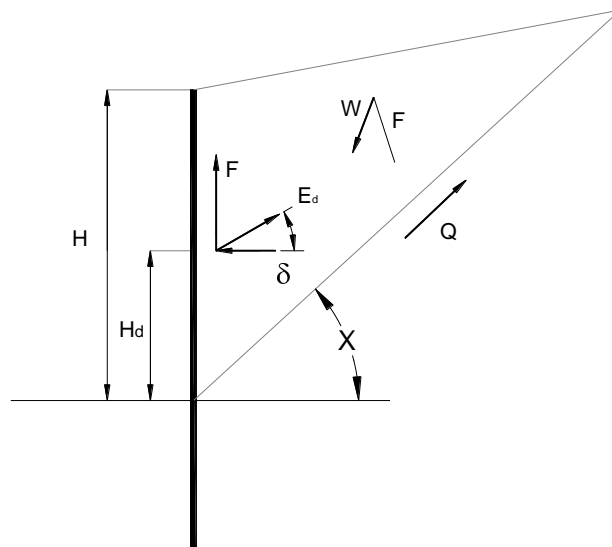


Fig. V.15, Diagrama de fuerzas que intervienen en el cálculo del empuje activo.

Donde

W resultante de fuerzas de la cuña de suelo

$\psi$  ángulo que forma W con la vertical

X ángulo que forma el plano de falla con la horizontal, que será el que maximice el empuje activo

$\phi$  ángulo de fricción interna del suelo sobre el plano de falla

$\delta$  ángulo de fricción en la interfaz muro-suelo, que será:  $0 < \delta < \phi/2$

Q fuerza de cohesión desarrollada en el plano de falla

F fuerza de adherencia desarrollada en la interfaz muro-tablestaca la cual no debe tomarse mayor al 40% de la cohesión del suelo

Para el caso pasivo la expresión para el cálculo de los empujes sísmicos es:

$$E_d = \frac{W (\tan(\alpha + \phi) \cos \psi - \sin \psi) Q (\cos x - \tan(\alpha - \phi) \sin x) F (\tan(\alpha + \phi))}{\cos \delta + \sin \delta \tan(\alpha + \phi)} \quad (\text{ec. IV.28})$$

Donde el ángulo  $X$  será el que maximice el empuje pasivo.

La resultante de fuerzas de la cuña de suelo, está dada por:

$$W = \frac{a}{\sin \psi} W_u \quad (\text{ec. IV.29})$$

La altura a la cual actúa el empuje dinámico se calcula como.

$$h_d = \frac{h_e E_e + 0.55H |E_e - E_d|}{E_d} \quad (\text{ec. IV.30})$$

Donde

- $W_u$  resultante de fuerzas gravitacionales
- $h_d$  altura de aplicación del empuje dinámico
- $h_e$  altura de aplicación del empuje estático
- $E_e$  empuje estático

El desplazamiento del muro se considerará limitado cuando su magnitud no sea lo suficiente para desarrollar una condición activa o pasiva de presión de tierras, Tabla IV.1. En este caso se considerará el relleno como infinito y el empuje se calculará con el concepto de coeficiente de tierras en reposo.

Sobre el nivel freático la presión de tierras se calculará como:

$$p(z) = \gamma z (1 + a) \left[ K_0^2 + \frac{1}{\tan^2 \theta} \right] \quad (\text{ec. IV.31})$$

Bajo el nivel freático la expresión anterior se modifica a:

$$p(z) = p_0 + \gamma(z - z_0) \left[ 1 + \frac{K_0 - 1}{2} \left( \frac{z - z_0}{z_0} \right)^2 \right] \left[ K_0^2 + \frac{1}{\tan^2 \theta} \right]^{1/2}$$

Donde

- $p(z)$  presión de tierras a la profundidad,  $z$
- $p_0$  presión de tierras a la profundidad del nivel freático
- $z$  profundidad
- $z_0$  profundidad del nivel freático

$$\theta = \tan^{-1} \left[ \frac{k_h}{1 - k_v} \right]$$

$k_v$  y  $k_h$  coeficientes sísmicos vertical y horizontal, respectivamente

De manera simplificada, las Normas Técnicas Complementarias 1977, del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, recomiendan la siguiente expresión.

$$E_s = \frac{c}{6} \gamma H^2 \left( 45 - \frac{\phi}{2} \right) \quad (\text{ec. IV.32})$$

Donde  $E_s$  es el empuje sísmico.

Tabla IV.1 Cocientes entre el desplazamiento de la corona y la altura del muro para desarrollar la resistencia al corte del relleno.

Tipo de suelo	Estado Activo $\Delta/H$	Estado Pasivo $\Delta/H$
Arena o grava compacta	0.001	0.010
Arena o grava de compacidad media	0.002	0.020
Arena o grava suelta	0.004	0.040
Arena o grava compacta con finos plásticos	0.002	0.020
Arena o grava suelta con finos plásticos	0.008	0.020
Limo plástico o arcilla firme	0.015	0.030
Limo plástico o arcilla blanda	0.025	0.050

## IV.6 DISEÑO DE MUROS TABLESTACA

El diseño de un muro tablestaca se realiza mediante un proceso iterativo, que involucra las siguientes acciones: (a) cálculo de las fuerzas y de las presiones laterales que actúan sobre la tablestaca; (b) determinación de la longitud necesaria de empotramiento; (c) cálculo de los momentos flexionantes máximos; definición de la sección de tablestaca en función de los máximos esfuerzos y de las condiciones de apoyo; (e) determinación del apuntalamiento o anclaje.

Antes del inicio del proceso de cálculo las condiciones geométricas y el tipo y propiedades de los suelos sobre los que se apoyará la tablestaca, deben ser definidos. Las condiciones geométricas incluyen su posición y alineamiento, altura libre, sobrecargas, niveles de aguas, condiciones ambientales, etc. El tipo y propiedades de los suelos incluyen la definición de la estratigrafía a través de un número adecuado de sondeos; las propiedades mecánicas de los suelos determinadas a través de pruebas de laboratorio, así como las condiciones de agresividad de suelos y aguas.

Hay dos tipos básicos de muros tablestacas:

- (a) muros en cantiléver o muros en voladizo y
- (b) muros anclados o apuntalados.

### IV.6.1 MUROS EN CANTILEVER

Una tablestaca o muro en cantiléver es aquel que se construye hincando en el terreno la sección estructural, una profundidad suficiente para desarrollar una reacción de viga en voladizo que resiste las presiones activas sobre la tablestaca. Debido a las grandes deformaciones que pueden experimentar este tipo de solución es aceptable sólo en muros de poca altura, aproximadamente 5 m, ya que con la altura se incrementa su flexibilidad, siendo los momentos flexionantes proporcionales al cubo de su altura. La erosión, el arrastre de sedimentos y la consolidación de los suelos en la parte frontal del muro contribuyen en incrementar estas deformaciones.

El equilibrio estático de los muros en cantiléver se debe a la magnitud del empuje pasivo que se desarrolla en la porción enterrada del muro, requiriéndose de grandes profundidades de empotramiento para lograr la estabilidad, lo anterior conduce a sobre esfuerzos en la sección estructural.

Las presiones que se desarrollan en una tablestaca en cantiléver se presentan en la Fig.IV.16. Cuando la presión activa actúa en su altura libre, la tablestaca gira sobre un punto de rotación desarrollando presiones pasivas encima y debajo de este pivote. La diferencia aritmética entre las presiones pasivas y activas,  $p_p - p_a$ , se conoce como presión neta. En el punto de rotación la presión neta es igual a cero, y que se ilustra por el diagrama oabc; para diseño la curva abc es remplazada por la recta dc, donde la profundidad del punto d se ubica por el equilibrio estático de presiones. Los errores obtenidos por esta suposición son de orden menor, por lo cual son aceptables.

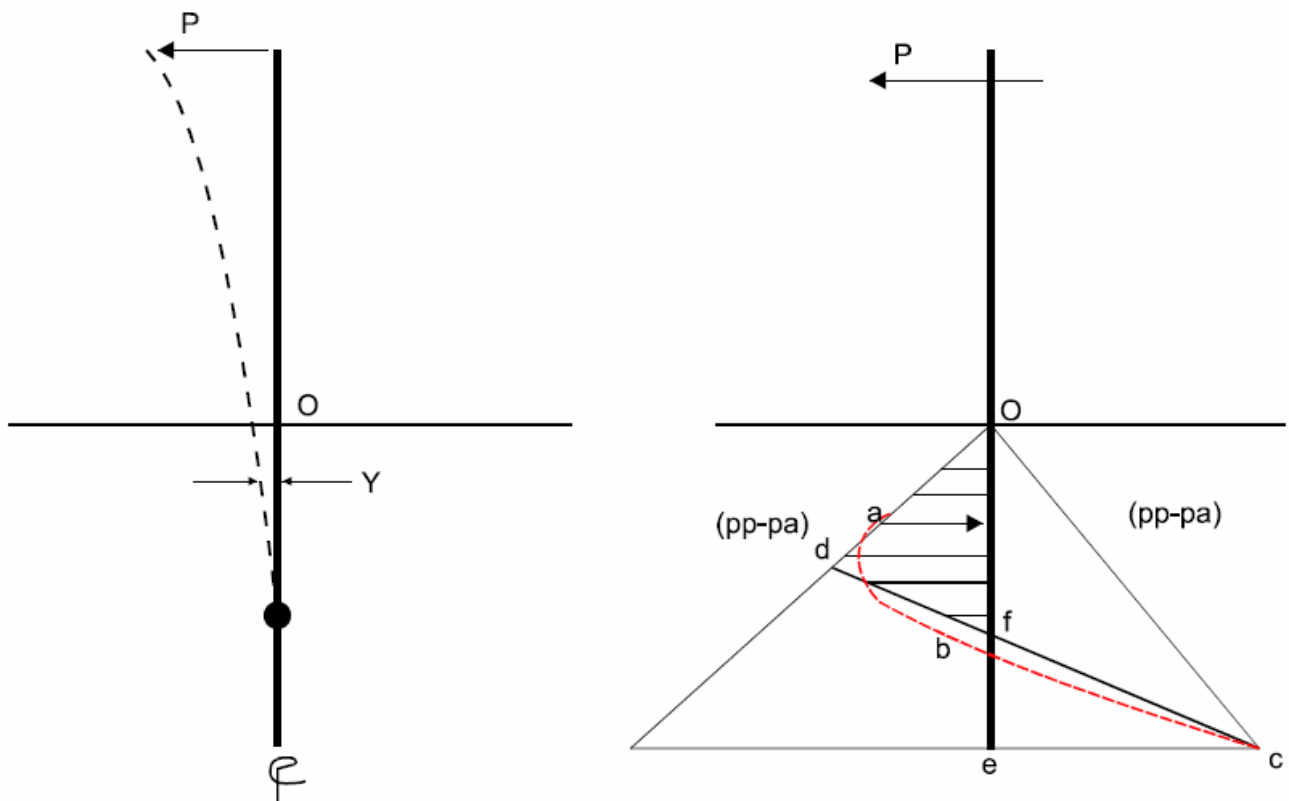
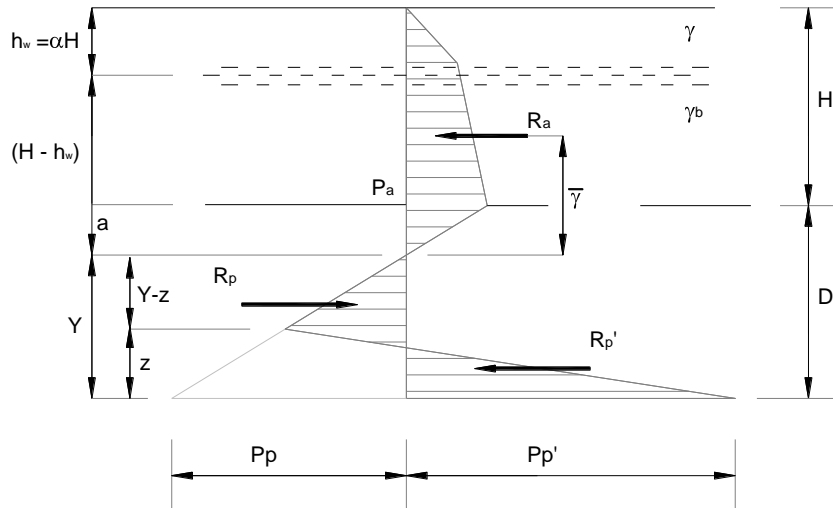


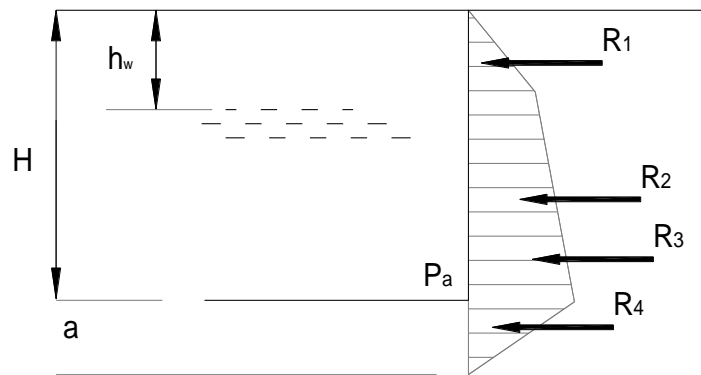
Fig. V.16, Presiones sobre la tablestaca en cantiléver

Las presiones desarrolladas en una tablestaca en cantiléver dependen del tipo de suelo, así como del cambio de los parámetros de resistencia del suelo, por lo que el diseño de una tablestaca en suelo granular o suelo cohesivo se tratan por separado.

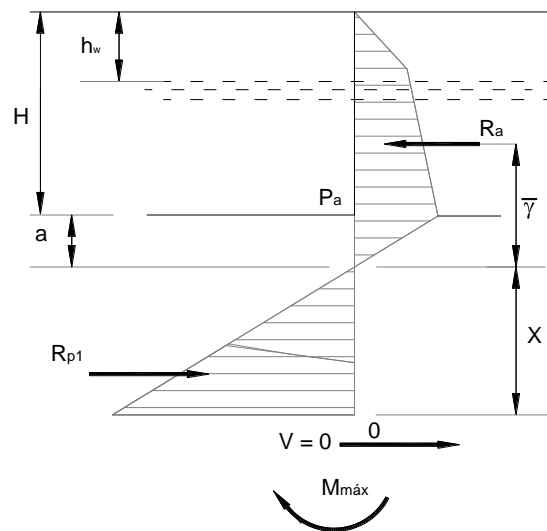
Tablestacas en cantiléver en suelos granulares. El diseño de una tablestaca en cantiléver en suelos granulares se basa en el procedimiento simplificado que se presenta en la Fig. V.17a, donde para suelos estratificados se deben considerar para cada estrato los valores apropiados del peso volumétrico,  $\gamma$ , y de la compacidad relativa que depende del ángulo de fricción,  $\phi$ ; también se deberán tomar en cuenta para el cálculo de las presiones de suelos las condiciones geométricas del problema, como inclinación de la superficie, así como los efectos externos de las acciones que graviten sobre la estructura. El procedimiento de cálculo es el siguiente:



(a) Diagrama de Presiones



(b) Presiones Activas



(c) Momento Máximo y Cortante Cero

(d)

Fig. V.17, Tablestaca en cantiléver en suelo granular

1. Se estima la profundidad de empotramiento de la tablestaca, con base en la siguiente correlación:

Tabla IV.2, Profundidad del empotramiento requerido

Número de golpes en la prueba de penetración estándar N	Compacidad relativa $D_r$	Profundidad del empotramiento
0 - 4	Muy suelta	2.00 H
5 - 10	Suelta	1.50 H
11 - 30	Media	1.25 H
31 - 50	Densa	1.00 H
> 50	Muy densa	0.75 H

2. El siguiente paso es calcular las presiones activas y pasivas, considerando la magnitud de las deformaciones requerida para cada uno de los estados y de las sobrecargas que actúan sobre la tablestaca; en el caso de presiones hidráulicas es razonable considerar el nivel de aguas al mismo nivel en ambos lados de la tablestaca.

3. Se establece el equilibrio estático, la suma de fuerzas en la dirección horizontal es igual a cero, así como el la suma de momentos en cualquier punto es igual a cero.

La suma de fuerzas en la dirección horizontal es:

$$\sum F_x = 0$$

$$R_a + R'_p + R_p = 0$$

Donde

$$z = \frac{P_p Y - 2R_a}{P_p + P'_p}$$

La suma de momentos al pie de la tablestaca es.

$$\sum M_{pie} = 0$$

$$6R_a \left( \frac{y}{3} + y \right) + P'_p \left( \frac{y}{3} \right)^2 + P_p Y^2 = 0$$

Resolviendo las ecuaciones se tiene:

$$Y^3 - \frac{2R_a}{P'_p} Y^2 - 6R_a \left( \frac{y}{P'_p} + \frac{1}{c} \right) Y - \frac{2R_a}{CP'_p} (R_a + 3P'_p y) = 0 \quad (\text{ec. IV.33})$$



Donde

$$C = \gamma' (K_p - K_a)$$

$$P'_p = \gamma h_w K_p + \gamma' K_p (H + D - h_w) - \gamma' K_a (c + a)$$

$$a = \frac{P_a}{\gamma' (K_p - K_a)}$$

$$P_a = K_a [h_w + \gamma' (H - h_w)] K_p \quad \text{Fig. V.4.2b}$$

$$R_a = R_1 + R_2 + R_3 + R_4$$

$$R_1 = \frac{1}{2} K_a \gamma h_w^2$$

$$R_2 = \gamma h_w K_a$$

$$R_3 = \frac{1}{2} h_w K_a (H - h_w)^2$$

$$R_4 = \frac{P_a^2}{2\gamma' (K_p - K_a)}$$

El momento máximo se obtiene en el punto donde el cortante es cero, Fig.IV.17c.

$$M_{\max} = R_a \left[ y + \frac{2}{3} \left( \frac{2R_a}{\gamma' (K_p - K_a)} \right) \right]^{1/2} \quad (\text{ec. IV.34})$$

Se incrementa la longitud del empotramiento de un 20 a un 40%, que resulta en un factor de seguridad de 1.5 a 2. Alternativamente se puede reducir el coeficiente de empujes pasivo entre un 30 a 50%.

El módulo de sección de la tablestaca requerida se determina con la siguiente expresión:

$$s = \frac{M_{\max}}{F} \quad (\text{ec.V.35})$$

Donde

- s      módulo de sección
- F      resistencia estructural de la tablestaca

En las Figs. IV.18 a IV.19 se presentan gráficas que permiten determinar rápidamente la profundidad de empotramiento y el momento máximo en función de los coeficientes de empujes y del peso volumétrico del suelo.

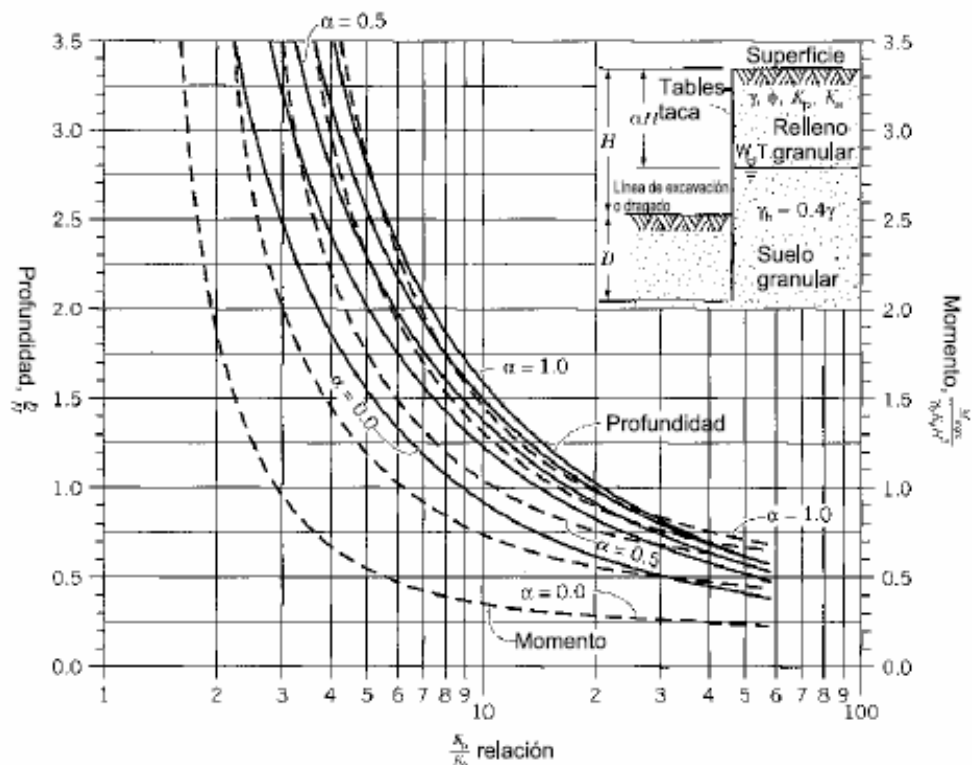


Fig. IV.18, Tablestaca en cantiléver suelo granular  $\gamma' = 0.4$

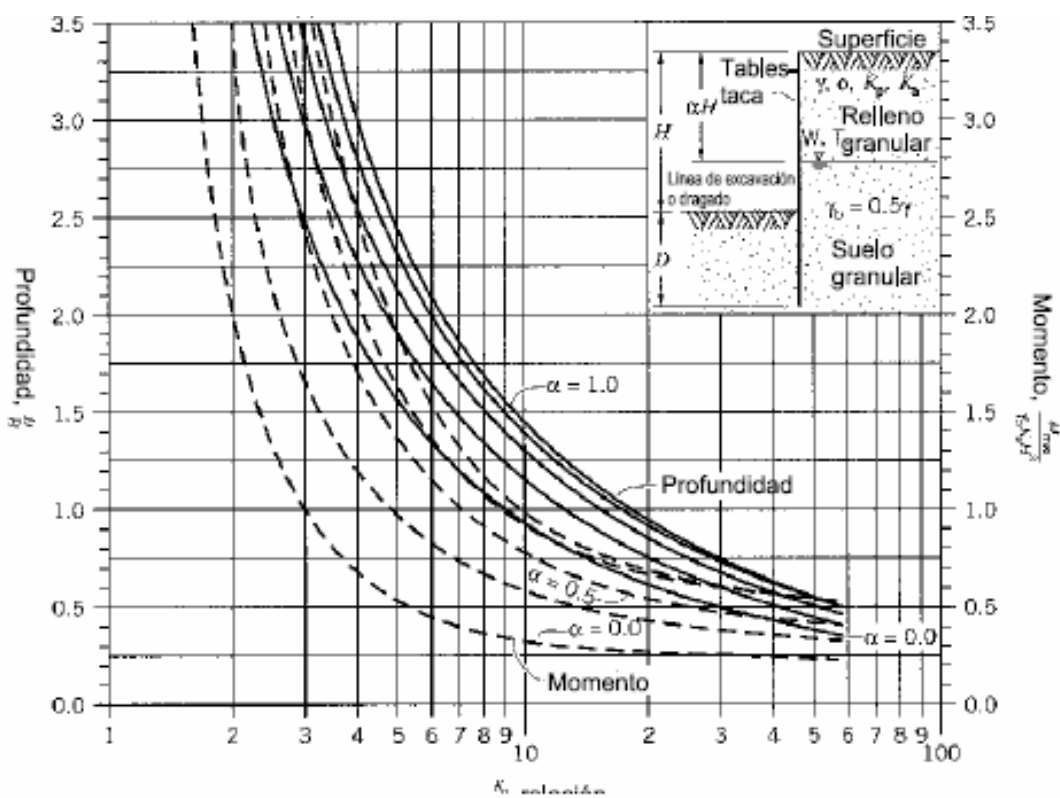


Fig. IV.19a, Tablestaca en cantiléver suelo granular  $\gamma' = 0.5$

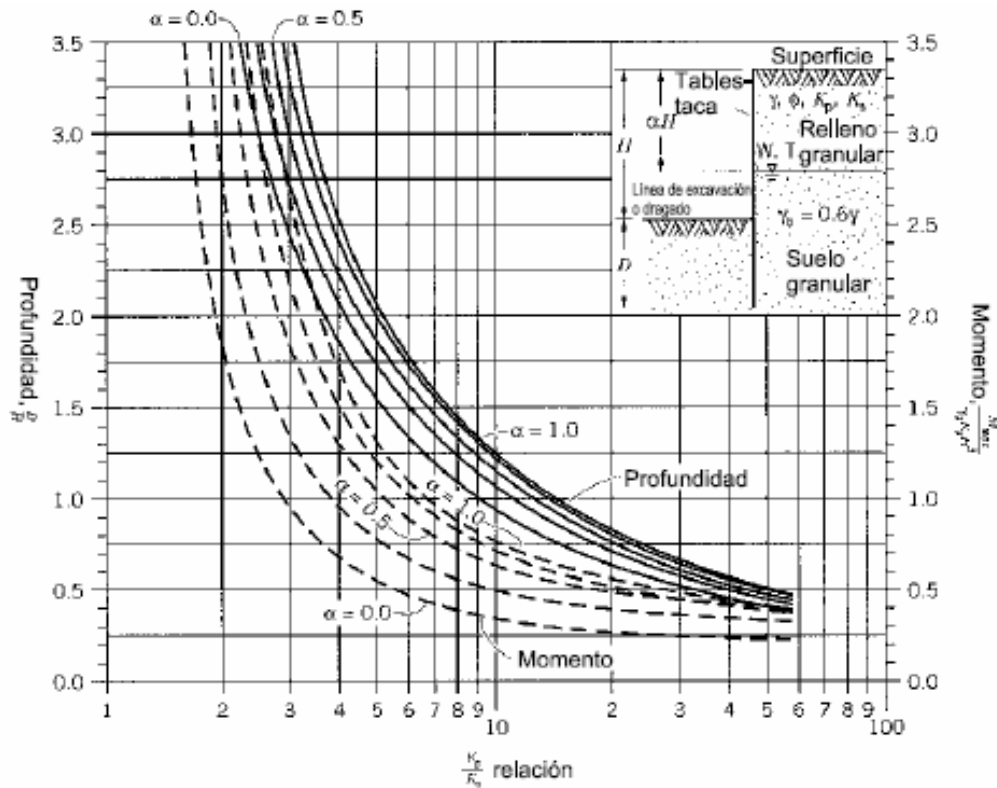


Fig. IV.19b, Tablestaca en cantiléver suelo granular  $\gamma' = 0.6$

Tablestaca en cantiléver en suelos cohesivos.

Las presiones de suelo que se desarrollan en una tablestaca empotrada en arcilla con relleno granular o cohesivo se presentan en la Fig. V.20. Se debe tener en cuenta para el cálculo de las presiones, que las arcillas pueden modificar su resistencia por: consolidación, contracción, secado, etc., efectos que modifican las presiones con el tiempo. Las presiones de tierra se calculan suponiendo que la arcilla deriva su resistencia del parámetro de cohesión del suelo.

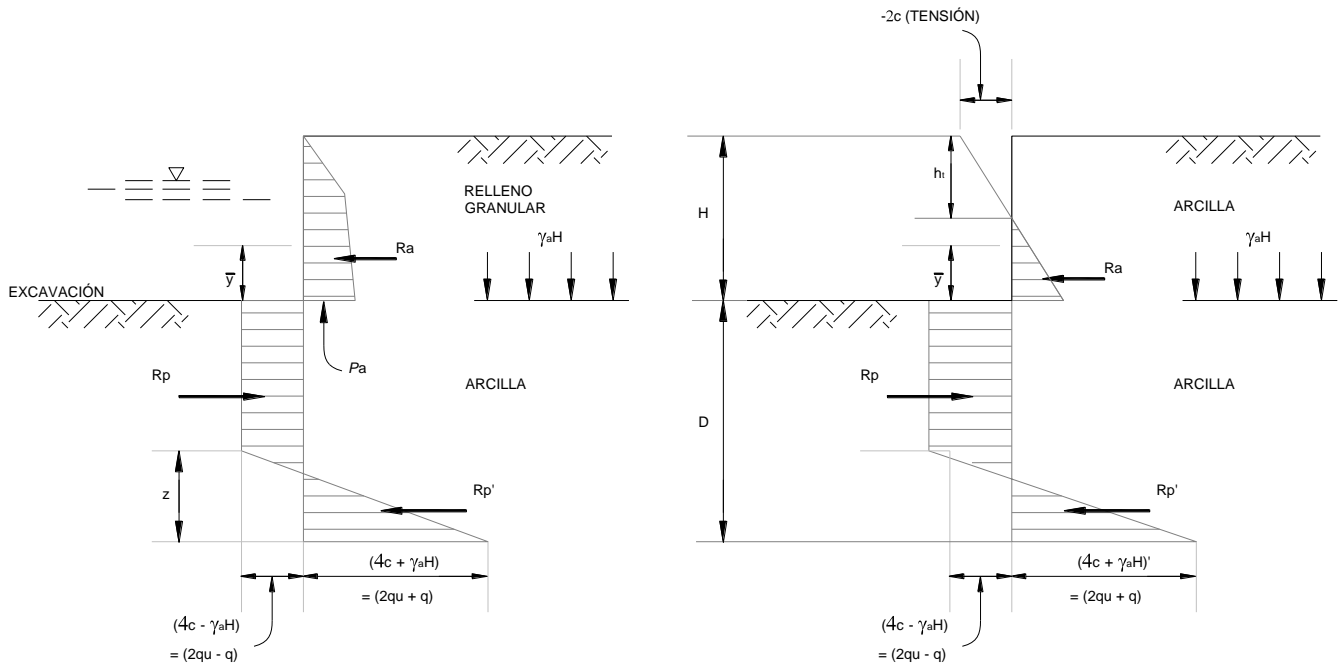


Fig. IV.20, Tablestaca en cantiléver en suelo cohesivo

El procedimiento de análisis es similar al descrito anteriormente, estableciendo el equilibrio de fuerzas y de momentos igual a cero. Se determina  $z$  a partir del equilibrio de fuerzas horizontales y del equilibrio de momentos se establece la profundidad de empotramiento, con las siguientes ecuaciones.

$$R_a + R_p' - R_p = 0$$

$$z = \frac{(4c - q)D - R_a}{4c}$$

$$D^2 (4c - q) - 2R_a \left( \frac{8}{3}c \right) \left( \frac{1}{4c} \right) [(4c - q)D - R_a] = 0 \quad (ec. IV.36)$$

El momento máximo se obtiene a la profundidad donde el cortante es cero, Fig. IV.20:

$$M_{\max} = Ra \left[ \left( \frac{Ra}{4c - q} + y \right) - \frac{1}{2} \frac{Ra}{4c - q} \right] \quad (ec. IV.37)$$

En las Figs. IV.21 a IV.23 se relaciona la profundidad de empotramiento  $D$  con el momento flexionante máximo  $M_{\max}$  para  $qu = 2c$ .

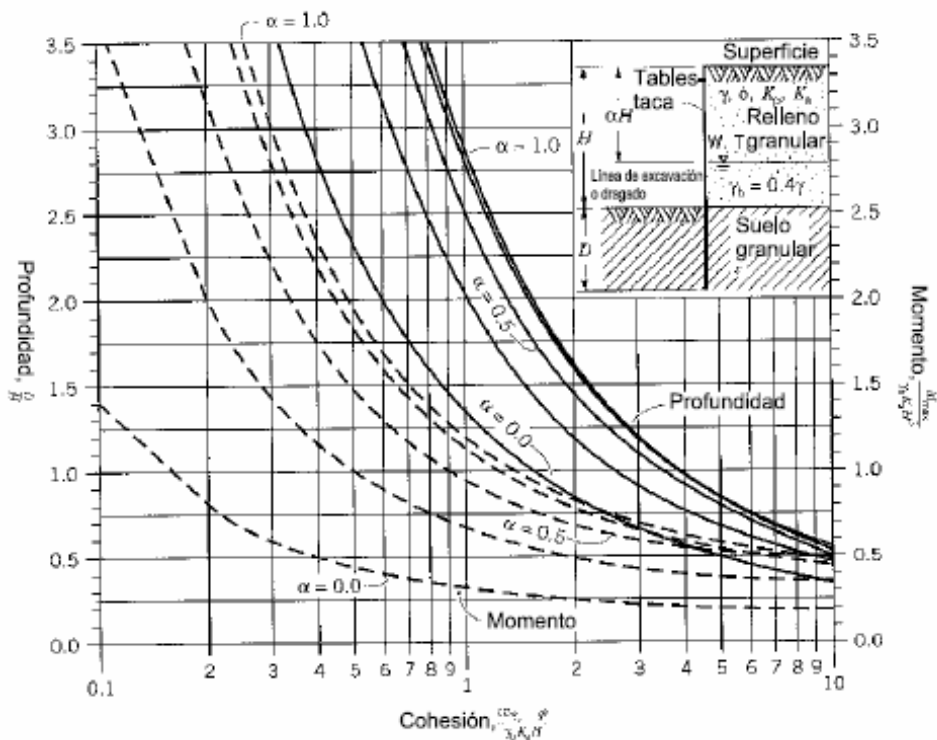


Fig. IV.21 Tablestaca en cantiléver suelo cohesivo  $\gamma' = 0.4$

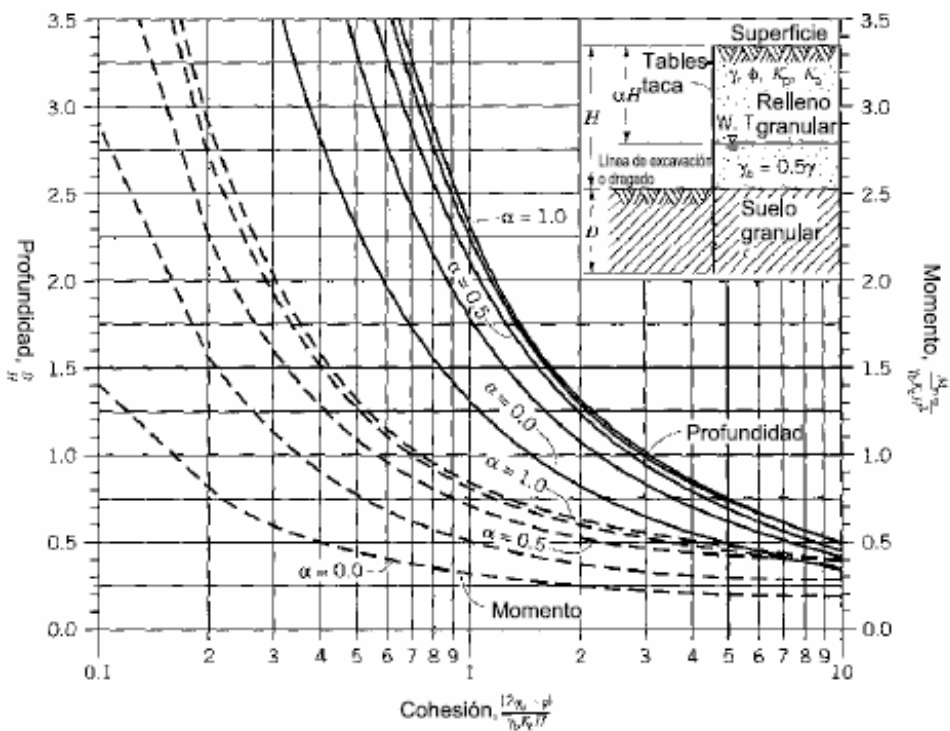


Fig. IV.22 Tablestaca en cantiléver suelo cohesivo  $\gamma' = 0.5$

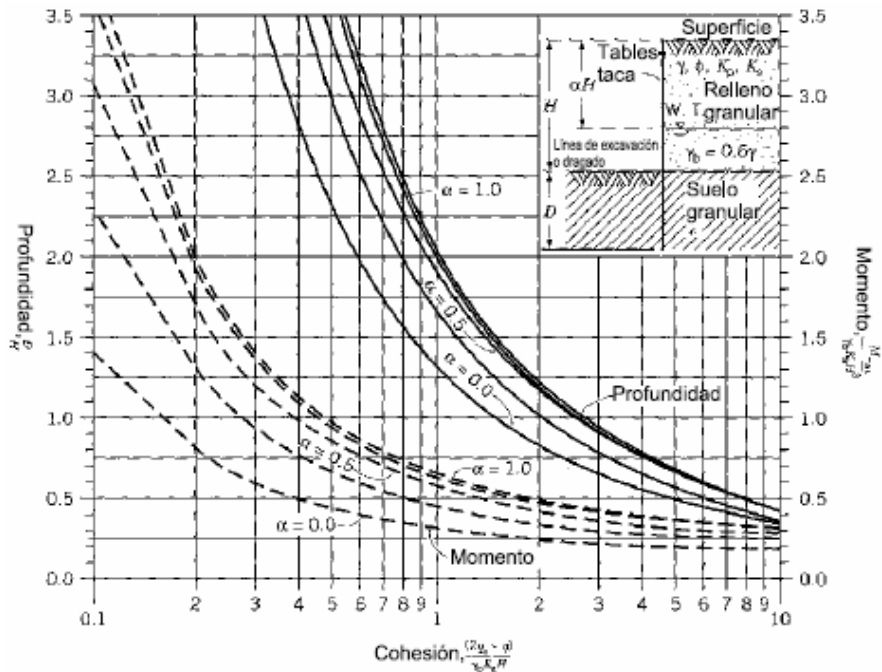


Fig. 2.23 Tablestaca en cantiléver suelo cohesivo  $\gamma' = 0.5$

#### IV.6.2 TABLESTACAS ANCLADAS

Las tablestacas ancladas derivan su resistencia del empuje pasivo desarrollado en la longitud empotrada y de la fuerza del tirante de anclaje, localizado en la parte superior de la tablestaca. Dependiendo de las condiciones de suelo, con este tipo de tablestaca se pueden alcanzar alturas de hasta 10 m. La estabilidad general de una tablestaca anclada depende y los esfuerzos que en ella se desarrollen, dependen de la interacci3n de varios factores, como: la rigidez relativa de la tablestaca, la profundidad de empotramiento, la compresibilidad y resistencia del suelo, etc. En general a mayor empotramiento de la tablestaca menores esfuerzos de flexi3n.

En la Fig. IV.24 se presenta la distribuci3n de presiones laterales y las deformaciones de las tablestacas en funci3n de la profundidad de empotramiento. El empuje activo que actúa sobre la pantalla no puede ser equilibrado por el anclaje solamente, es necesario que la tablestaca encuentre en el suelo de apoyo la resistencia faltante. En el caso (a) las presiones pasivas desarrolladas al frente de la tablestaca, son insuficientes para prevenir el desplazamiento y rotaci3n del punto c; los casos (b), (c) y (d) muestran el efecto de incrementar la longitud de empotramiento en la reducci3n de las deformaciones y giros.

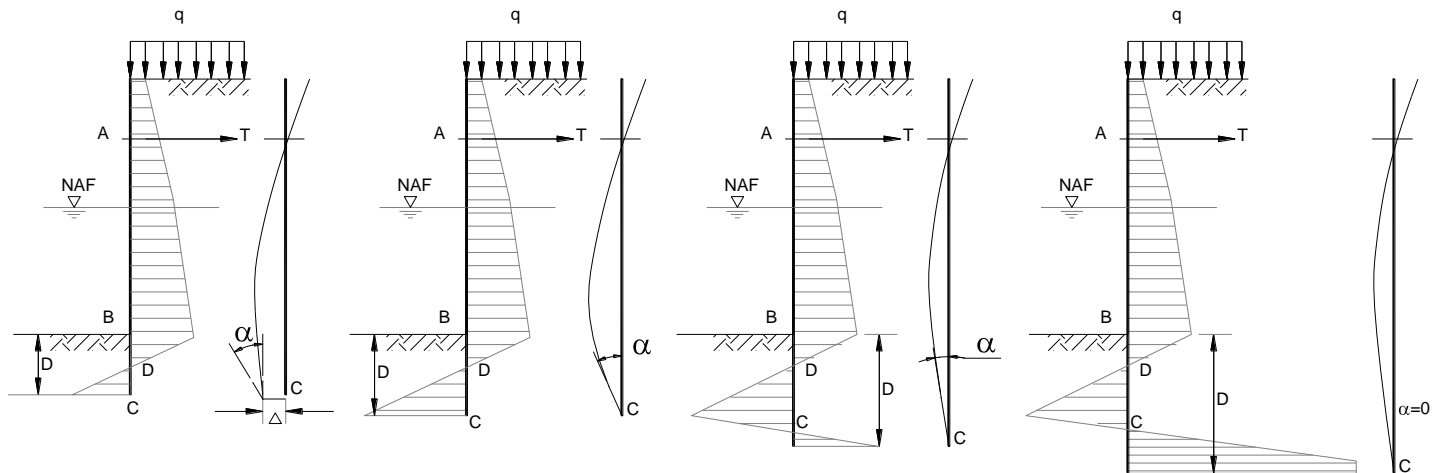


Fig.IV.24, Profundidad de empotramiento y distribución de presiones

Cuatro métodos básicos se utilizan para el cálculo de tablestacas ancladas, los cuales se comentan en el siguiente orden.

- Método de apoyo libre
- Método de reducción de momentos de Rowe
- Método de apoyo fijo
- Métodos gráficos

#### Método de apoyo libre.

Este método se basa en la suposición de que el suelo en el cual la tablestaca se hince, es incapaz de producir una restricción efectiva de las presiones pasivas, al grado necesario de producir momentos flexionantes negativos. La tablestaca se hince la profundidad necesaria para asegurar su estabilidad, pretendiendo que se desarrolle el máximo empuje pasivo. Se considera que la tablestaca no se flexiona ante las presiones activas o pasivas, también se considera que no se desarrolla punto de giro debajo de la línea de excavación o dragado y en la parte interior de la tablestaca no se hay empujes pasivos, por lo tanto el problema se vuelve estáticamente determinado. El procedimiento de cálculo para tablestacas ancladas por el método de apoyo libre tanto para suelos friccionantes como cohesivos se describe en los párrafos siguientes:

#### Suelos Granulares

1. Se calculan los empujes activos y pasivos por medio de la teoría de Coulomb y de Rankine. En la Fig. IV.25 se presenta el caso general para una tablestaca con relleno granular, con diferentes propiedades mecánicas, por lo que deberá tenerse precaución en el valor adecuado de  $\gamma$  y  $\gamma'$ , así como del ángulo de fricción del suelo.

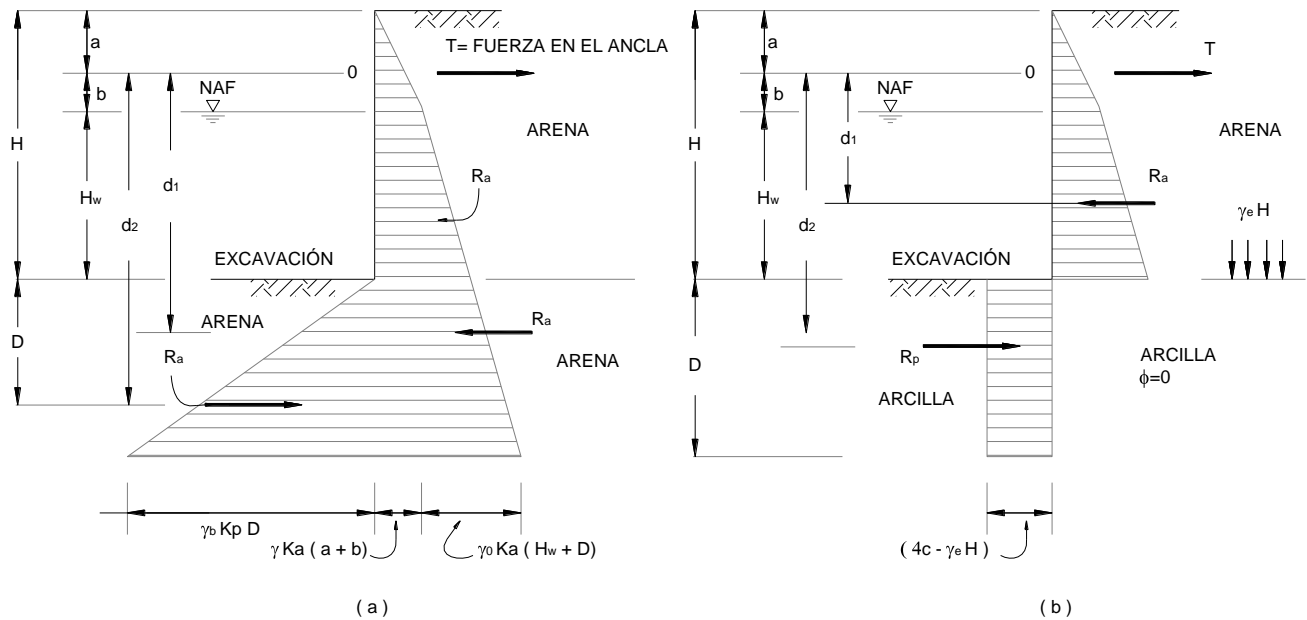


Fig. IV.25, Empuje sobre tablestaca con relleno granular, método del apoyo libre

2. El valor de la fuerza de anclaje es:

$$T = R_a - R_p \quad (\text{ec. IV.38})$$

$$R_a = \frac{\gamma K_a}{2} (a+b)^2 + \gamma K_a (a+b)(H_w + D) + \frac{\gamma' K_a}{2} (H_w + D)^2$$

$$R_p = \frac{\gamma' K_p}{2} D$$

Por equilibrio de momentos se tiene:

$$d_1 R_a = -\frac{\gamma K_a}{2} (a+b)^2 \left( \frac{a+b}{3} - b \right) + \gamma K_a (a+b)(H_w + D) \left( \frac{H_w + D}{2} + b \right) + \frac{\gamma' K_a}{2} (H_w + D)^2 \left[ \frac{2}{3} (H_w + D) + b \right]$$

$$d_2 R_p = -\frac{\gamma' K_p}{2} D^2 \left( H_w + b + \frac{2}{3} D \right)$$

Sustituyendo los términos de las variables en las ecuaciones anteriores:

$$C_1 D^3 + C_2 D^2 + C_3 D + C_4 = 0 \quad (\text{ec. IV.39})$$



La ecuación resultante es cúbica, que se resuelve por prueba y error, para el valor del empotramiento  $D$ ; este valor se incrementa de un 20 a 50% para obtener  $D_d$  el empotramiento de diseño, o se aplica la relación:

$$D_d = \sqrt{2D} \quad (\text{ec. IV.40})$$

#### Suelos cohesivos

En la Fig. IV.25b se presenta el caso de una tablestaca empotrada en suelo arcilloso con relleno granular, el procedimiento es el siguiente.

1. Se determina la resistencia a largo plazo de del suelo, tanto para la condición no drenada  $\phi \cong 0$ , como para la condición drenada  $c \cong 0$ .

2. Se calculan las presiones activas y pasivas usando la teoría de Rankine o Coulomb, verificando que se obtenga una presión neta positiva. El diagrama de presiones pasivo se considerará rectangular, con valor igual a.

$$4c - \gamma_r H \quad (\text{ec. IV.41})$$

3. Se establece el equilibrio de fuerzas horizontales y momentos, de manera similar que para el caso de suelos granulares. Se determina el valor del empotramiento de diseño  $D_d$ , así como el valor de la fuerza de anclaje y del momento máximo para determinar la sección de la tablestaca.

Método de reducción de momentos de Rowe.

A causa de su flexibilidad, las presiones de suelo que se desarrollan contra las tablestacas difieren significativamente de las distribuciones hidrostáticas; el momento flexionante disminuye conforme se aumenta la flexibilidad de la estructura, así que los momentos máximos obtenidos por el método de empotramiento libre resultan conservadores. Rowe propuso un método para reducir el valor del momento en función de la flexibilidad de la tablestaca; los factores que se deben considerar para la aplicación del método son:

1. El valor de la compacidad relativa del suelo
2. La flexibilidad de la tablestaca, expresada en términos del número de flexibilidad

$$\rho = \frac{H^4}{EI} \quad (\text{ec. IV.42})$$

Donde

- $\rho$  número de flexibilidad
- H altura total de la tablestaca
- E módulo de elasticidad
- I momento de inercia

3. Para suelos cohesivos el número de estabilidad se define por:

$$S = \frac{1.25c}{\gamma_r H} \tag{ec. IV.43}$$

4. La altura relativa  $\alpha$  de la tablestaca.

En la Fig. IV.26 se presentan varias gráficas donde se relaciona el momento  $M$  referido a  $M_{max}$  determinado por el método de apoyo libre, con el número de estabilidad para arenas y arcillas.

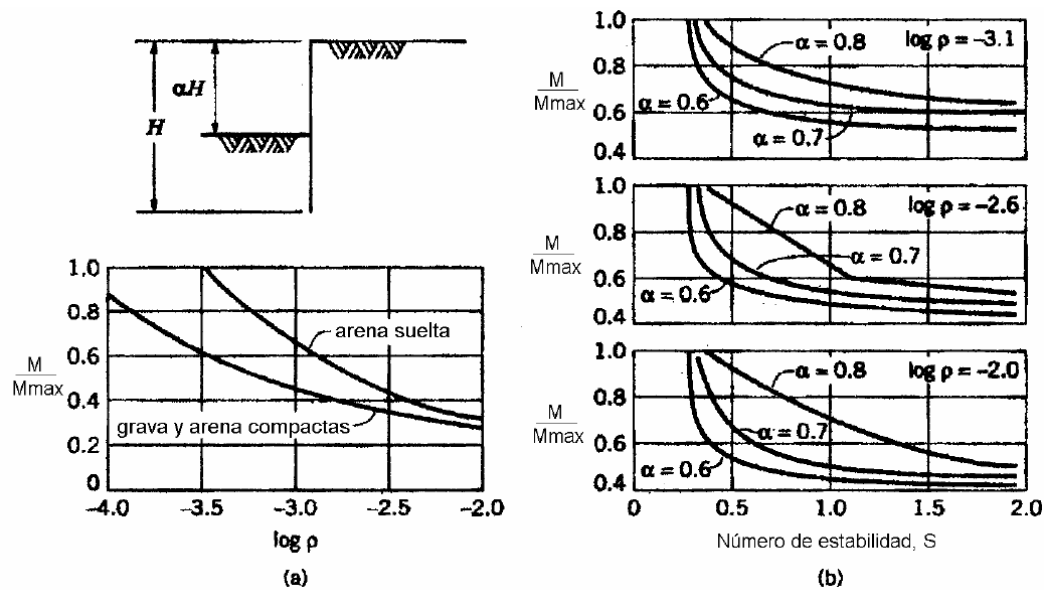


Fig. IV.26, Método de reducción de momentos de Rowe

Método de apoyo fijo.

El método se basa en la suposición que el desplazamiento en la punta de la tablestaca está restringido por el desarrollo de empujes pasivos; así la deformación que se produce se muestra por la línea punteada de la Fig. IV.27; el correspondiente diagrama de momentos muestra un punto de inflexión en C, en el cual se produce una articulación y es un punto de momento flexionante cero. Por arriba del punto C, la tablestaca se diseña contra el empuje de tierra que se equilibra por la fuerza de anclaje T y la reacción  $R_c$ ; este es el procedimiento de Blum o el método de la viga equivalente. Blum estableció una relación teórica entre el ángulo de fricción del suelo y la distancia x, Fig. IV.27d.

Las presiones laterales activas y pasivas se calculan con las teorías de Rankine o Coulomb. El valor de la reacción  $R_c$  se obtiene realizando equilibrio de momentos alrededor del punto de apoyo del ancla  $T$ ; conocido  $R_c$  la suma de momentos respecto al pie de la tablestaca conduce a una ecuación cuya incógnita es la profundidad  $D$  de empotramiento, la cual se incrementa entre un 20 a 40%. La fuerza de anclaje  $T$  se determina con la suma de momentos en el punto  $C$ .

Métodos gráficos.

Los métodos gráficos son útiles a veces cuando las condiciones geométricas del problema lo vuelven muy complicado o cuando se requiere un valor exacto de los empujes resultantes. El procedimiento de cálculo se muestra en Pile Buck (1987) y el ISPC (1992), donde se muestran detalladamente los procesos gráficos para el cálculo de tablestacas de apoyo libre o tablestacas ancladas.

#### IV.6.3 TABLESTACAS DOBLEMENTE ANCLADAS

Cuando la distancia entre la línea de excavación o dragado, y el apoyo del ancla excede los 15 m, puede resultar económico utilizar una línea intermedia de anclas, con lo cual se logra reducir los momentos sobre la tablestaca y la profundidad de empotramiento. En la Fig. IV.28 se presentan los casos típicos de soporte con dos anclas. El procedimiento de cálculo consiste en determinar la deflexión de la tablestaca a la profundidad donde se propone colocar la segunda ancla y estimar la reacción necesaria que contrarresta la deflexión. Conocidas las fuerzas por equilibrio estático se determina la profundidad de empotramiento.

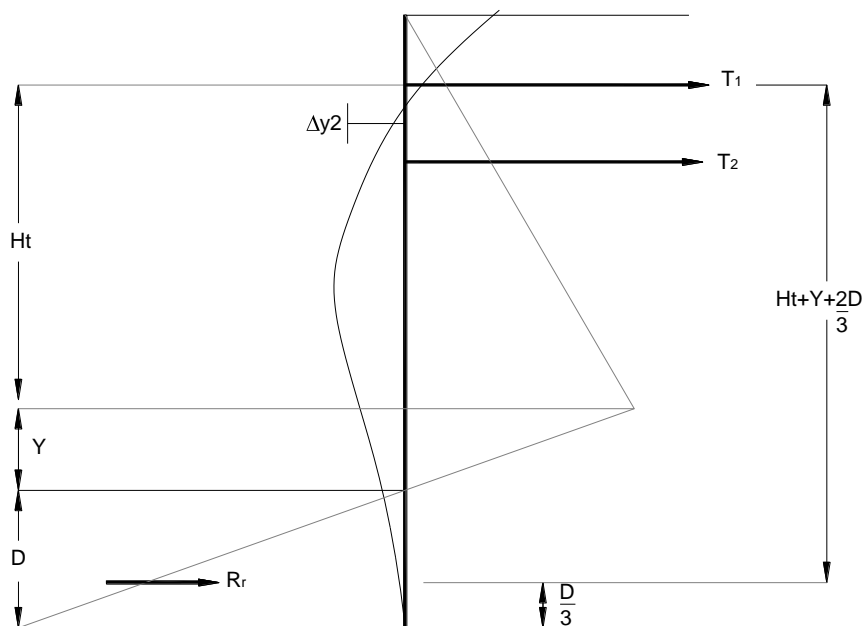


Fig. IV.28, Tablestaca doblemente anclada

#### IV.6.4 ESTABILIDAD GENERAL

La estabilidad general de una tablestaca se puede revisar con el Método Sueco de Estabilidad de Taludes, aplicando el concepto tradicional de factor de seguridad como momentos resistentes entre momentos motores. En la Fig. IV.29 se presentan las fuerzas resistentes y motoras.

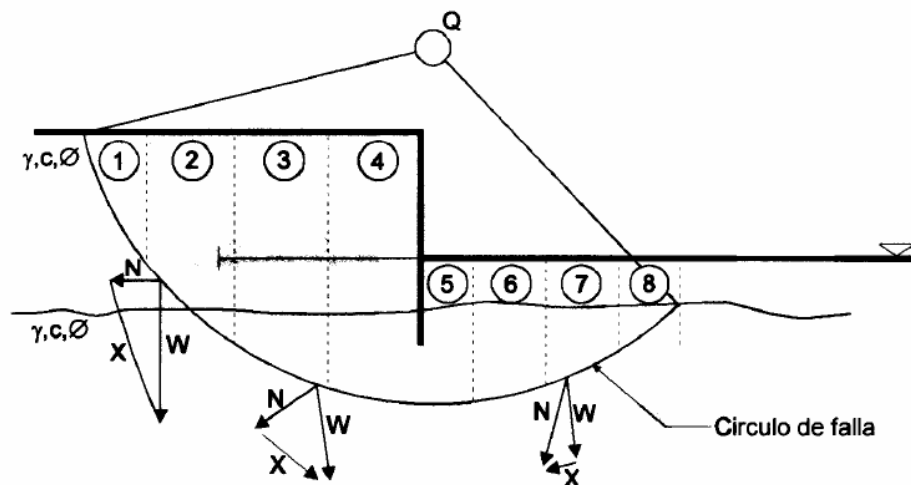


Fig. IV.29, Estabilidad general de la tablestaca

#### IV.6.5 DISEÑO DE ANCLAJES

Anclas de acero.

Estas pueden ser varillas estructurales, cables de pre-esfuerzo o perfiles estructurales, que reaccionan sobre un bulbo de anclaje, zapatas, pilotes, muertos de anclaje o también con tablestacas. Se protegen contra corrosión pintándolas, cubriéndolas de asfalto, o envolviéndolas en morteros. En la Fig. IV.30, se presentan los diferentes sistemas para lograr los anclajes de soporte de tablestacas.

El método convencional para el cálculo del anclaje de una tablestaca supone una distribución triangular de presiones, lo cual en muchos casos es erróneo produciendo tensiones mayores a las estimadas; la distribución de presiones puede modificarse debido al efecto de sobrecargas no consideradas en el diseño inicial, a relajación de los elementos estructurales y a efectos del tiempo. Es conveniente incrementar en un 30% la fuerza de anclaje calculada y en un 50% la de los accesorios de conexión. La fuerza de anclaje se estima como:

$$A_p = \frac{Td}{\cos \alpha} \quad (\text{ec. IV.44})$$

Donde

- $A_p$  fuerza de anclaje, en unidades de fuerza por longitud de ancla
- $T$  tensión en el ancla, en unidades de fuerza por unidad de longitud de tablestaca
- $d$  separación horizontal entre anclas
- $\alpha$  inclinación del ancla con la horizontal

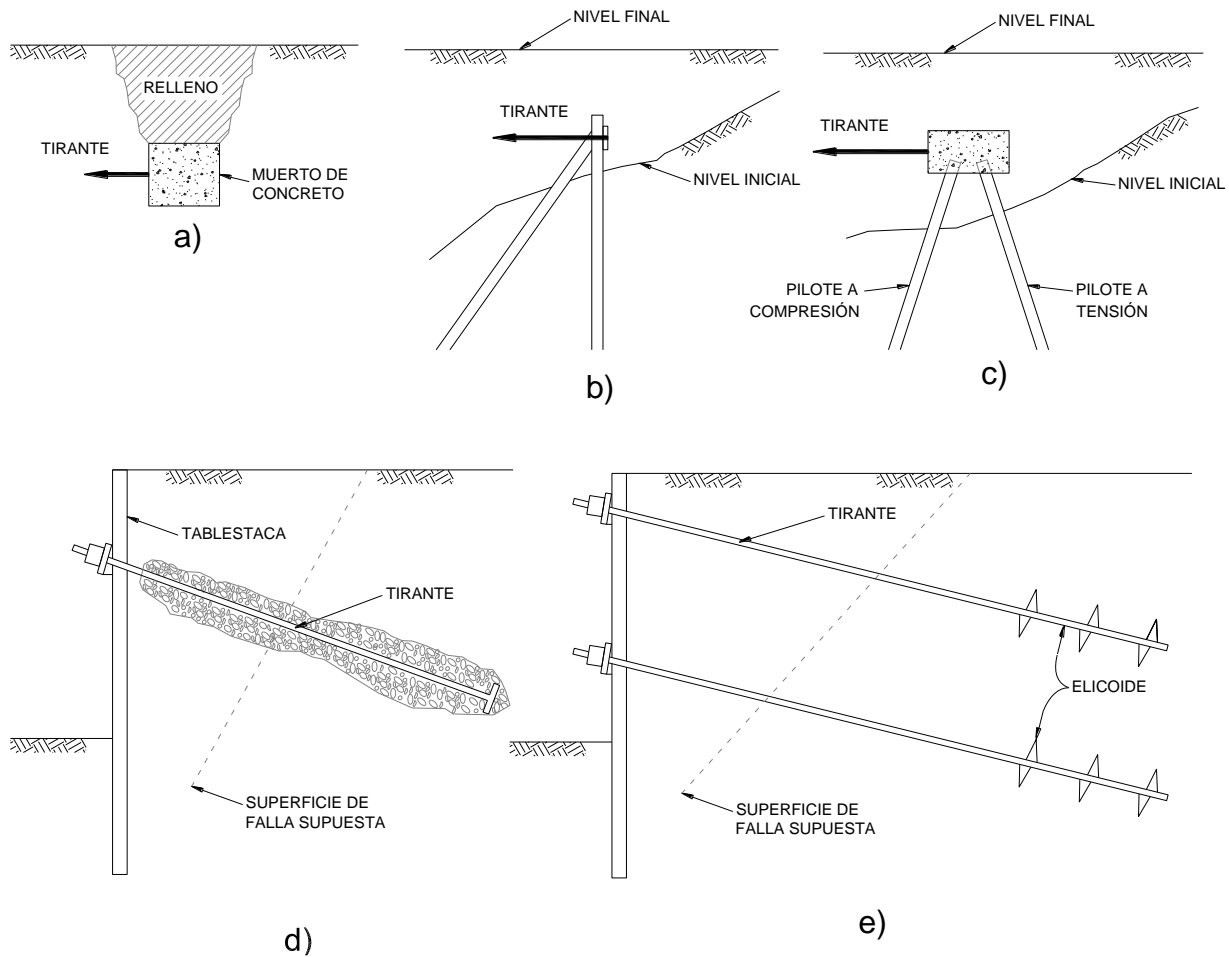


Fig. IV.30, Sistemas de anclaje para soporte de tablestacas

La solución tradicional de anclaje es a través de los muertos de anclaje, que son estructuras de concreto con la suficiente masa para soportar con seguridad las fuerzas de anclaje. Para que el anclaje resulte adecuado, éste debe de ubicarse a una distancia suficiente que permita, en el respaldo de la tablestaca, el desarrollo de la cuña de falla de empuje activo, sin que traslape la cuña de empuje pasivo que produce por sí mismo el anclaje, Fig. IV.31. El cálculo tradicional de los muertos de anclaje se realiza con la diferencia entre los empujes pasivo y activo que actúan sobre el muerto; de la Fig. IV.32, se observa que:

$$T = p_p - p_a \quad (\text{ec. IV.45})$$

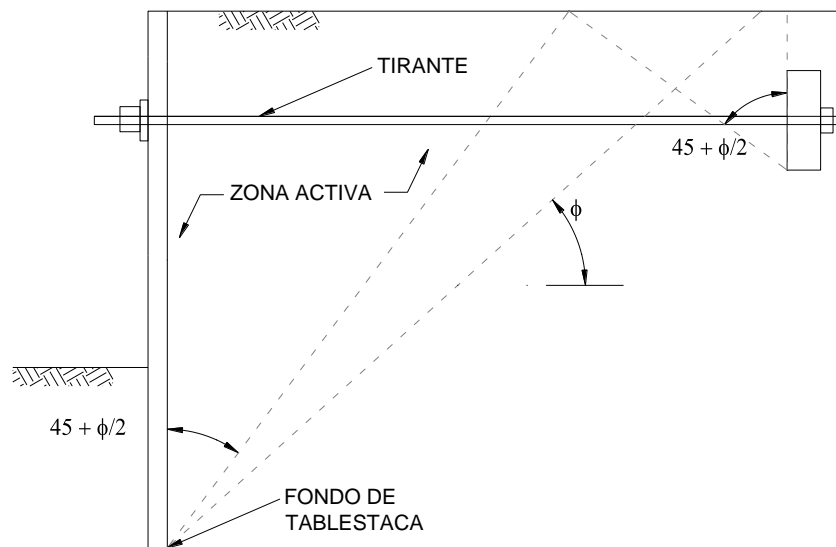
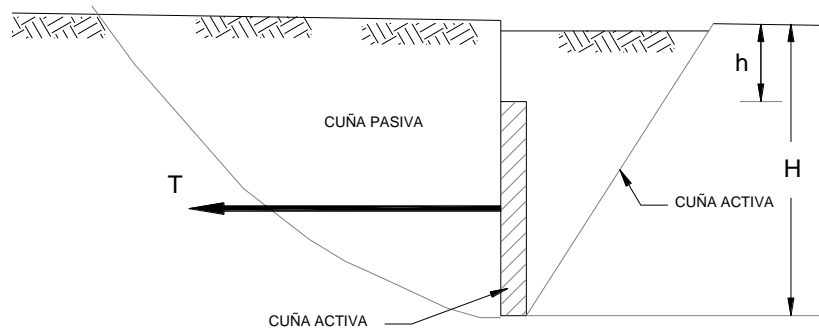


Fig. V.31, Cuñas de



falla en muertos de anclaje

Fig. IV.32, Empujes activo y pasivo sobre muerto de anclaje

Vigas de reparto.

Las vigas de reparto o vigas mdrinas, son perfiles de acero que transmiten las reacciones horizontales de las tablestacas hacia los anclajes. Se forman con vigas canal colocadas respaldo contra respaldo, unidas por placas con el suficiente espacio que permita el paso de las varillas de anclaje.

Se dimensionan suponiendo vigas continuas simplemente apoyadas con dos o más claros; el momento máximo se estima como:

$$M_{\max} = \frac{Td^2}{10} \quad \text{para tres claros continuos} \quad (\text{ec. IV.46})$$

$$M_{\max} = \frac{Td^2}{8} \quad \text{para un claro simple}$$

La sección requerida se obtiene con:

$$S = \frac{M_{\max}}{F_b}$$

Donde

s      modulo de sección

F<sub>b</sub>    resistencia permisible del acero

#### IV.7 DISEÑO DE MUROS MILÁN

En el diseño de un muro diafragma o muro milán, es fundamental conocer la respuesta del suelo ante los cambios provocados por la excavación, ya que ésta origina un alivio de los esfuerzos totales, por la remoción de suelo y agua, cuyo resultado es el movimiento de la masa de suelo, por lo que el diseño se debe concentrar en el control y mitigación de las deformaciones inducidas. El control de estos movimientos es importante ya que su magnitud puede dañar a estructuras adyacentes o a los servicios públicos.

La respuesta del suelo está influenciada principalmente por los siguientes factores:

(1) dimensiones de la excavación; (2) propiedades de los suelos; (3) control y abatimiento del nivel freático; (4) proceso y secuencia constructiva; (5) tipo de soporte y apuntalamiento; (6) cercanía de edificios y de servicios públicos; (7) sobrecargas temporales.

Por simple lógica se puede advertir, que cuanto más grande es la excavación mayor es el alivio de los esfuerzos totales y por lo tanto mayores los movimientos del suelo. En el caso extremo, una excavación profunda débilmente soportada puede originar una falla general por esfuerzo cortante del suelo.

El tiempo que dure una excavación abierta y más si ésta tiene control de los niveles de agua, afecta de manera directa a las propiedades del suelo. Si suponemos una excavación que pudiera realizarse de forma instantánea, los esfuerzos y deformaciones que experimentaría el suelo serían en una condición de no flujo de agua, sería una condición no drenada. Por el contrario, si la misma excavación se realizara en un tiempo infinito, los esfuerzos y deformaciones en el suelo ocurrirían con flujo de agua, por lo que la excavación se realizaría en una condición drenada. En general los procesos de excavación se realizan en un tiempo finito que representan una condición parcialmente drenada. De manera práctica se puede suponer que excavaciones en suelos cohesivos se pueden considerar que responden a un comportamiento no drenado; con el mismo criterio se puede suponer que excavaciones que se realicen en suelos granulares responden a un comportamiento drenado.

#### IV.7.1 CONTROL DEL FLUJO DE AGUA

Si en una excavación el nivel de aguas freáticas se mantiene sin cambio, el agua contribuye con su empuje sobre la pantalla en los esfuerzos totales; por el contrario, el control o abatimiento del nivel de agua producirá un incremento en los esfuerzos efectivos y consolidación del suelo y por lo tanto originará asentamientos. Los esfuerzos que actúan sobre la pantalla se deben estimar separando los componentes efectivos y neutrales.

En principio el muro milán es impermeable, por lo que no existe flujo de agua a través de su sección transversal; en la práctica, debido en muchos casos al deficiente procedimiento constructivo, la alta permeabilidad de la pantalla produce un abatimiento del nivel de agua exterior originando asentamientos; el análisis del flujo de agua bajo una condición bidimensional puede estimar el gasto y el asentamiento producido alrededor de la excavación.

#### IV.7.2 SISTEMAS DE APUNTALAMIENTO

Los muros milán se pueden anclar o apuntalar; en cualquiera de los dos casos el método de diseño es similar. Para los apuntalamientos se utiliza normalmente tubería de acero acuñada adecuadamente contra el muro; si el ancho del claro de excavación que se quiere librar es muy grande como puntales se utilizan vigas en celosía; en algunos si la excavación lo permite los puntales se acúan contra la estructura.

#### IV.7.3 DIAGRAMAS APARENTES DE PRESIONES

Los diagramas de presiones aparentes representan la distribución de cargas que actúan sobre el muro milán, a causa de los movimientos que experimenta durante su construcción las presiones que se desarrollan son diferentes a las mostradas para el caso de las tablestacas.

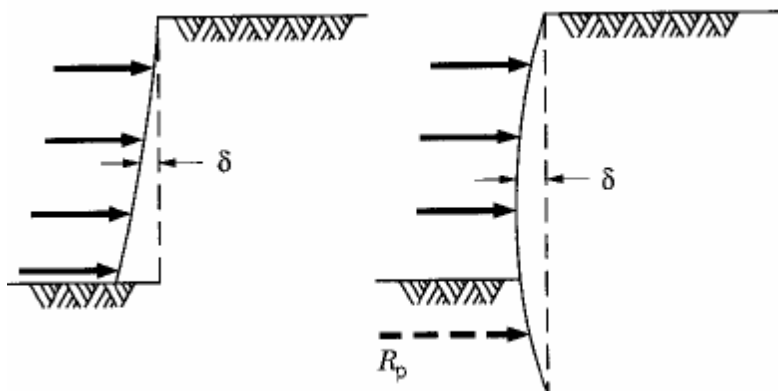


Fig. IV.33, Deformación acumulada del muro conforme progresa la excavación



El proceso constructivo seguido permite el desarrollo de los movimientos del terreno antes y después de la colocación de los puntales, así cuando la excavación se inicia se permite un ligero movimiento del muro hacia el interior de la excavación; al colocar el primer puntal, se provoca una reducción de la deformación del muro. La excavación continua provocando el desplazamiento del muro y una parte de la deformación se restituye al colocar el siguiente puntal. El proceso continua hasta llegar al fondo de la excavación con lo que le movimiento total acumulado se refleja en el desarrollo de un diagrama de presiones diferente de los antes expuesto. En la Fig.IV.33 se observa la deformación que ocurre en el muro.

En la Fig. IV.34 se presentan los diagramas de presiones aparentes recomendados para diseño en varios tipos de suelo. Existen otras distribuciones como las propuestas por Tschebotarioff (1973) y por Tamez (2001). La distribución (a) representa el diagrama general de presiones; (b) es para arenas; (c) y (d) para arcillas.

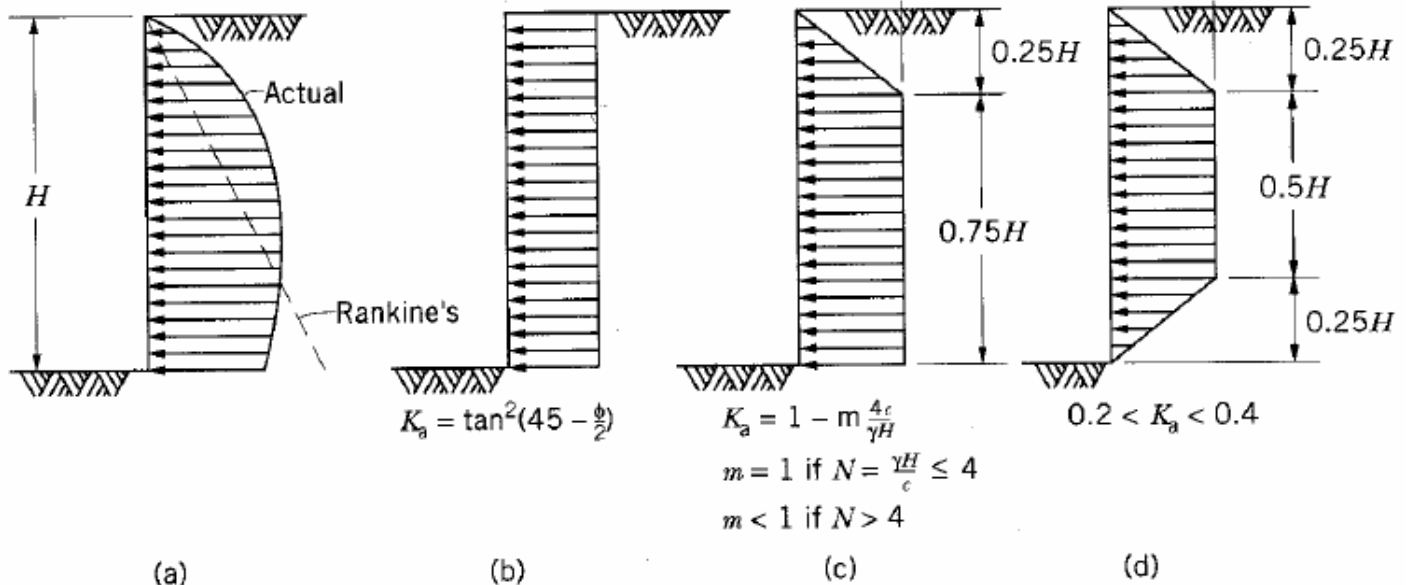


Fig. IV.34, Diagramas de presiones aparentes

#### IV.7.4 FALLA DE FONDO DE LA EXCAVACIÓN

Si el abatimiento del nivel freático es insuficiente para evitar el flujo agua hacia la excavación, las fuerzas de filtración pueden provocar inestabilidad del fondo. Las condiciones que se deben satisfacer se presentan en la Fig. 2.35. El factor de seguridad no será menor de 2. En suelos sin cohesión la estabilidad es independiente de la geometría de la excavación.

El factor de seguridad contra levantamiento es:

$$FS = \frac{N_c c}{\gamma H + q} \tag{ec IV.49}$$

Donde

$$H_1 > \frac{2}{3} \frac{B}{\sqrt{2}} \quad P'_H = 0.7 \left( \gamma HB - 1.4cH - \pi cB \right)$$

$$H_1 < \frac{2}{3} \frac{B}{\sqrt{2}} \quad P'_H = 1.5H_1 \left( \gamma HB - \frac{1.4cH}{B} - \pi c \right)$$

EXCAVACIONES EN MANTO ARCILLOSO ILIMITADO ( $\tau > 0.7B$ )

L = longitud de la excavación

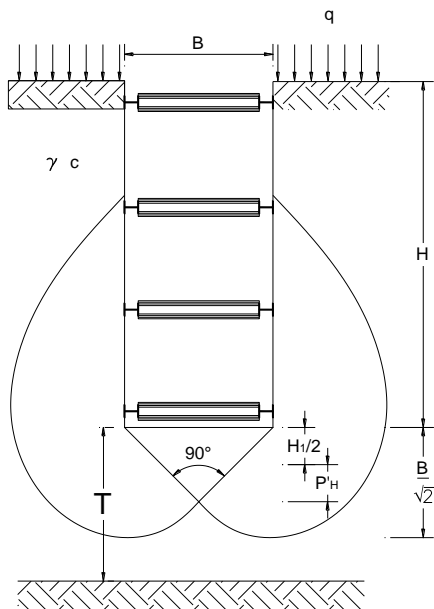


Fig. IV.36.a, Mecanismos de falla de fondo

EXCAVACIONES EN MANTO ARCILLOSO ILIMITADO ( $T \leq 0.7B$ )

L = longitud de la excavación

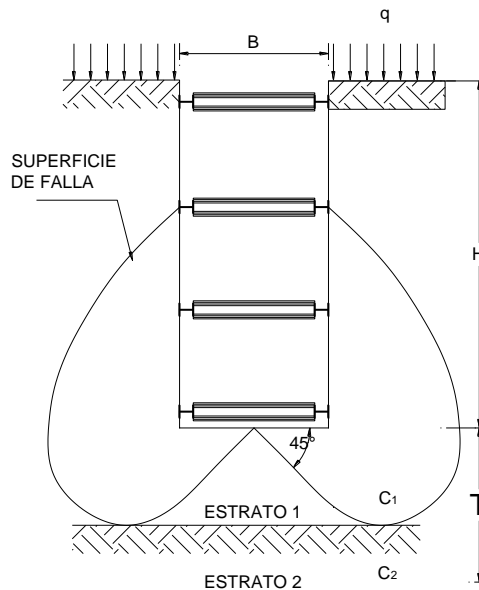


Fig. IV.36.b, Estabilidad del fondo de la excavación

El factor de seguridad contra levantamiento es:

$$FS = N_{cd} \frac{c_1}{\gamma H + q}$$

$$N_{cr} = N_{cd} \left( 1 + 0.2 \frac{B}{L} \right)$$

L longitud de la excavación

EXCAVACIÓN EN SUELO SIN COHESIÓN

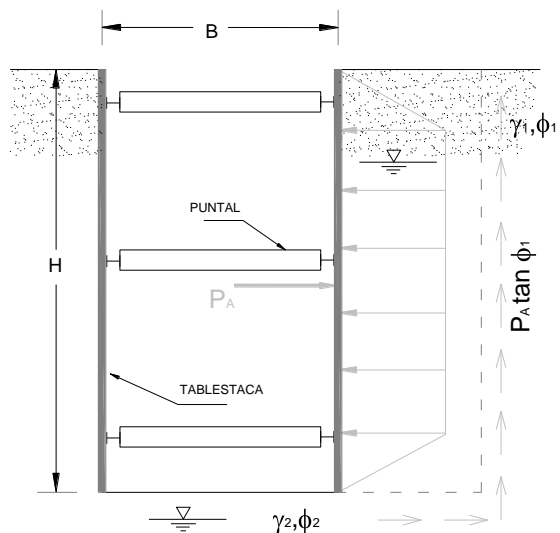


Fig. IV.36, Estabilidad del fondo en arenas

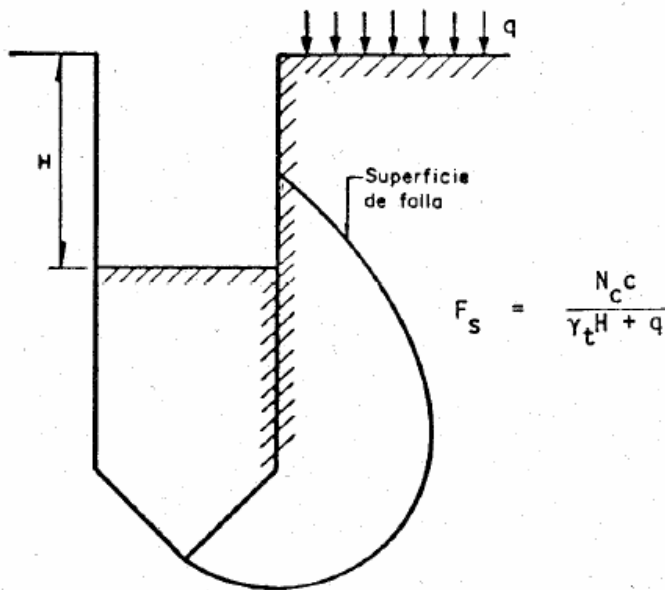
El factor de seguridad contra levantamiento del fondo se estima como:

$$FS = 2N_{\gamma} \frac{\gamma_2}{\gamma_1} Ka \tan \phi \quad (\text{ec IV.51})$$

Sí el nivel freático está a una profundidad B, o más abajo del fondo de la excavación, tómesese los pesos volumétricos como húmedos. Sí el nivel freático se mantiene estático al nivel del fondo de la excavación, para  $\gamma_1$  y  $\gamma_2$  tómesese los pesos húmedo y sumergido respectivamente. Sí existe flujo de agua por el fondo hacia el interior de la excavación tómesese  $\gamma_2$  como el peso volumétrico saturado menos la subpresión.

En la Fig. IV.37 se presentan los mecanismos de falla de muros que penetran por debajo de la excavación.

Mecanismo 1



Mecanismo 2

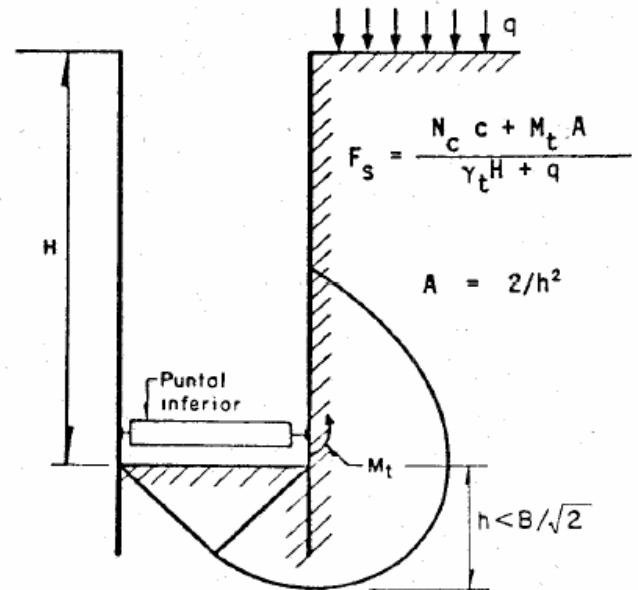


Fig. IV.37, Mecanismos de falla de tablestacas

#### IV.7.5 FALLA POR PATEO

Este mecanismo se ilustra en la Fig. IV.38, consiste en el pateo del muro al vencerse la resistencia de suelo frente al muro. Considerando que al nivel del último puntal colocado en cada etapa de excavación se genera una articulación plástica el factor de seguridad se evalúa con la expresión:

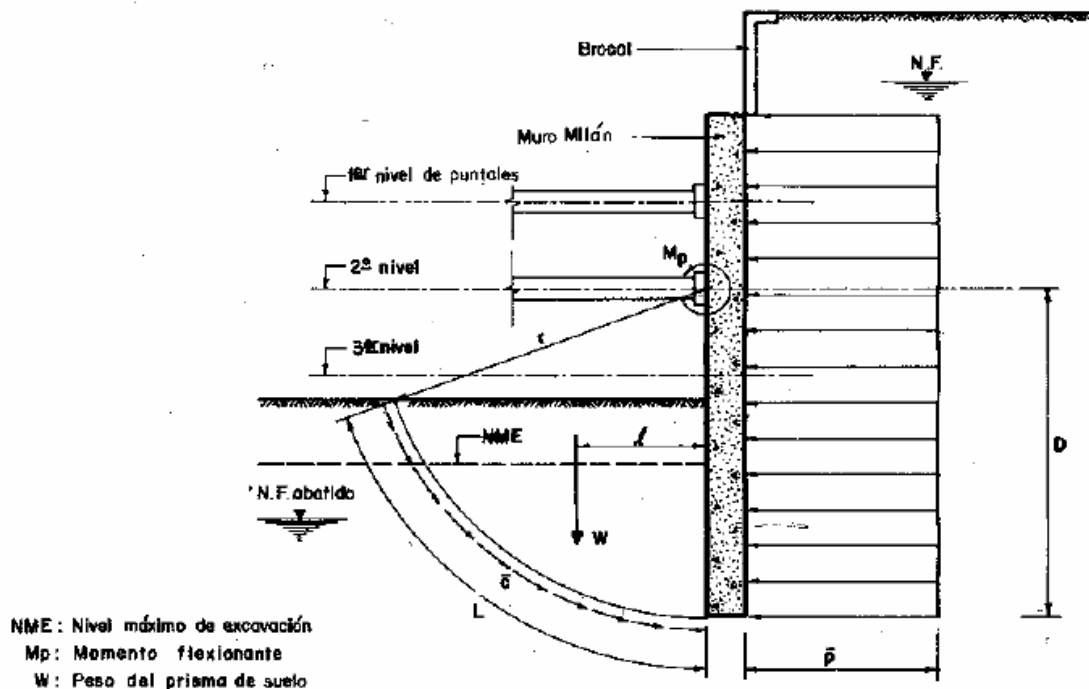


Fig. IV.38, Falla por pateo

$$FS = \frac{cLr + Wl + M_p}{P \frac{D^2}{2}}$$

Donde

- c cohesión no drenada
- L longitud de la superficie de falla
- r radio de la superficie de falla
- W peso saturado del suelo dentro de la superficie de falla
- L centro de gravedad del suelo resistente
- Mp momento flexionante
- P presión promedio
- D longitud del último nivel de apuntalamiento a la pata del muro

## V. MUROS MILÁN

El muro milán, diafragma o pantalla se puede definir como una pared tablestaca de concreto reforzado conformada en el subsuelo y que indistintamente recibe alguno de esos dos nombres, es un ingenio constructivo que ha influido notablemente en la construcción de estructuras alojadas en el subsuelo y sistemas subterráneos de transporte urbano en muchas ciudades del mundo; su función

principal es la de servir como elemento de sostenimiento temporal de zanjas longitudinales abiertas en la masa de suelo y también se ha empleado extensamente para estabilizar excavaciones profundas para la construcción de cimentaciones.

La variedad de sus aplicaciones cada día es mayor y la calidad que se le puede dar también ha mejorado, incrementando su empleo como muros estructurales definitivos tanto en cajones para Metros, en cimentación de edificios, en simples muros de contención y muros de protección contra inundaciones. Otra frecuente aplicación es para la construcción de muelles marginales en regiones sísmicas, Fig. V.1.

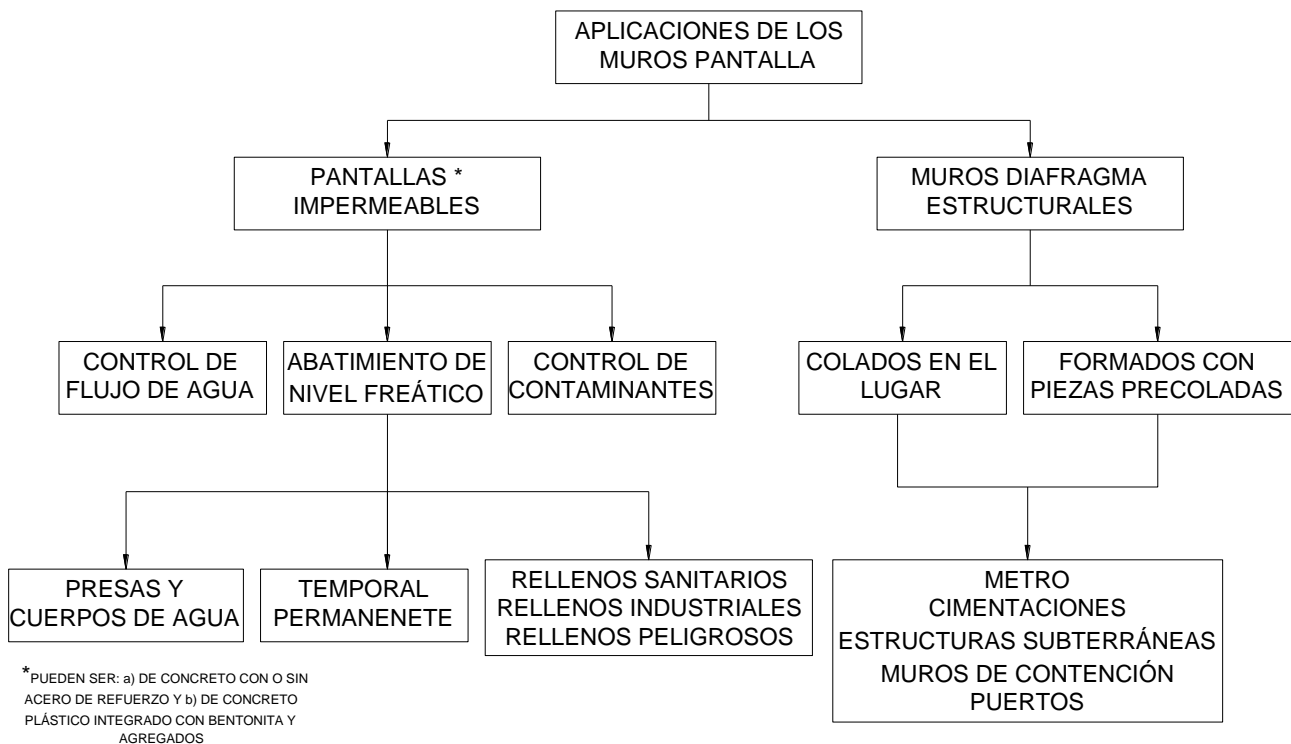


Fig. V.1 CAMPOS DE APLICACIÓN DE LOS MUROS DIAFRAGMA

## V.1 PROCEDIMIENTOS DE CONSTRUCCIÓN ADOPTADOS EN MÉXICO

### V.1.1 ASPECTOS GENERALES

Las técnicas de construcción de muros milán han sido un campo fértil para la capacidad de innovar, tanto en los equipos de excavación como en los detalles constructivos, (Schnebeeli,1974; Boyes, 1975; Xanthakos, 1979 y Xanthakos, 1994); la utilidad de este ingenio constructivo, que

inicialmente se desarrolló sólo como elemento de estabilización temporal de excavaciones, se ha ampliado hasta transformarse en una forma de construir elementos estructurales subterráneos.

En la construcción de muros milán en México se han experimentado los siguientes logros:

a) Se ha confirmado que el muro milán puede ser un elemento estructural definitivo y confiable.

b) Se ha demostrado que la zanja se puede estabilizar con el lodo que se forma espontáneamente, como en su antecedente en la investigación experimental del Instituto Geotécnico Noruego sobre excavaciones estabilizadas con agua (Dibiagio et al., 1972 y Aas, 1976). La técnica sobre el empleo de agua como estabilizador la estudiaron Aas (1976), Alberro (1970) y Alberro y Auvinet (S/F), la experiencia recopilada por el Ing. L. Rubio (1986-1987) y su interpretación detallada, junto con las recomendaciones de construcción para garantizar la estabilidad de la zanja con lodo espontáneo fue analizada por Santoyo y Rubio (1987).

c) Se ha aplicado la tecnología del muro con piezas prefabricadas, que se ensamblan en la zanja y confinan con un lodo fraguante que endurece a la resistencia del suelo del sitio; Santoyo y Rubio (1988) describen con detalle los aspectos técnicos y los factores de seguridad involucrados.

d) Se ha desarrollado la construcción de muros esbeltos de 35 cm de espesor abre muchas opciones de aplicación de los muros milán en la construcción de cajones de cimentación.

### V.1.2 SOLUCIONES ADOPTADAS

Los muros milán o de diafragma vertical se utilizan y diseñan para soportar los empujes horizontales de la masa de suelo, funcionando temporalmente como tablestacas; después pueden hacerlo como parte estructural en las condiciones que el suelo impone a corto y largo plazo, así como en la condición sísmica. Otra función complementaria del muro es la de servir de lastre para soportar la subpresión a la que a veces está sometida la estructura.

En cuanto al procedimiento de construcción, se han seguido tres soluciones:

a) Muro milán convencional colado en el lugar.

b) Muro con piezas prefabricadas con avance modular.

c) Muro con piezas prefabricadas con avance continuo.

A continuación se describen con detalle estos procedimientos.

### V.1.3 CONSTRUCCIÓN DEL MURO COLADO EN EL LUGAR

Generalidades. La construcción de los muros colados en el lugar tiene reglas generales que sirven para asegurar que se alcance la calidad necesaria para su empleo como tablestaca y como muros estructurales. A continuación se describen las más básicas.

Módulo de excavación. Se identifica como tablero a un tramo de zanja que se profundiza con una máquina excavadora vertical, colocada en tres posiciones para alcanzar una longitud horizontal típica de unos 6 m y de la profundidad requerida; en cuanto al ancho, primero el de la excavación y después del muro terminado, usualmente es de 60 y 80 cm; en la Fig. V.2 se muestra como primero se excavan las dos posiciones laterales (*A*, *B*) y finalmente la central (*C*), con el único propósito de lograr simetría en la operación de la almeja de excavación y con ello conservar su verticalidad. La longitud precisa de la zanja queda condicionada por la de cada segmento de muro, más el ancho de la junta o juntas temporales de colado.

Restricciones de frontera. Para definir el procedimiento de vaciado del concreto de un tablero se presenta alguna de las siguientes tres condiciones de confinamiento en sus extremos: (a) se trata de un tablero independiente que se colará confinado por dos juntas temporales; esto es, que ni el muro inmediato anterior o el posterior han sido fabricados; (b) que en ambos extremos estén construidos los muros y que tengan la edad mínima necesaria para soportar la maniobra de limpieza de sus juntas machihembradas; esto significa que el concreto ha alcanzado la resistencia que tolera esas maniobras, y (c) que en uno de los extremos se utilice junta temporal y el otro esté confinado por un muro con la edad mínima.

Secuencia alternada de excavación. La manera más ordenada y eficiente de atacar un muro milán se ilustra esquemáticamente en la Fig. V.2 y esencialmente consiste en una primera etapa de avance, que se detendrá cuando los muros iniciales tengan la edad mínima que se describió en el párrafo anterior; en ese momento el equipo de excavación y colado retrocede para iniciar la segunda etapa de avance, en la que se construyen los tableros intermedios faltantes.

Muros esbeltos. Se define en este manual como muro milán esbelto aquel cuyo espesor es de 30 a 45 cm, estos espesores hasta hace pocos años eran irrealizables, porque se carecía de la maquinaria necesaria para llevar a cabo la excavación. La importancia de poder fabricar muros milán esbeltos los hace accesibles a mayores aplicaciones. En cuanto a la manera de construirlos es igual a los de tamaño usual excepto que se requiere maquinaria adecuada que incluso puede operar en áreas reducidas.

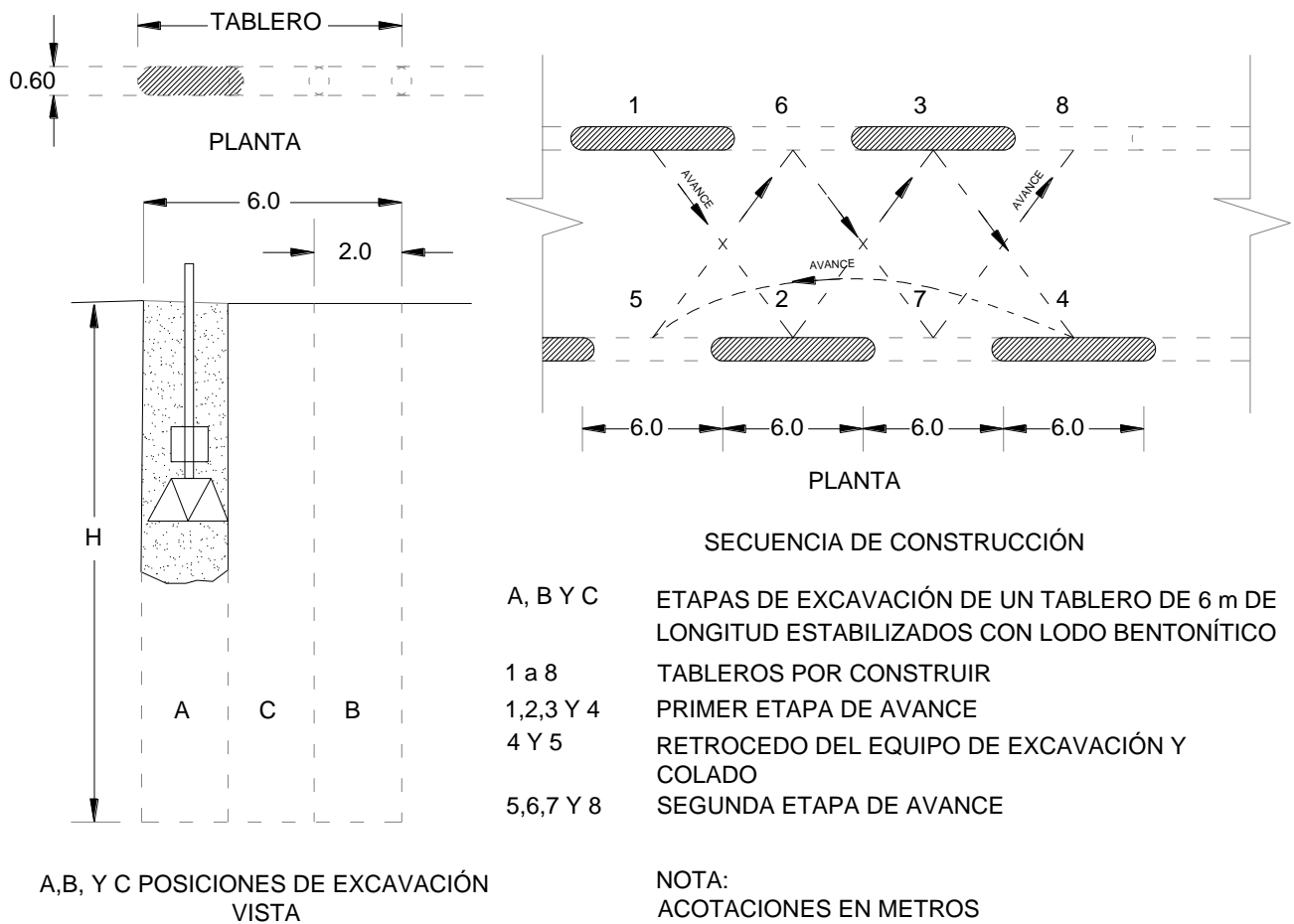


Fig. V.2, Muro milán convencional con excavación en 3 posiciones por módulo

#### V.I.4 CONSTRUCCIÓN DEL MURO CON AVANCE MODULAR

Generalidades. La empresa francesa *Bachy* desarrolló la técnica pionera de colocación de muros prefabricados (Xanthakos, 1979), la cual mantiene vigente el concepto del módulo-tablero y que por ello sólo permite avances cortos en la excavación de la zanja. Por su parte, COVITUR, como se mencionó antes, experimentó un procedimiento similar al de *Bachy* con módulos de excavación adaptados a la resistencia que imponen los suelos blandos de la ciudad de México.

Descripción de estos muros. La zanja se estabiliza inicialmente con lodo arcilloso o bentonítico; ese lodo, previamente a la colocación de los precolados de concreto se sustituye con lodo fraguante. Las piezas precoladas son una secuencia de piezas verticales de concreto ensambladas mediante un gancho de acero y placas guía también de acero. Una vez colocadas todas las piezas, el lodo fraguante endurece hasta una resistencia similar a la del subsuelo para soportar y confinar al muro en



su posición. La otra importante función del lodo fraguante es la de constituirse en barrera de baja permeabilidad, que complementa al sello principal; que en el caso de la empresa *Bachy* consiste en una banda de hule (Xanthakos, 1994).

Módulo de excavación. Los tableros que se han excavado en los muros experimentales en la ciudad de México han sido de 8 m de longitud, para permitir la introducción de 3 piezas de 2.5 m de ancho y 0.5 m de sobre excavación adicional, para facilitar la maniobra de colocación de la última pieza. La apertura de estos tableros se hace también con tres posiciones alternadas del equipo excavador, Fig. V.3.

Secuencia de excavación. El avance de estos muros se hace en zig-zag, tal como se muestra en la Fig. V.3; de esta manera se logra la colocación continua de las piezas prefabricadas y se aprovecha al equipo de construcción el mayor tiempo posible. En el caso de que se presente alguna interferencia, se puede dejar algún tablero pendiente, que después se deberá construir con la técnica de muro milán convencional.

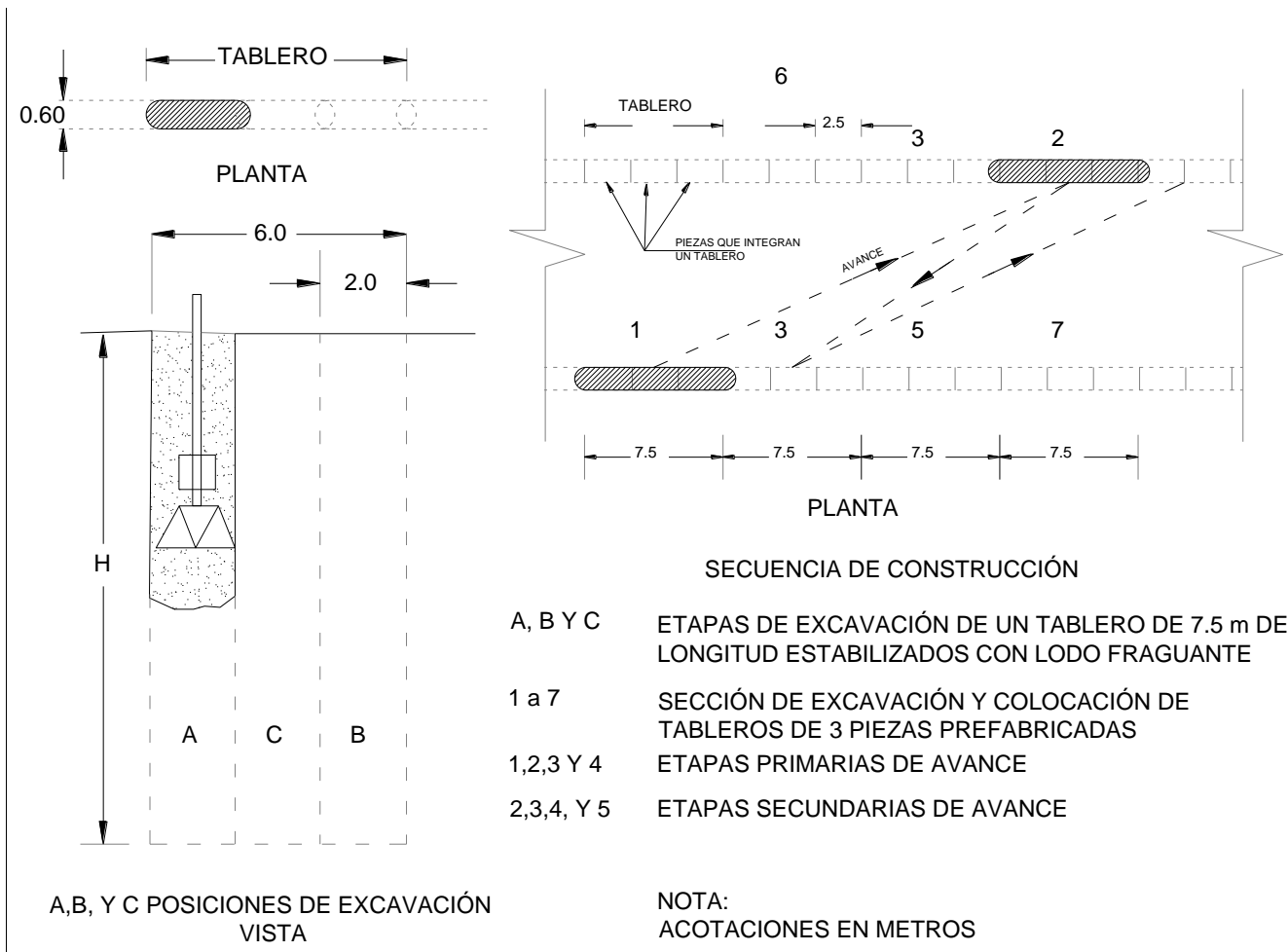




Fig. V.3, Muro prefabricado con avance modular

Manejo y desperdicio de lodos. Este procedimiento de construcción obliga a observar cuidados peculiares en el manejo de los lodos, particularmente durante la sustitución completa del lodo arcillosos o bentonítico por el lodo fraguante. Ésta debe hacerse con un tubo hermético que descargue en el fondo de la excavación, operando con la técnica del tubo “tremie” o bien con una bomba de lodos, ya que sólo así se evita la contaminación que induce la mezcla accidental de ambos fluidos. En cuanto al desperdicio de lodos, ocurre que es posible recuperar casi todo el lodo arcilloso o bentonítico, cuando se disponga de tanques de almacenamiento temporal. Esta técnica fue casi abandonada en Francia por el desperdicio de lodo que llena los 50 cm laterales en la vertical sobre excavada para las maniobras de colocación de las piezas de concreto prefabricado y que fácilmente llega a ser el 20% del volumen total del lodo fraguante, lo cual genera un gran sobrecosto.

Piezas precoladas. En la Fig. V.4 se muestran distintos tipos de geometría de las piezas de concreto que se han utilizado y las juntas en la parte inferior que las han unido.

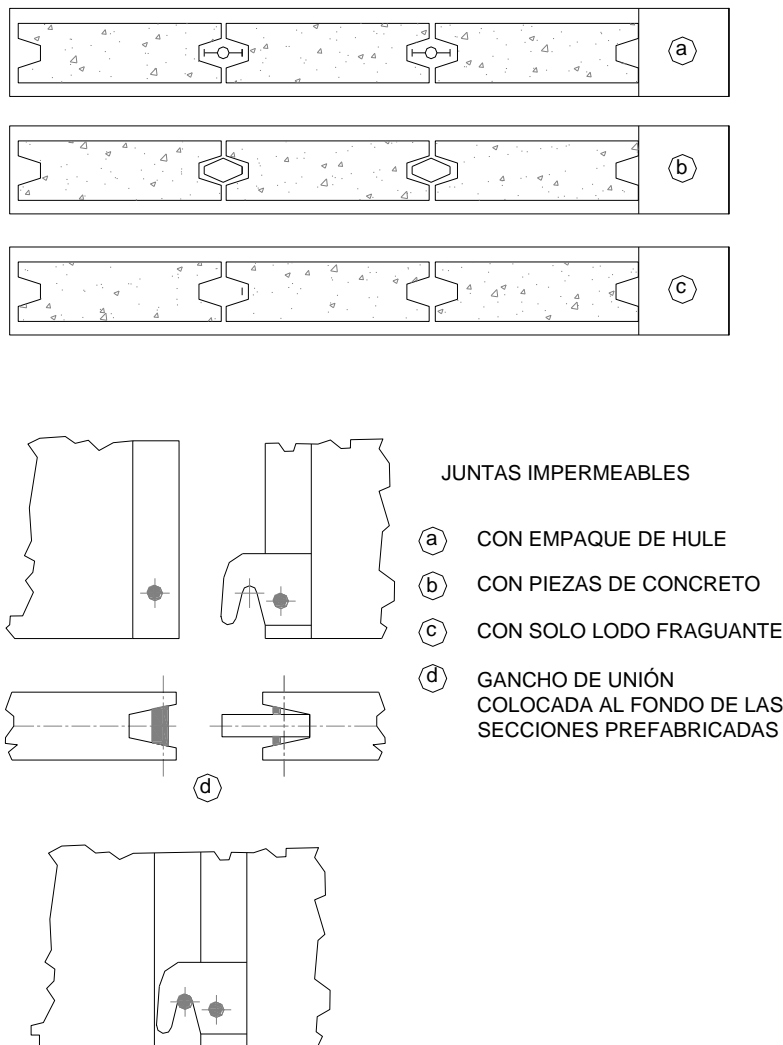


Fig. V.4, Muros precolados *Bachy*

### V.1.5 CONSTRUCCIÓN DEL MURO CON AVANCE CONTINUO

Generalidades. Esta ingeniosa técnica desarrollada en Francia por la empresa *Soletanche* (1970), con el nombre de *Panasol*, permite lograr un procedimiento continuo con avances de excavación largos y aprovechamiento máximo del equipo de construcción.

Secuencia de excavación. En la Fig. V.5, se muestra que la apertura de la zanja es continua, respetando la regla básica de operación simétrica de la almeja (A, B, C), que se logra avanzando alternadamente con la almeja de dos posiciones adelante y una atrás. El lodo fraguante simplemente

se agrega en el extremo delantero del tramo que se está realizando, abriendo una zanja inicial somera que sirva como canal distribuidor y regulador del consumo de lodo; este detalle constructivo asegura que el lodo se consuma gradualmente y con ello se controla su calidad.

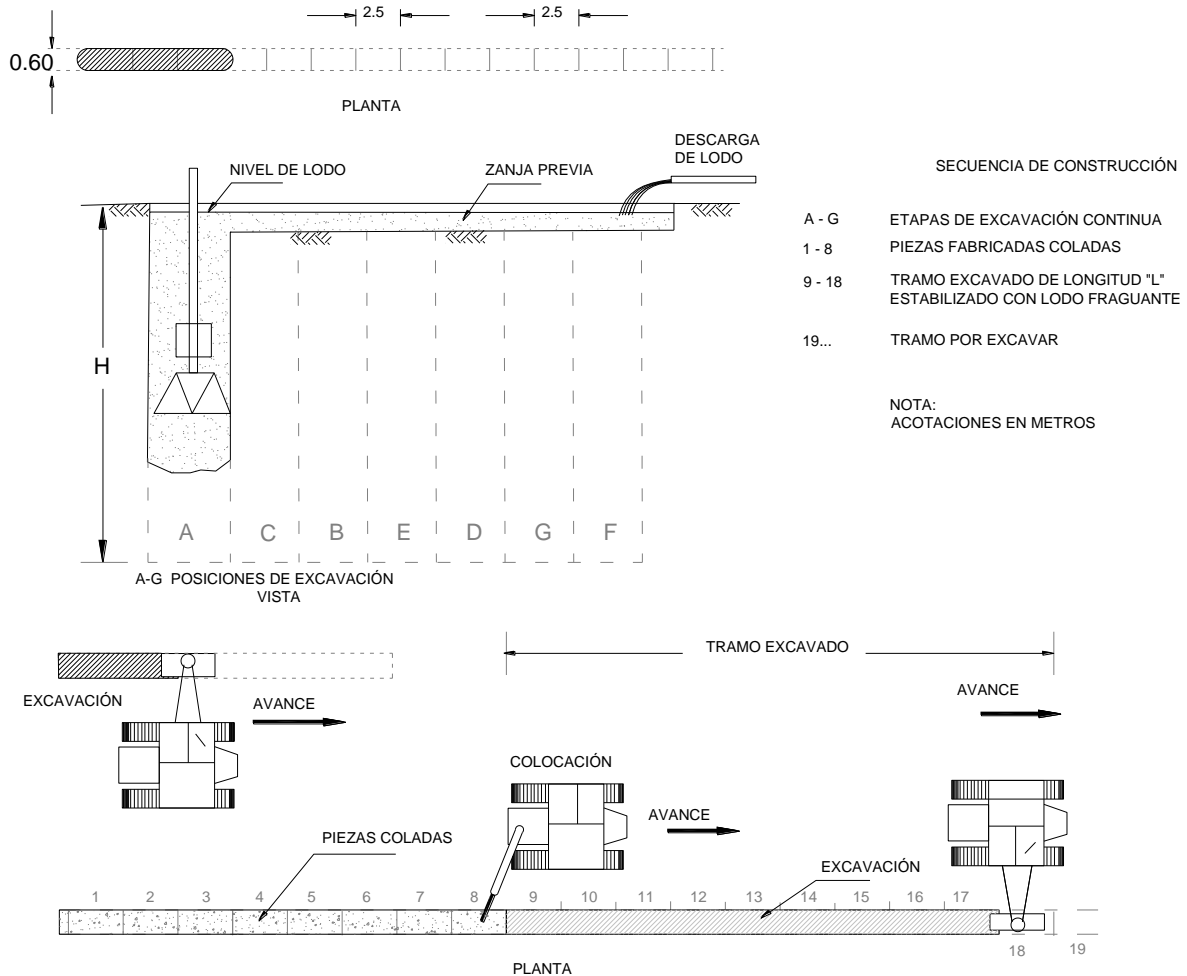


Fig. V.5, Muro prefabricado con avance continuo

Descripción de estos muros. Las piezas de concreto prefabricado son usualmente de 2.5 m de largo, de longitud igual a la profundidad del muro y de ancho usual de 40 a 60 cm. Se ensamblan mediante una ingeniosa junta *Soletanche* que tiene una punta guía de acero que se ensarta desde la superficie y jala a la banda de sello de neopreno provista de dos huecos laterales que se inyectan con mortero y sellan herméticamente la unión, Fig. V.6. El ensamble se realiza dentro de una excavación estabilizada con lodo fraguante con aditivo retardador de su endurecimiento.

Secuencia constructiva. La capacidad estabilizadora de los lodos fraguantes está basada en su mayor densidad, que permite excavaciones seguras de longitud grande, haciendo factible separar el proceso de excavación de la zanja y el de colocación de las piezas prefabricadas; ésta es la

esencia de la técnica Soletanche, que conlleva a un procedimiento más ordenado y eficiente. Conviene también mencionar que el manejo del lodo es notablemente más simple y que su desperdicio es mínimo, porque el lodo desplazado por cada pieza de concreto se aprovecha en la continuación de la excavación.

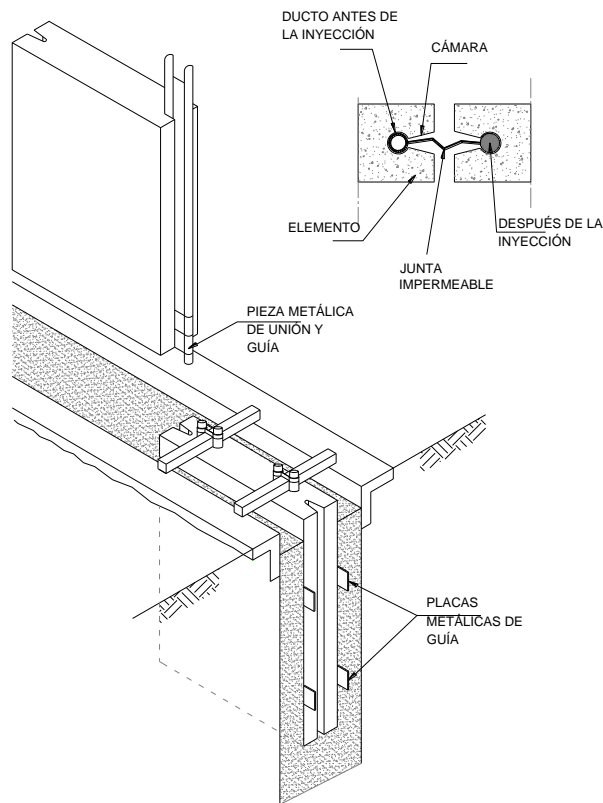


Fig. V.6, Junta Soletanche (Soletanche, 1983)

## V.2 ESTABILIDAD GENERAL Y LOCAL DE LA ZANJA

### V.2.1 GENERALIDADES

Mecanismo estabilizador. Los lodos bentoníticos introducidos durante la excavación de la zanja forman en sus paredes una costra o “cake” como consecuencia de la pérdida local de agua que sufren, se forma así una especie de membrana de muy baja permeabilidad que permite el desarrollo y aplicación de la presión del fluido estabilizador a las paredes de la excavación. En las arcillas de la ciudad de México cuando se excava la zanja sólo con agua, las maniobras de operación de las almejas forman de manera espontánea un lodo arcilloso que también es capaz de formar costra como en los bentoníticos. Es evidente que en las arenas permeables se requiere un lodo viscoso y que sólo con bentonita e incluso aditivos se puede lograr la costra; en cambio, en las arcillas y en arenas con porcentajes significativos de arcillas, un lodo de baja viscosidad es suficiente, ya que en las paredes de la excavación necesariamente queda untada una capa de arcilla

remoldeada por la almeja de excavación, la cual funciona como una excelente costra estabilizadora, que además es complementada en los eventuales estratos arenosos con los coloides del lodo arcilloso.

El lodo genera una presión hidrostática que se opone a la generación de la superficie de falla que corresponde al estado activo de empuje de la masa de suelo, que en su forma más general se expresa por la siguiente ecuación básica:

$$E_a = \frac{1}{2} K_a (\gamma_s - \gamma_f) h^2 - 2ch\sqrt{K_a} \quad (\text{ec. V.1})$$

Donde

- $E_a$  empuje activo
- $\gamma_s$  peso volumétrico del suelo
- $\gamma_f$  peso volumétrico del fluido estabilizador
- $K_a$  coeficiente de empuje de tierras activo
- $H$  altura de acción del fluido
- $c$  parámetro de cohesión
- $f$  ángulo de fricción interna del suelo

Cuando  $E_a = 0$ :

$$H_{cr} = \frac{4c}{\gamma_s - \gamma_f} \frac{1}{\sqrt{K_a}} = \frac{4c}{\gamma_s - \gamma_f} \tan\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right) \quad (\text{ec. V.2})$$

$H_{cr}$  es la profundidad máxima para la cual el corte es estable con factor de seguridad de 1.

La expresión anterior es válida para suelos cohesivos-friccionantes.

Cuando  $\phi=0$ , para suelos cohesivos resulta:

$$H_{cr} = \frac{4c}{\gamma_s - \gamma_f} \quad (\text{ec. V.3})$$

Cuando tienen una sobrecarga  $q_s$  en la superficie:

$$H_{cr} = \frac{4c - 2q_s}{\gamma_s - \gamma_f} \quad (\text{ec. V.4})$$

Éstas son las alturas críticas para las cuales el empuje activo es nulo, gracias a la cohesión de las arcillas del lugar.

.2 MECANISMO DE FALLA EN ARCILLAS

Mecanismo de falla general. El colapso de una excavación en zanja para un muro milán, implica el desarrollo de una superficie de falla que define un prisma inestable, que incluye una cierta masa del suelo y que puede hasta involucrar a la máquina excavadora. Así, cuando la excavación ha alcanzado una cierta profundidad, la superficie de falla llega hasta el fondo de la excavación como se presenta en la Fig. V.7, la cual corresponde al caso de un suelo cohesivo.

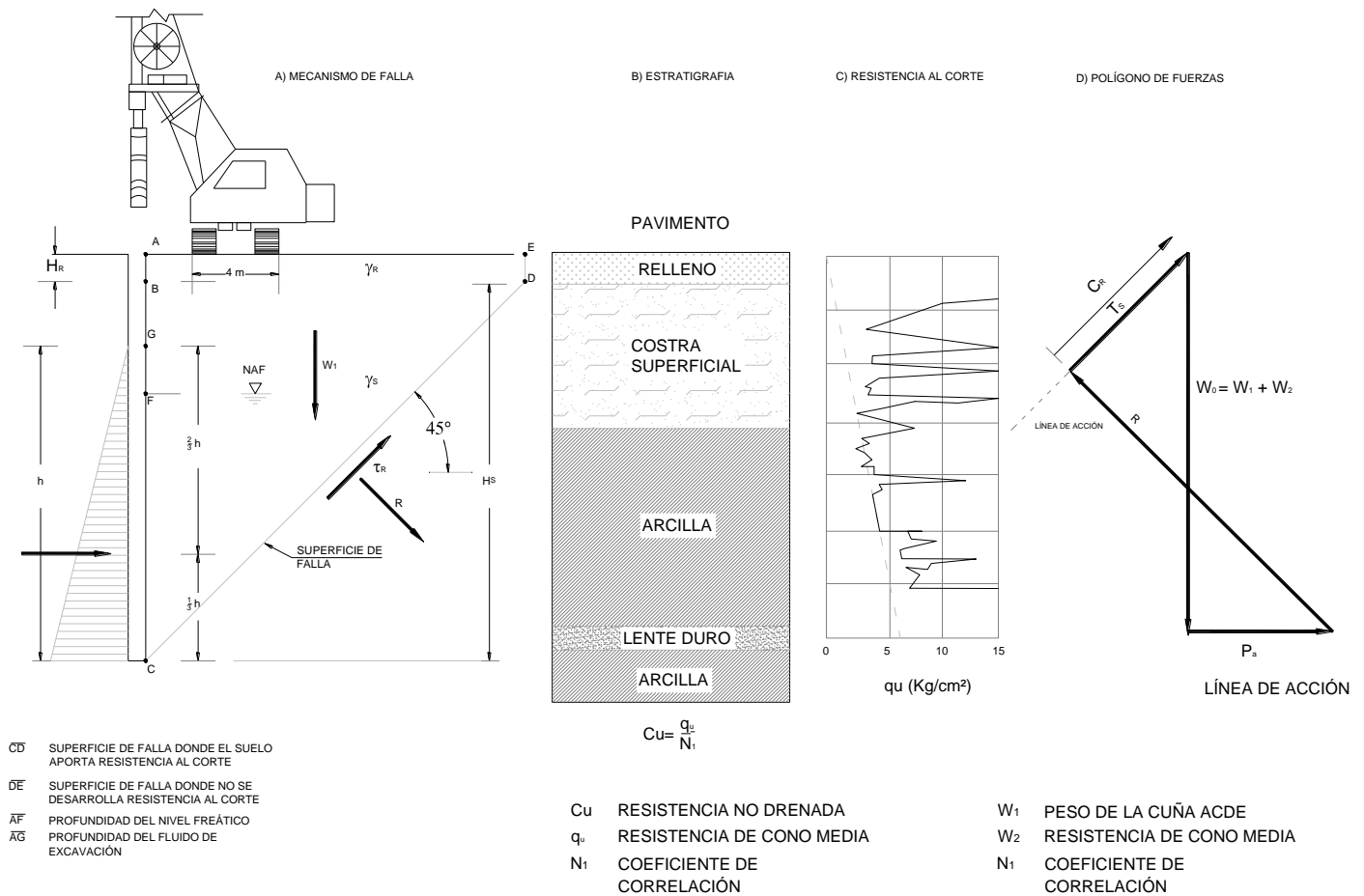


Fig. V.7, Estabilidad de la zanja

Análisis con el criterio convencional. Consiste en analizar el equilibrio del prisma de ancho unitario que potencialmente puede deslizar, Fig. V.7; en el caso de un suelo cohesivo se define con una superficie de falla a  $45^\circ$ . En cuanto al fluido estabilizador, los valores que definen la magnitud del empuje hidrostático resistente que se puede desarrollar son: el tirante libre sin lodo que se maneje y el peso volumétrico del lodo. En estas condiciones geométricas y de resistencia el factor de seguridad se evalúa por la relación de la cohesión total que se puede desarrollar en la superficie de falla para mantener el prisma en equilibrio y la componente del peso en esa dirección:

Peso del relleno:

$$W_r = H_r H_s \gamma_r$$

Peso de la cuña de suelo:

$$W_s = \frac{1}{2} \gamma_s H_s^2$$

Presión del fluido:

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma_f h^2$$

Fuerza resistente:

$$CR = c_u H_s \sqrt{2}$$

Fuerza resistente movilizada:

$$T_a = \frac{c_u}{FS} H_s \sqrt{2}$$

Donde

- $H_r$  espesor de rellenos
- $H_s$  espesor de suelos
- $\gamma_r$  peso volumétrico del relleno
- $c_u$  cohesión en condición no drenada
- FS factor de seguridad

En su forma más general el factor de seguridad se expresa por:

$$FS = \frac{2c_u H_s}{W_r + W_s - P_a} \quad (\text{ec. V.5})$$

$$FS = \frac{4c_u H_s}{2\gamma_r H_s H_r + \gamma_s H_s^2 - \gamma_f h^2} \quad (\text{ec. V.6})$$

Cuando  $h = H_s$ :

$$FS = \frac{4c_u}{2H_r \gamma_r + H_s \gamma_s - \gamma_f} \quad (\text{ec. V.7})$$

Cuando  $H_r = 0$ :

$$FS = \frac{4c_u}{H_s \gamma_s - \gamma_f} \quad (\text{ec. V.8})$$



Análisis con el criterio Noruego. El Prof. Aas (1976) del Instituto Geotécnico Noruego analizó el equilibrio de dos prismas de ancho igual a la longitud de la zanja abierta, Fig. V.8, estos prismas completos sufren deslizamientos horizontales y verticales; el desarrollo teórico considera que la resistencia en los planos inclinados a  $45^\circ$  corresponde a la determinada con pruebas de compresión triaxial y en los planos verticales a la medida con la veleta y conduce a la siguiente expresión del factor de seguridad.

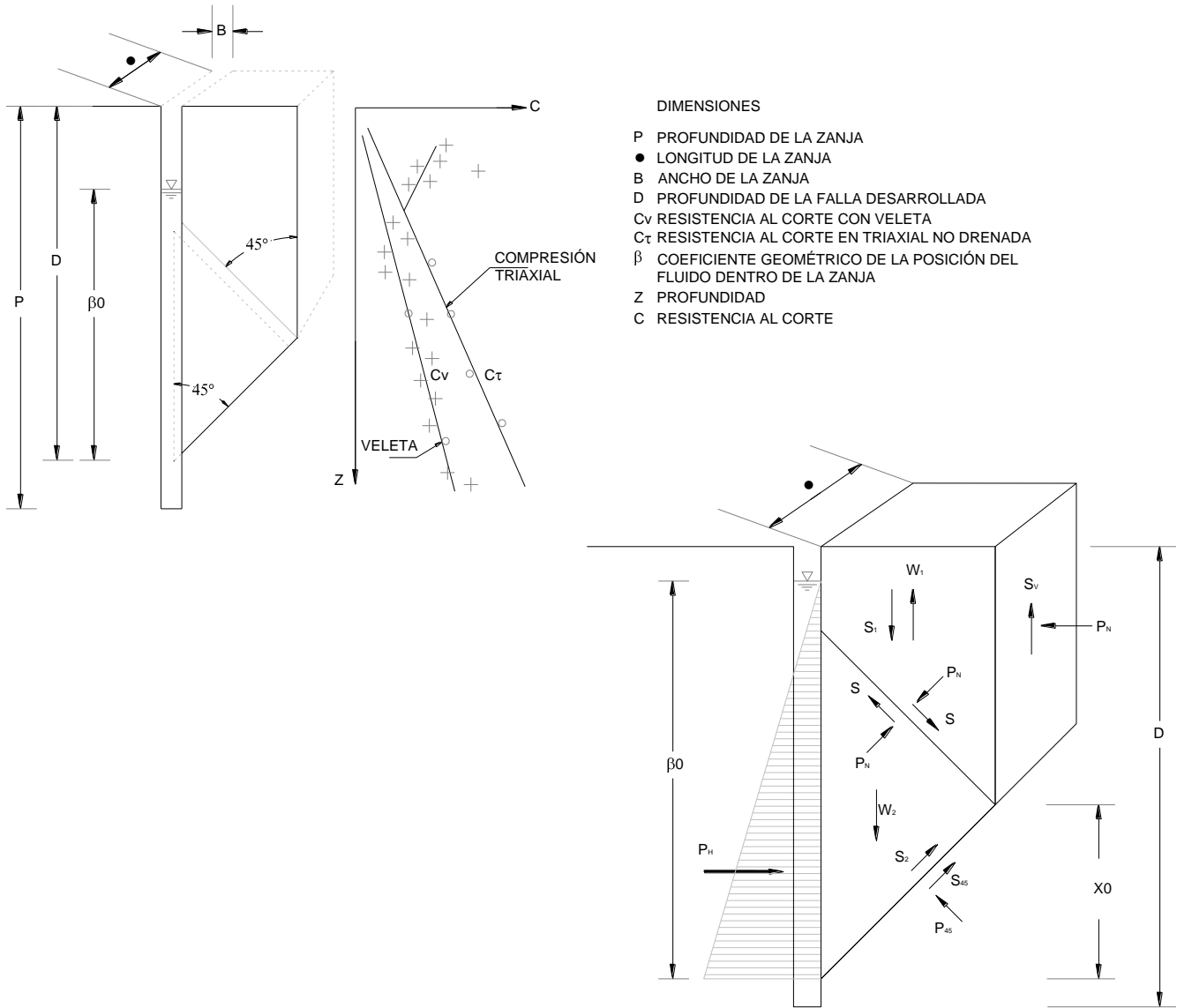


Fig. V.8, Condiciones de falla (Aas, 1976)

De la Fig. V.8. se puede establecer:

$$W_1 - S_1 - \frac{S}{\sqrt{2}} - \frac{S_{45}}{\sqrt{2}} - \frac{S_2}{\sqrt{2}} + \frac{W_2}{\sqrt{2}} - \frac{P_s}{\sqrt{2}} - S_v = 0 \quad (\text{ec. V.9})$$

$$FS = \frac{c_v}{D \left( \gamma_s - \beta^2 \gamma_f \right)} \left( 2 \frac{c_T}{c_v} + 0.94 \frac{D}{L} \right) \quad (\text{ec. V.10})$$

Donde

- $c_v$  resistencia al corte con veleta
- $\gamma_s$  peso volumétrico del suelo
- $c_T$  resistencia al corte con triaxial no drenada
- $D$  profundidad de la falla
- $L$  longitud de la zanja
- $b$  coeficiente geométrico de la posición del nivel del fluido dentro de la zanja
- $FS$  factor de seguridad para el caso más general ( $D/L < 7.5$ ), en el que el plano inclinado de falla llega hasta la superficie, Fig. V.8

Investigación experimental. Los resultados de los interesantes experimentos realizados por el Prof. Aas en tres sitios en las arcillas blandas de Oslo se resumen en la Tabla 3.1. Es interesante confirmar que demuestran que las zanjas abiertas fueron estables aún utilizando agua simple y que para hacerlas fallar se requirieron abatimientos del agua de 4.6 a 8.3 m.

Tabla 3.1 Ensayes de fallas de zanjas experimentales, combinando el peso volumétrico de los fluidos estabilizadores y abatiendo sus niveles (Aas, 1976)

Lugar y propiedades del suelo	Dimensiones de la zanja	Condiciones después de excavada	Cambio de fluidos y abatimiento de niveles	Condiciones de falla
<b>VATERLAND</b> Triaxial $c_r = 2.4$ y Veleta $c_v = 2.0$ $\gamma = 1.77$	1 $Prof. = 20$ m $L = 1.8$ m $A = 1.0$ m	5 días con lodo de $\gamma_f = 1.17$	Se substituyó el lodo, llenando la zanja con agua, definiéndose un $FS_m = 1.92$ a 13 m de profundidad; después se abatió en 20 hrs el nivel del agua hasta 8.3 m.	$T_f = 10$ hrs. Prof. del agua = 8.3 m $FS_m = 0.9$ a 9 m de prof. $\Delta_{máx} = 0.8$ cm a 6 m de prof.
	2 $Prof. = 20$ m $L = 5$ m $A = 1$ m	7 días con lodo de $\gamma_f = 1.17$	Se substituyó el lodo, llenando la zanja con agua y manteniéndola llena durante 3 días ( $FS_m = 1.08$ ); y se produjeron deslizamientos parciales ( $FS_m = 0.9$ a 9 m de prof); se regresó al agua y se abatió progresivamente hasta 4.6m.	$T_f = 2$ hrs Prof. del agua = 4.6 m $FS_m = 0.6$ a 9 m de prof $\Delta_{máx} = 2.5$ cm a 12 m de prof.
<b>ELLINGSRUD</b> Triaxial $c_r = 2.7$ y Veleta $c_v = 0.9$ $\gamma = 1.75$	3 $Prof. = 20$ m $D = 1$ m	Al inicio con lodo de $\gamma_f = 1.60$	Se cambió la densidad hasta llegar al agua en 27 días; se mantuvo así 8 días ( $FS_m = 1.65$ ) y después se abatió rápidamente.	$T_f = 10$ hrs Prof. del agua = 7.3 m $FS_m = 0.8$ de 9 a 12 m de prof $\Delta_{máx} = 15$ cm a 7 m de prof.
<b>STUDENTERLUNDEN</b> (Zanjas paralelas) $c_r = 5.6$ y Veleta $c_v = 3.0$ $\gamma = 1.85$	4 $Prof. = 28$ m $L = 5$ m $A = 1$ m	13 días con lodo de $\gamma_f = 1.24$	Se cambió a lodo de $\gamma_f = 1.10$ y se mantuvo 7 días; después se cambió al agua y se mantuvo 17 días ( $FS_m = 1.38$ ).	No se llegó a la falla $\Delta_{máx} = 3$ cm a 23 m de prof. a 31 días de iniciada la prueba
	5 $Prof. = 20$ m $L = 11$ m $A = 1$ m	3 días con lodo de $\gamma_f = 1.19$	Se cambió a lodo de $\gamma_f = 1.07$ y se mantuvo durante 4 días; después se substituyó por agua durante 3 días con $FS_m = 1.0$ a 20 m de prof.	La falla se provocó por error al abatir el nivel de lodo a 1.7 m en la zanja paralela (No.4) quedando $FS_m = 0.95$ $\Delta_{máx} = 2$ cm a 17 m de prof.

*Prof.* profundidad  
*L, A y D* largo, ancho y diámetro, respectivamente

- $\gamma$  y  $\gamma_f$  pesos volumétricos del suelo y fluido respectivamente, en t/m<sup>3</sup>
- $c_v$  y  $c_r$  resistencia del suelo medida con veleta y en prueba triaxial, en t/m<sup>2</sup>
- $T_f$  tiempo de falla
- $FS_m$  factor de seguridad mínimo
- $D_{máx}$  deformación horizontal máxima en cm

Aclaración: La falla en el caso No. 5 se provocó por la interacción de las dos zanjas.

### V.2.3 ADAPTACIÓN DEL CRITERIO NORUEGO

Características de las arcillas de Oslo. Para aprovechar las experiencias noruegas conviene establecer una comparación cualitativa de esas peculiares arcillas con las de México; de la información contenida en las Figs. V.9 y V.10, (Santoyo, Rubio et al, 1987), se puede decir que:

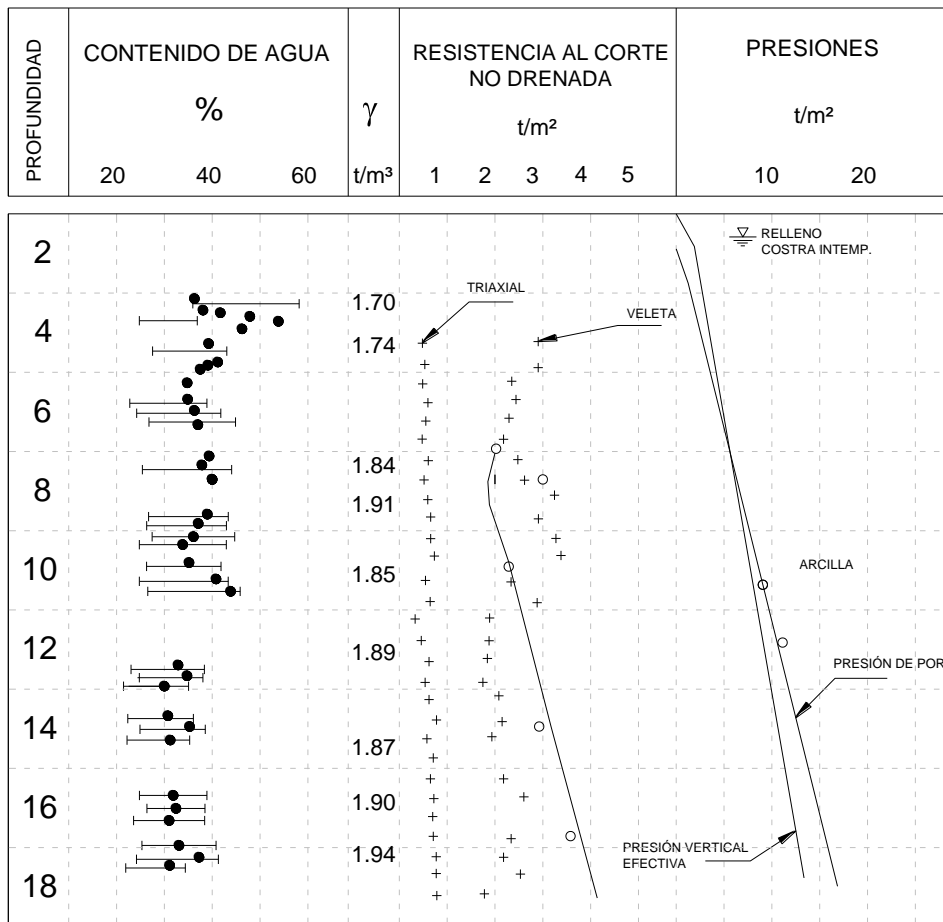


Fig. V.9, Condiciones del suelo en el sitio de Vaterland,(Aas, 1976)

Las arcillas de Oslo son tan blandas como las de la ciudad de México, pero tienen menor plasticidad y mayor peso volumétrico.

Subrayando que el peso volumétrico de las de Oslo es del orden de 1.4 veces más grande, y su resistencia similar, se puede aceptar que las de México deberán ser potencialmente más estables en condiciones similares.

A lo anterior se debe agregar que las arcillas noruegas son muy sensitivas; esto es, fácilmente pierden su resistencia aun con deformaciones pequeñas.

Comprando los tiempos de falla, que en las arcillas sensitivas de Oslo variaron entre 2 y 10 horas, se puede predecir que en las de México ocurrirían en tiempos mayores.

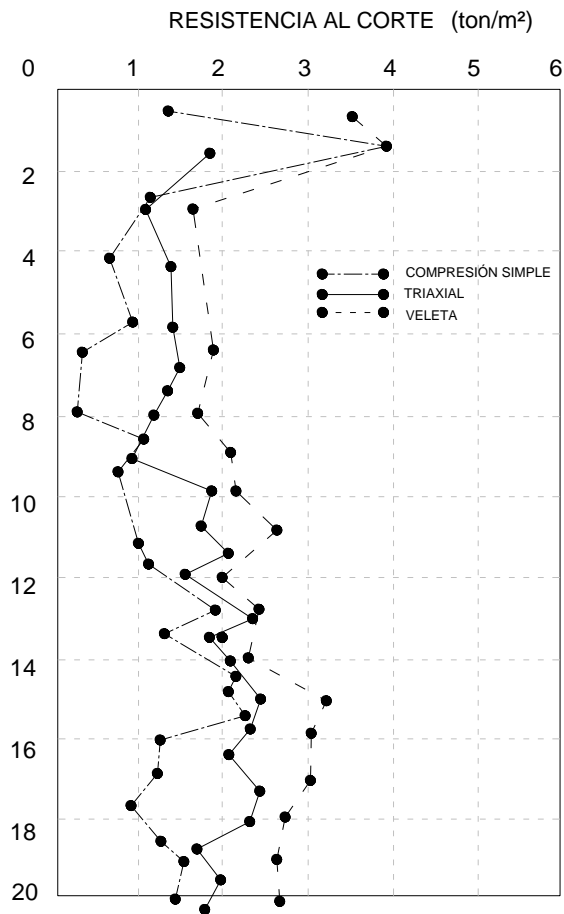


Fig. V.10, Variación de la Resistencia al corte con la profundidad en el Lago de Texcoco, (Santoyo, 1969)

Factores de seguridad. La expresión (3.2) se puede modificar para las características del subsuelo de la ciudad de México, aceptando como significativa la resistencia de la prueba triaxial  $c_T$  y que la relación  $c_T/c_V$  para tomar en cuenta la anisotropía, es igual a la unidad, ya que en el caso de las arcillas de México la resistencia con veleta resulta mayor que la triaxial (Santoyo, 1969); con estas condiciones, el factor de seguridad se puede expresar como:

$$FS = \frac{c_v}{D \left( \gamma - \beta^2 \gamma_f \right)} \left( 2 \frac{c_T}{c_v} + 0.94 \frac{D}{L} \right) \quad (\text{ec. V.11})$$

Donde

$$c = c_V = c_T$$

La influencia del peso del equipo de construcción en el factor de seguridad, se puede tomar en cuenta mediante la expresión:

$$FS = \frac{c_v}{D \left( \gamma - \beta^2 \gamma_f + \frac{4W_m}{D^2 L} \right)} \left( 2 + 0.94 \frac{D}{L} \right) \quad (\text{ec. V.12})$$

$W_m$  representa el peso total o parcial de la maquinaria que opera dentro del área de la traza superior del prisma de falla, en toneladas.

Efecto tridimensional. Es importante destacar que el procedimiento convencional es una solución plana, mientras que el criterio Noruego modificado toma en cuenta la resistencia que se genera en las caras laterales del prisma, cuya contribución a la estabilidad depende del ancho del prisma, como se observa al comparar las expresiones (3.8) y (3.12) del factor de seguridad.

Valores usuales del factor de seguridad. Al juzgar la estabilidad de una excavación temporal, como es el caso de zanjas para muros milán usualmente se considera conservador un factor de seguridad de 1.5 y como valor límite inferior se llega a admitir 1.3. Este criterio fue el propuesto en COVITUR para el control de la construcción de muros milán experimentales, empleando lodos arcillosos como fluidos estabilizadores de las zanjas, y también puede aplicar al caso de las zanjas de longitud grande como las tipo Soletanche, porque las expresiones (3.11 y 3.12) se basan en el análisis de la falla tridimensional. Es importante señalar que estos valores todavía podrían reducirse, apoyándose en una investigación experimental que consista en hacer tramos instrumentados en la ciudad de México que llevados a la falla proporcionen la información básica que lo justifique.

Estabilidad con lodos convencionales. Se identifica aquí como lodos convencionales a los elaborados con bentonita en planta, así como a los lodos arcillosos que espontáneamente se forman agregando agua a la zanja durante el proceso de excavación; su equivalencia se debe a que ambos llegan a pesos volumétrico medios de 1.07 t/m<sup>3</sup> con mínimos de 1.04 t/m<sup>3</sup> y que por tanto proporcionan el mismo factor de seguridad durante la excavación de la zanja. En cuanto a la variación del factor de seguridad con respecto a la longitud de la zanja, se muestra en la Fig. V.11a la interpretación gráfica de la expresión (3.11), para una zanja de 12 m de profundidad, con el lodo a 50 cm de la superficie, en suelos cuya resistencia varía de 1.25 a 3.0 t/m<sup>2</sup>.

Estabilidad con lodos fraguantes. La estabilidad de la zanja con estos lodos es notablemente superior a la que se alcanza con los convencionales, porque teniendo una densidad de 1.2 t/m<sup>3</sup> incrementan el factor de seguridad de la excavación. Para aclarar este efecto se presenta en la Fig. V.11b, la zanja de 12 m de profundidad, descrita anteriormente, pero ahora estabilizada con lodo fraguante

Comparación de resultados. La interpretación de las gráficas de las Figs. V.11a y V.11b hace evidente la superioridad del lodo fraguante como agente estabilizador de las zanjas. Así por ejemplo, una zanja excavada en suelo muy blando, de resistencia de 1.5 t/m<sup>2</sup> estabilizada con lodo convencional de 1.04 t/m<sup>3</sup> de peso volumétrico sólo podrá alcanzar una longitud de excavación de 6.1 m para un factor de seguridad de 1.3; en cambio con lodo fraguante se puede llegar hasta una longitud de 36 m para el mismo factor de seguridad, como se ilustra en la Fig. V.12. Esta importante diferencia es fundamental para el procedimiento constructivo de avance continuo, porque permite separar las acciones de excavación y de colocación de piezas prefabricadas.

#### V.2.4 MECANISMO DE FALLA EN ARENAS

Zanjas en arenas secas. Este caso lo resolvió Xanthakos (1994) aprovechando otras soluciones de la literatura técnica, a partir de la Fig. V.13 para la superficie de falla con inclinación  $\theta$  se pueden deducir las siguientes relaciones:

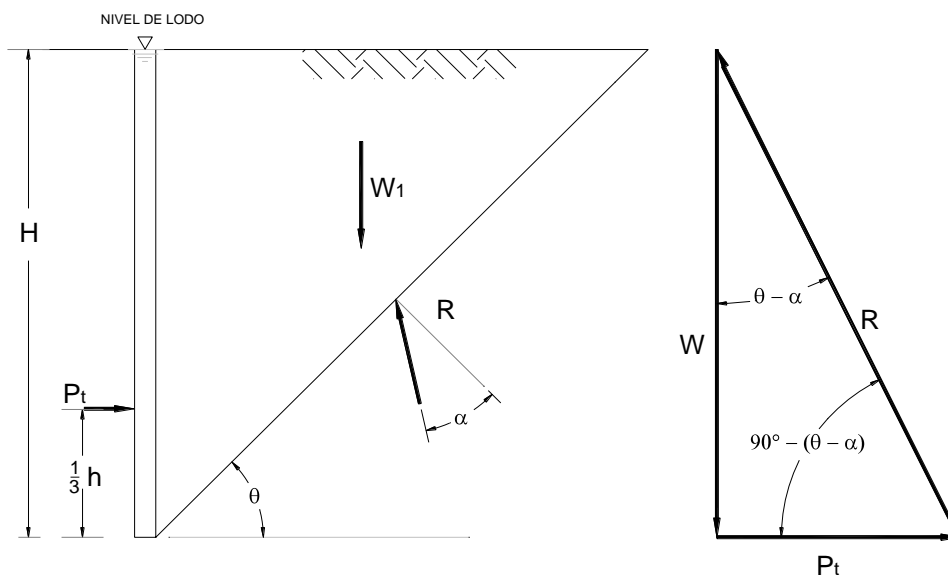


Fig. V.13, Zanja en arena estabilizada con lodo

$$W = \frac{1}{2} \gamma_s H^2 \cot \theta$$

$$P_f = \frac{1}{2} \gamma_f H^2$$

$$\tan(\theta - \alpha) = \frac{\tan \theta - \tan \alpha}{1 + \tan \theta \tan \alpha} = \frac{\gamma_f}{\gamma_s \cot \theta} \quad (\text{ec. V.13})$$

$$\tan \alpha = \frac{\gamma_s - \gamma_f}{\gamma_f \tan \theta \tan \alpha}$$

En el límite  $\theta = 45^\circ + \phi/2$ , entonces:

$$\frac{1}{2}\gamma_f H^2 = \frac{1}{2}\gamma_s H^2$$

Donde

$$K_a = \tan^2\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right) \quad (\text{ec. V.14})$$

$$\tan \alpha = \frac{\gamma_s - \gamma_f}{2\sqrt{\gamma_s \gamma_f}} \quad (\text{ec. V.15})$$

$$FS = \frac{2\sqrt{\gamma_s \gamma_f} \tan \alpha}{\gamma_s - \gamma_f} \quad (\text{ec. V.16})$$

El factor de seguridad en arenas secas resulta independiente de la profundidad de la zanja y sólo influyen los pesos volumétricos y la resistencia de las arenas.

Zanjas en arenas saturadas. La solución para este caso fue también obtenida por Xanthakos y describe que cuando el nivel freático está cercano a la superficie es difícil lograr la estabilidad. Por ello se recomienda adoptar alguna de las siguientes opciones: (a) abatir el nivel freático, (b) levantar el nivel del fluido con ayuda de los brocales, (c) usar lodos pesados, y (d) reducir la longitud de los paneles para incrementar el efecto tridimensional. Las expresiones que obtiene corresponden a la condición de esfuerzos efectivos de la masa de suelo, a partir de la condición de equilibrio siguiente:

$$\frac{1}{2}\gamma_f H^2 = \frac{1}{2}\gamma'_s H^2 + \frac{1}{2}\gamma_w H^2 \quad (\text{ec. V.17})$$

$$K_a = \tan^2\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right) = \frac{\gamma_f - \gamma_w}{\gamma'_s}$$

Donde

$\gamma'_s$  peso volumétrico efectivo del suelo

$\gamma_w$  peso volumétrico del agua

Definiendo  $\gamma_f - \gamma_w = \gamma'_f$  se puede obtener:

$$FS = \frac{2\sqrt{\gamma'_s \gamma'_f} \tan \alpha}{\gamma'_s - \gamma'_f} \quad (\text{ec. V.18})$$



Además de la expresión V.17

$$\gamma_f = K_a \gamma'_s + \gamma_w \quad (\text{ec. V.19})$$

Para las arenas saturadas el factor de seguridad también resulta sólo dependiente de las propiedades del suelo y del peso volumétrico del lodo e independiente de la profundidad. La expresión 3.19 define el valor mínimo que se le puede dar al lodo estabilizador, emplear valores menores implica que se está corriendo el riesgo de fallas en la zanja.

Penetración de los lodos. La formación del *cake*, la permeabilidad de las arenas, el peso volumétrico del lodo y la presión de la columna de lodo determinan la longitud de penetración del fluido; en general es una variable que poco se le considera, pero fácilmente llega a ser hasta de 2 m horizontales. El volumen de lodo que se consume se puede estimar con la relación de vacíos.

## V.2.5 ESTABILIDAD LOCAL Y FRACTURAMIENTO HIDRÁULICO

Condiciones de inestabilidad local. La estabilidad de una excavación para muro milán debe analizarse para la condición de falla general acorde con la resistencia del suelo y la profundidad de la excavación, como se describió antes. Después debe revisarse: (a) el riesgo de que ocurran fallas locales del brocal de la excavación, relacionada con el flujo inducido de lodo, así como fugas de tuberías y de rellenos sueltos, y finalmente (b) el desarrollo del fenómeno de fracturamiento hidráulico, generado por el exceso de presión hidrostática del lodo y del concreto fresco. A continuación se describen los mecanismos de falla local que se pueden desarrollar.

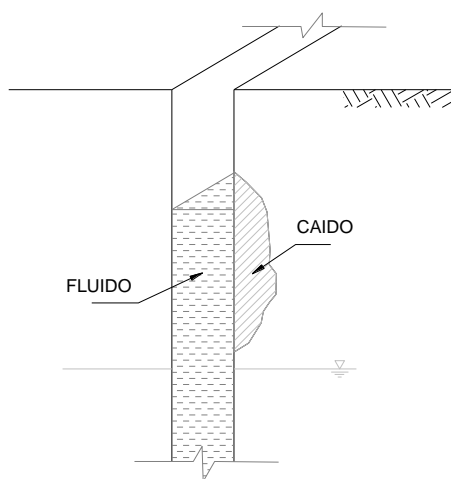


Fig. V.14, Falla local por humedecimiento

Humedecimiento y reblandecimiento. Los materiales areno-limoso ubicados arriba del nivel freático están siempre expuestos a perder su resistencia al corte a consecuencia del humedecimiento, Fig. V.14. Este problema se puede evitar si el nivel del fluido que llena la excavación (agua o lodo), se iguala con el nivel freático. Un cuidado adicional que debe tenerse al introducir el fluido hasta el nivel de operación es evitar la erosión que se induce cuando se arroja desde el brocal. Puede intentarse estabilizar la zanja con agua, pero si no puede controlarse la excavación, se deberá cambiar a lodo bentonítico.

Flujo en suelos granulares. Este mecanismo se ilustra en la Fig. V.15, esencialmente consiste en que durante la excavación el agua o lodo se introduce en un estrato permeable somero, que puede estar arriba o por debajo del nivel freático. El volumen de fluido puede ser de varios metros cúbicos (Rubio, 1986), transformando al estrato en un verdadero acuífero que abate el nivel del fluido dentro de la zanja; cuando el flujo en el estrato se invierte sale el agua y genera la falla del prisma potencialmente inestable.

La solución para este problema se basa en evitar que los estratos granulares se transformen en acuíferos manteniendo el nivel de lodo a la misma profundidad del freático.

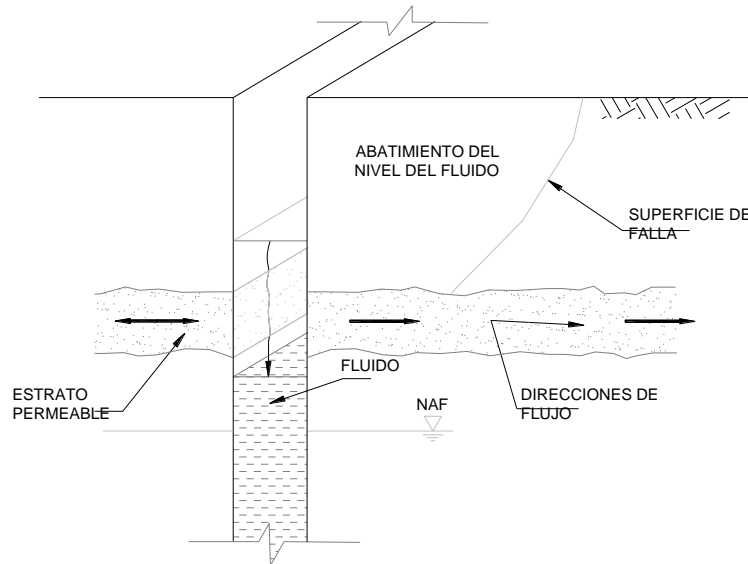


Fig. V.15, Falla local por filtración en suelos granulares

Falla por filtraciones. La presencia de tuberías con agua induce condiciones de flujo que favorece las fallas locales; el sellado de esas tuberías no siempre elimina el problema, porque casi siempre tienen drenes inferiores que conducen agua, Fig. V.16. Este problema debe resolverse con bombes locales y drenes horizontales que alivien la presión de las filtraciones.

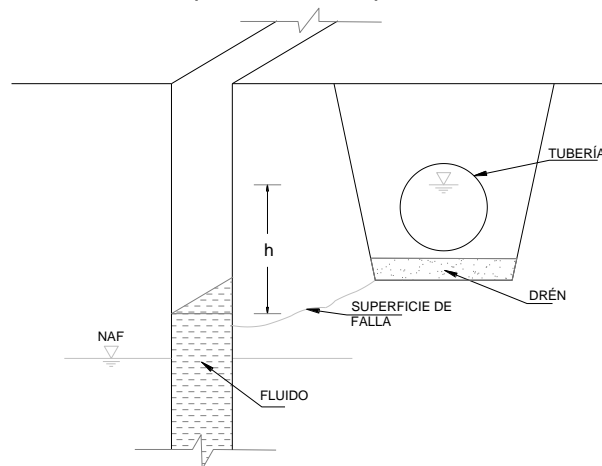


Fig. V.16, Falla por filtración

Zonas inestables. La presencia de materiales granulares carentes de cohesión o de rellenos sueltos que no pueden mantenerse estables en cortes verticales necesariamente se desarrollará una superficie de falla, Fig. V.17.

Criterio de análisis. Las fallas locales descritas deben analizarse como sencillos mecanismos de prismas que pueden ser inestables. Esta acción deberá ser parte del proyecto; sin embargo, es evidente que deberá complementarse y corregirse durante la construcción; incluso podrá justificarse la realización de algunos sondeos someros con el cono eléctrico.

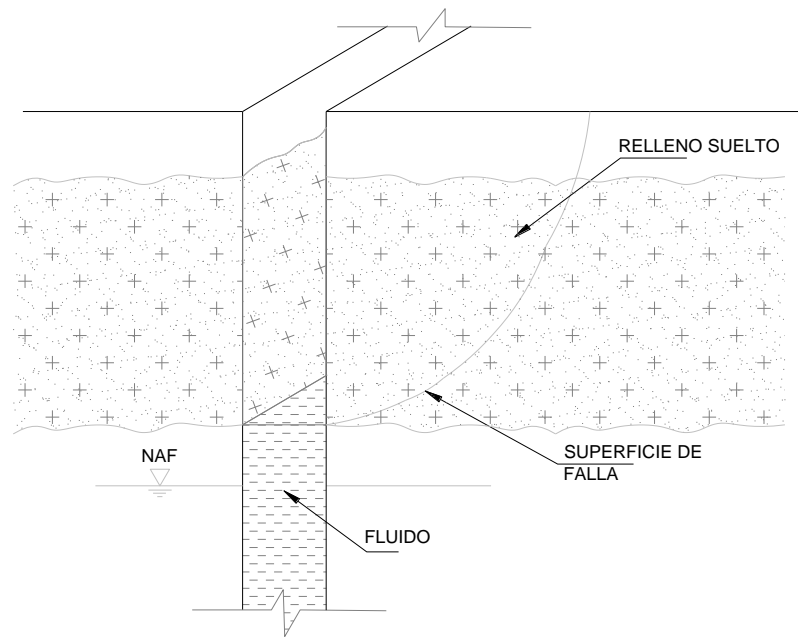


Fig. V.17, Falla local por rellenos sueltos

Técnicas de estabilización. Cada tipo de falla local requiere de alguna de las soluciones antes descritas, la estabilización tiene mucho de ingenio para dominar las técnicas más adecuadas y seguramente que el mortero de cemento reforzado con malla, las anclas cortas y los drenes horizontales, serán las mejores alternativas de solución.

Fracturamiento hidráulico. Este fenómeno se puede describir como la activación de las fisuras preexistentes en las arcillas, provocada por el exceso de presión hidrostática que se desarrolla cuando el nivel del lodo queda por arriba de las aguas freáticas; este fenómeno se manifiesta por un descenso brusco del nivel de lodo que a su vez provoca la disminución del factor de seguridad y la eventual falla de la excavación.

Conviene agregar que este fenómeno de Fracturamiento ocurre con más frecuencia cuando se introduce el concreto, ya que se trata de un fluido con peso volumétrico de  $2.4 \text{ t/m}^3$ , por lo que es más capaz para activar las fisuras naturales del suelo; así el concreto expande la excavación y penetra horizontalmente y sobre todo en forma de una cuña vertical, Fig. V.18. Cuando esto sucede, se incrementa el volumen de concreto y se deforma la parte inferior del muro, esta deformación no siempre puede observarse, porque frecuentemente queda por debajo del nivel de excavación del muro. Este problema, junto con el de los caídos locales hace necesarios controlar el volumen de concreto que se introduce a los muros.

Solución simple. Este mismo problema se presenta en la ejecución de sondeos y se le ha dado la solución trivial de mantener el nivel del lodo muy próximo al nivel freático (Tamez et al, 1985), solución que podrá adoptarse en las excavaciones para muro milán, cuidando de mantener un factor de seguridad mínimo de 1.3.

Solución confiable. Se propone adoptar una solución que consiste en agregar a la armadura de refuerzo una malla de alambre (de  $\frac{3}{4}$ " de abertura) que forme un cajón y retenga al concreto fresco. Esta malla funcionará como un refuerzo a la tensión que evita la apertura de las fisuras.

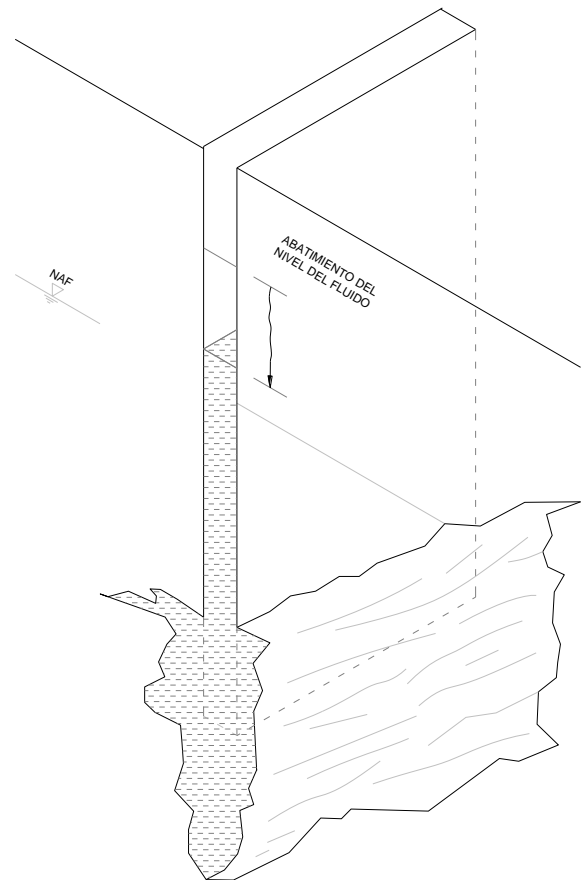


Fig. V.18, Fracturamiento hidráulico

### V.3 CARACTERÍSTICAS DE LOS LODOS ESTABILIZADORES

#### V.3.1 DEFINICIONES

Lodos estabilizantes. Son suspensiones coloidales de arcilla en agua que tienen un comportamiento de fluido tixotrópico que implica que se asemejen a los líquidos cuando están en movimiento y que adquieren cierta resistencia al corte en condición estática comportándose como geles.

Los lodos sirven para sostener las paredes de perforaciones o excavaciones y tienen, como se mencionó antes, la propiedad de formar una delgada costra en contacto con el suelo denominada con el anglicismo *cake*, cuya doble función es evitar que el lodo penetre en el suelo y además que forme una membrana de baja permeabilidad. Su propiedad tixotrópica es la más importante para desarrollar la presión hidrostática que ejerce sobre las paredes de la excavación, por lo tanto, el peso volumétrico es la propiedad complementaria en la que se deberá tener mayor control, porque es la que define la magnitud de la presión horizontal que se podrá ejercer a la pared de la zanja y gracias a la costra de baja permeabilidad o *cake*, Fig. V.19. Los objetivos que se persiguen con el uso de los lodos estabilizantes son los siguientes: (a) equilibrar la presión horizontal del suelo, (b) actuar como una barrera impermeable para prevenir el flujo de agua o mantener su nivel en los suelos excavados y (c) soportar al menos una parte de la carga vertical que puede ser originada por la maquinaria o por construcciones cercanas.

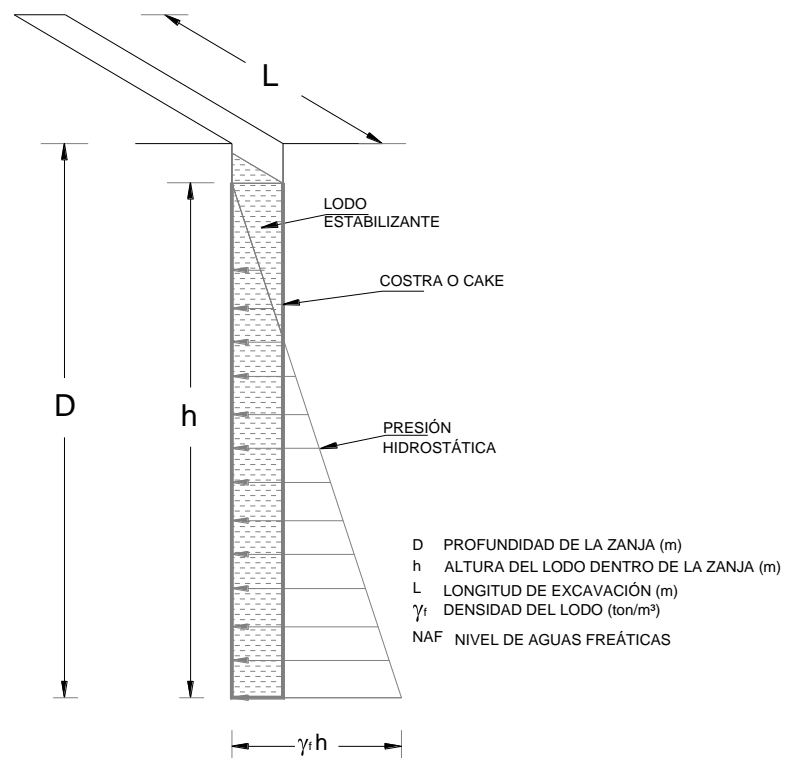


Fig. V.19, Estabilidad de una zanja con el empleo de lodos

Las características más importantes de los lodos, que influyen en su comportamiento para estabilizar excavaciones son las siguientes:

Espesor de la costra o *cake*. La cual se forma adherida a las paredes de la excavación con espesor de unos milímetros y produce, el efecto de una pantalla flexible e impermeable.

Densidad. Expresa el peso por unidad de volumen de los lodos.

Viscosidad. Esta propiedad es una medida de la resistencia interna de la mezcla, a mayor viscosidad mayor resistencia, se acostumbra definirla con el cono de Marsh como el tiempo que toma para salir un litro de lodo.

Contenido de arena. En excavaciones o perforaciones una pequeñísima cantidad de arena es deseable, en cambio una excesiva cantidad resulta inadecuada ya que forma una costra de mayor espesor lo que la hace quebradiza.

Potencial de hidrógeno (PH). Las propiedades de los lodos se ven afectadas por la naturaleza del electrolito presente en el agua, el cual influye en la dispersión coloidal al elevar o disminuir el grado de acidez o alcalinidad de las sustancias. Soluciones neutras tienen un PH igual a 7, ácidas inferior a éste y alcalinas superior.

### V.3.2 TIPOS DE LODOS

Lodo arcilloso espontáneo. Se forma con la arcilla del sitio durante la excavación de la zanja con solo agregar agua, son lodos de baja viscosidad debido a la limitada integración natural de coloides, sin embargo, son capaces de obturar y sellar los estratos de arena y vidrio volcánico que se encuentran intercalados en los suelos arcillosos del valle de México.

Estos lodos han demostrado su viabilidad práctica y económica en la construcción de muros milán del Metropolitano de la ciudad de México donde el suelo está constituido principalmente por arcillas-limosas y arenas con alto contenido de finos (Santoyo et al,1988).

Lodos bentoníticos. Se obtienen mezclando bentonita con agua y sirven como fluido estabilizador de la excavación, la concentración de bentonita varía entre 5 y 10% en peso; porcentajes más altos generan una viscosidad excesiva y la resistencia del gel dificulta su manejo. Este tipo de lodo es indispensable en suelos no cohesivos como son las arenas permeables donde se requiere la mayor viscosidad posible que únicamente se logra con el uso de bentonita. Cuando conviene incrementar su densidad suele agregarse polvo de barita.

La bentonita es una arcilla de alta plasticidad del tipo montmorilonita cuyos depósitos naturales se forman por la alteración de ceniza volcánica en condiciones húmedas o por la descomposición de rocas básicas en presencia de agua, puede ser cálcica o sódica.

Tabla 3.2, Bentonitas disponibles en México

Proveedor	Bentonita en %	Viscosidad Marsh en seg	Sedimentación en 24 Horas
Lodbent	10	35	Mínima
Ferragel	10	27	Importante en menos de una hora
Bentonita cálcica	10	29	Casi inmediata
Perfobent Arcillas Industriales de Durango	10	110	Casi nula
Bentonita sódica Minera Frío Zacatecas	10	40	Mínima
Volvent Minerales y Arcillas	10	26	Importante en menos de una hora
Bentonita M Minerales y Arcillas	10	37	Importante en 8 horas
Bentonita 50/50 Minerales y Arcillas	10	46	Importante en 8 horas
Bentonita sin aditivo Arcillas Procesadas	10	40	Importante en 8 horas

Nota: Estas mediciones fueron realizadas en 1990 por TGC Geotecnia; es muy factible que estos valores tengan cambios, algunos en mejoría y otros no.

Lodo fraguante. Sirve como fluido estabilizador de la excavación, que una vez introducidas las piezas prefabricadas, endurece para confinarlas al alcanzar una resistencia similar a la del subsuelo; se obtiene con la mezcla de bentonita, cemento y agua en proporciones adecuadas para obtener una determinada resistencia al cabo de cierto tiempo, generalmente algunas horas o días. El contenido de cemento puede variar entre 5 y 20%, utilizando comúnmente tipo CPO (Cemento Portland Ordinario); además se le adicionan aditivos para incrementar su viscosidad y en ciertos casos agentes retardadores del fraguado. Estos lodos tienen una densidad mayor que los arcillosos o bentoníticos y se usan cuando se desea incrementar la longitud de las zanjas facilitando el procedimiento de construcción continua de muros milán. En cuanto a la resistencia final del lodo, se recomienda que una vez endurecido sea 50% más resistente que el suelo a nivel de desplante del muro, definida con la envolvente de suelos blandos indicada en la Fig. V.20; una resistencia mayor puede ser inconveniente porque se convierte en un material frágil y fisurable susceptible de filtraciones.

Lodos de polímeros. Sirven como fluidos estabilizadores de la excavación con algunas ventajas sobre los lodos con bentonita; químicamente se trata de polímeros orgánicos de policrilamida que forman moléculas grandes en cadena constituidas por un mismo grupo de partículas o moléculas del mismo material; al mezclarse con agua obtiene rápidamente cualidades estabilizadoras por su habilidad aniónica, con un peso volumétrico de 1.04 t/m<sup>3</sup>. Los fabricantes de este tipo de productos manifiestan que fácilmente pueden alcanzar una viscosidad Marsh de 40 segundos cuando el agua tiene un PH variable entre 8 y 10.

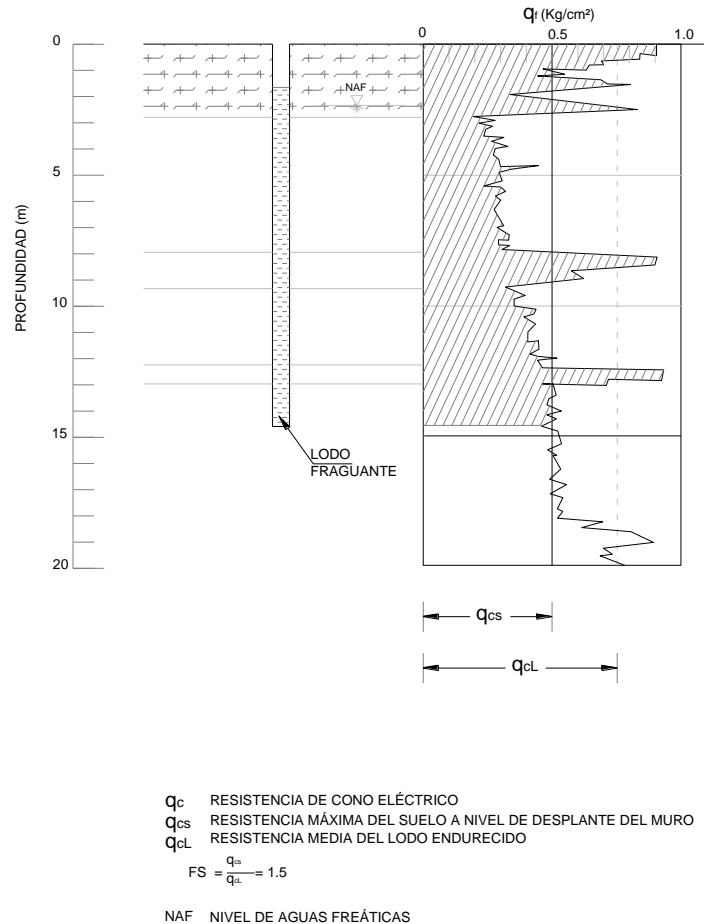


Fig. V.20, Criterio para definir la resistencia del lodo fraguante endurecido

También mencionan como ventajas que es fácil de transportar, en general 20 litros de polímero sustituyen una tonelada métrica de bentonita. Es interesante aclarar que estos lodos no forman costra en la pared de la excavación ya que el polímero se infiltra y une las partículas por atracción iónica. La densidad de este tipo de lodos se puede incrementar agregándole sulfato de bario y bentonita cálcica o sódica.



Los fabricantes de polímeros los presentan con distintas propiedades, algunos como producto biodegradable y no contaminante que permite formar un lodo que facilita realizar una obra con gran limpieza y puede ser desalojado directamente al drenaje público sin contaminarlo.

Tabla 3.3, Polímeros usuales en México

Nombre	Dosificación	Aditivo recomendable
Super Mud	1.25 lt para 1m <sup>3</sup> de agua	Bicarbonato de sodio
Federal Summit FSF 2000	-----	Sal de cloruro de potasio
Drill Mate	3 kg para 1 m <sup>3</sup> de agua	-----

Lodos orgánicos. Estos lodos se emplean cuando se requiera que sean biodegradables, lo cual en un muro milán es poco probable. El lodo comercial de este tipo es el *Revert*, que en un lapso de 4 días a temperatura de unos 20°C pierde completamente su viscosidad, y por ello se le emplea en la perforación de pozos de agua. En algunos casos se puede preparar un lodo orgánico con harina de maíz, como un atole viscoso.

### V.3.3 PROPIEDADES SIGNIFICATIVAS DE LOS LODOS

Las características y manejo del lodo bentonítico o espontáneo que se ha utilizado en el muro milán convencional o en la etapa de excavación de los muros prefabricados con avance modular, son esencialmente equivalentes y las tres propiedades más significativas con sus valores más frecuentes son:

- Densidad 1.03 a 1.07 t/m<sup>3</sup>
- Viscosidad Marsh 28 a 45 seg
- Contenido de arena menor de 10%

Parámetros medidos. En la Tabla 3.4 se resumen los valores medidos en muros milán construidos en la ciudad de México, se anotan las tres propiedades más significativas de los lodos que usualmente se controlan. En el caso de los lodos bentoníticos las mediciones se hicieron con muestras de la planta de mezclado y de la zanja excavada. Por su parte, para los lodos arcillosos que se forman espontáneamente agregando agua durante la excavación, los valores medidos se obtuvieron con muestras tomadas en la zanja.

Tabla 3.4, Propiedades medidas de los lodos (Santoyo, Rubio et al 1987)

Propiedad	Tipo de lodo	Aclaraciones	N <sup>(3)</sup>	x <sup>(4)</sup>	σ <sub>n</sub> <sup>(5)</sup>
Densidad (1.03-1.07) <sup>(2)</sup> t/m <sup>3</sup>	Bentonítico	Medida en la planta	210	1.05	0.05
		Medida en la zanja	193	1.07	0.07
	Arcilloso <sup>(1)</sup>	Agregando agua	300	1.07	0.03
Viscosidad Marsh (55 seg) <sup>(2)</sup>	Bentonítico	Medida en la planta	210	43.9	11.3
		Medida en la zanja	193	47.5	10.6
	Arcilloso <sup>(1)</sup>	Agregando agua	300	30.9	3.5
Contenido de arena (máx 10%) <sup>(2)</sup>	Bentonítico	Medida en la planta	210	1.7	1.1
		Medida en la zanja	193	4.6	2.0
	Arcilloso <sup>(1)</sup>	Agregando agua	300	3.5	2.5

Notas:

- 1) Valores de la especificación COVITUR
- 2) El lodo arcilloso fue siempre el producido espontáneamente en la zanja
- 3) n = número de determinaciones
- 4) x = valor medio de cada propiedad
- 5) sn = desviación estándar

Densidad recomendable. Esta es la más importante propiedad de los lodos como agentes estabilizadores de las excavaciones en suelos finos, tiene valores medios iguales a los lodos bentoníticos y arcillosos tomados en la excavación (1.07 ton/m<sup>3</sup>, Tabla 3.4). Este hecho hace que ambos sean igualmente efectivos y todavía mejor en los arcillosos, porque la dispersión estándar de los valores medidos demuestra que en los bentoníticos se pueden presentar valores mínimos de 1.01 ton/m<sup>3</sup>; en cambio en los arcillosos el mínimo es de 1.04 ton/m<sup>3</sup>. El valor recomendable es de 1.03 a 1.07 t/m<sup>3</sup> (FPS, 1977).

Viscosidad Marsh recomendable. Para el lodo bentonítico el valor medio de esta propiedad resultó de 43.9 seg, con desviación estándar de 11.3 (Tabla 3.4), lo cual demuestra innecesario llegar al valor máximo especificado de 55 seg, (ISTME, 1977 y 1986); por su parte, para los lodos arcillosos, el valor medio resultó de 30.9 seg y la desviación estándar de 3.5. La relación de estos valores medios con sus respectivas desviaciones estándar, pone en claro que la viscosidad del lodo bentonítico es errática y que en cambio en el lodo arcilloso resulta más uniforme.

Los valores recomendados en la Tabla 3.5 tienen como límite inferior de esta propiedad 28 seg y es aceptable 65 seg como límite superior para los sitios donde predominen las arenas; estos valores están también avalados en las publicaciones citadas anteriormente. Vale la pena mencionar que en la Siderúrgica Lázaro Cárdenas se han construido pilas y muros milán en arenas y en aluviones muy permeables con lodos de 45 a 50 seg.

Contenido de arena tolerable. Los valores del contenido de arena de la Tabla 3.4 demuestran que los lodos arcillosos y bentoníticos dan valores muy similares, siendo en los arcillosos ligeramente menores. Se debe cuidar que siempre sea menor de 10%.

Valores recomendables. Para las arcillas de la ciudad de México se recomienda adoptar los valores de la Tabla 3.5; para otros suelos conviene guiarse por valores tomados de la literatura técnica; así en los suelos granulares la viscosidad Marsh podrá tener los valores anotados en la Tabla 3.6, por su parte en la práctica inglesa de construcción de muros milán son más específicos y recomiendan los valores de la Tabla 3.7.

Tabla 3.5, Valores recomendables para las propiedades de los lodos en arcillas blandas de la ciudad de México

Densidad (t/m <sup>3</sup> )	Viscosidad Marsh (seg)	Contenido de arena (%)	Potencial de hidrógeno (PH)	Resistencia del lodo fraguante
1.03 a 1.07	30 a 55	0 a 10	7 a 9.5	Requerida según características del sitio, Fig. 3.20

Tabla. 3.6, Valores comunes para la viscosidad Marsh (Xanthakos, 1979)

Tipo de suelo	Excavación en seco seg	Excavación bajo el nivel freático seg
Arcilla	27 – 32	.....
Arena limosa y arcilla Arenosa	29 – 35	.....
Arena con limo	32 – 37	38 – 43
Arena fina a gruesa	38 – 43	41 – 47
Arena con grava	42 – 47	55 – 65
Grava	46 – 52	60 – 70

Tabla 3.7, Especificaciones inglesas para lodos (Boyes, 1975 y FPS, 1977)

Propiedad	Rango de valores a 20° C	Tipo de prueba
Densidad	Menor que 1.1	Balanza de lodos
Viscosidad	30 – 90 seg	Cono Marsh
Resistencia a los 10 min	1.4 - 10 N/m <sup>2</sup>	Viscosímetro
PH	9.5 – 12	Tiras sensores de PH

#### V.3.4 DOSIFICACIÓN DE LOS LODOS

Lodos bentoníticos. Para obtener los valores recomendados de densidad entre 1.03 y 1.07t/m<sup>3</sup> y de la viscosidad entre 30 y 55 seg se deberán realizar mezclas de prueba con diferentes contenidos de bentonita, recomendándose para esta última de 50 a 100 kg por cada metro cúbico de agua, en la siguiente Tabla se resumen varias dosificaciones.

Tabla 3.8, Mezclas de prueba para lodos bentoníticos

Mezcla	Agua (litros)	Bentonita (gramos)	Densidad (t/m <sup>3</sup> )	Viscosidad (segundos)
1	1.00	50 (50%)	1.022	36
2	1.00	100 (10%)	1.049	40
3	1.00	120 (12%)	1.057	44
4	1.00	140 (14%)	1.063	46
5	1.00	160 (16%)	1.072	52

En la Fig. V.21 se presenta la gráfica que relaciona las densidades contra el porcentaje de bentonita de las mezclas ensayadas; se observa que con el 13% se obtiene el peso volumétrico deseado.

Lodos fraguantes. La investigación experimental realizada por G. K. Jones (1963), que le permitió elaborar su famosa gráfica triangular de la Fig. V.22 ha sido una guía para la dosificación de los lodos fraguantes. Las curvas obtenidas experimentalmente por Solum y TGC adaptadas a las arcillas de la ciudad de México se presentan en la Fig. V.23, aunque sirven como guía para calcular la dosificación aproximada de los componentes agua-cemento-bentonita; sin embargo, siempre deberán verificarse mediante mezclas de prueba para las condiciones representativas que prevalecerán en la obra.

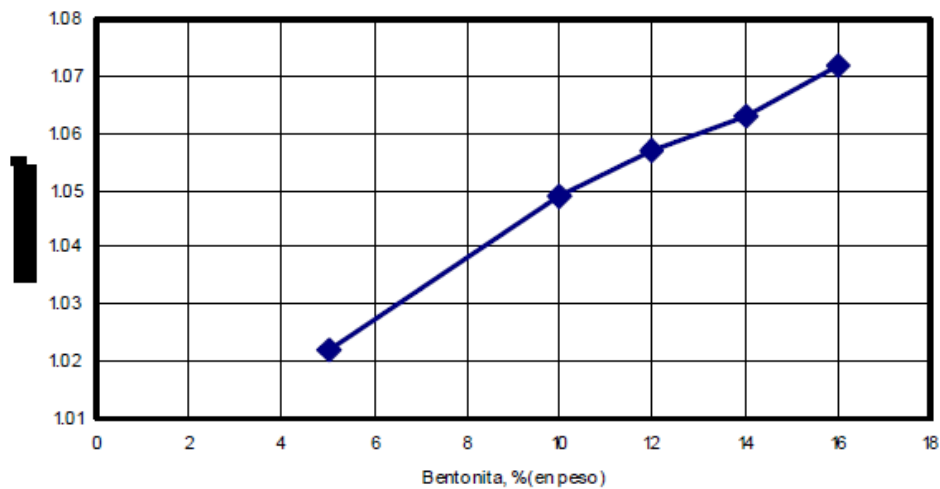


Fig. V.23, Densidad de Lodo bentonítico vs. % de bentonita

Los estudios experimentales ratifican que la relación agua/cemento es el parámetro más significativo que influye en la resistencia del lodo fraguante. Se recomienda realizar dosificaciones de prueba con relaciones agua/cemento en peso, variables entre 3 y 6 para obtener resistencias a la compresión simple comprendidas entre 0.5 y 2.0 kg/cm<sup>2</sup> típicas de la arcilla de la ciudad de México; las cantidades de cemento pueden variar entre 10 y 20% con contenidos de bentonita inferiores al 8%. En la Tabla 3.9 se resume un programa de pruebas de estas mezclas realizadas por la empresa Solum para suelos típicos de la ciudad de México.

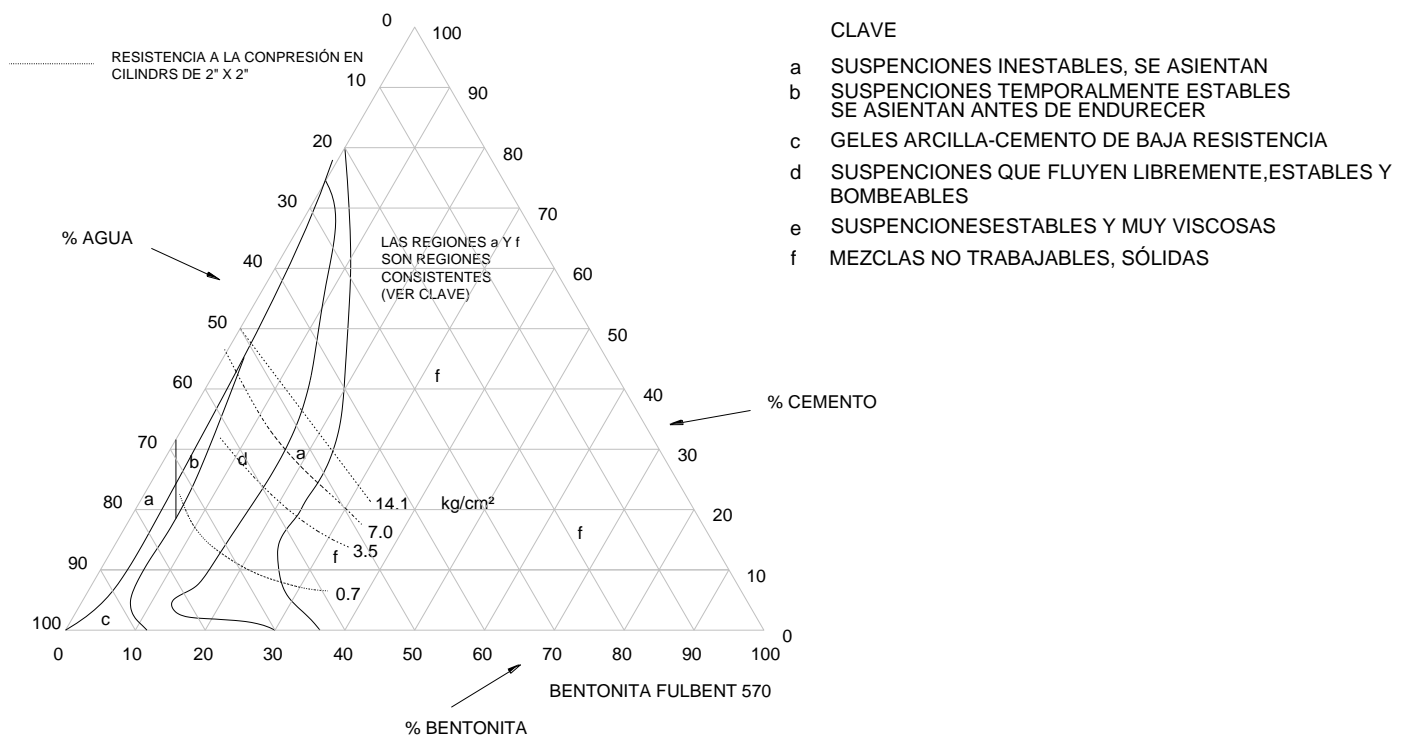


Fig. V.22, Curvas para dosificación de lodos fraguantes (actualización febrero 2002)

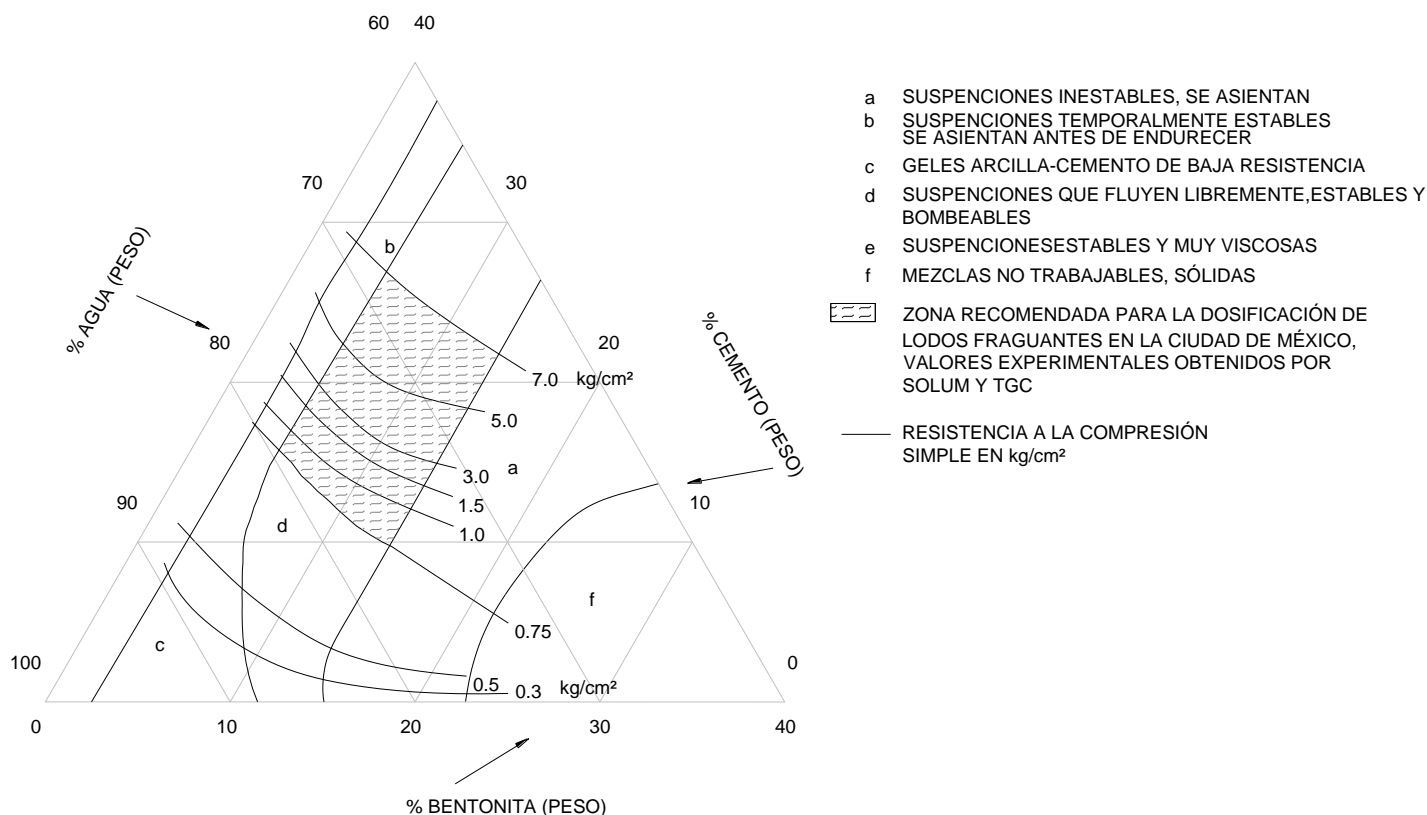


Fig. V.23, Curvas para dosificación de lodos fraguantes obtenidas experimentalmente por Solum y TGC adaptadas a las arcillas de la ciudad de México

Tabla 3.9, Mezclas de prueba para lodos fraguantes obtenidas por Solum

Mezcla No.	Dosificación en kg (%)			Relación A/C	Peso vol t/m <sup>3</sup>	Resistencia kg/cm <sup>2</sup>
	Agua	Cemento	Bentonita			
1	944 (87%)	95 (8%)	60 (5%)	9.94	1.207	0.22
2	916 (80%)	183 (15%)	55 (5%)	5.00	1.227	0.57
3	903 (79%)	226 (17%)	54 (4%)	4.00	1.279	1.04
4	809 (76%)	267 (20%)	53 (4%)	3.33	1.259	2.10

Nota: La resistencia obtenida fue a los 28 días (la dispersión es considerable).

Con los datos anteriores de Solum se elaboraron las curvas de las Figs. V.24 y V.25, en las cuales se indica el incremento de resistencia con el tiempo y la resistencia en función de la relación agua/cemento.

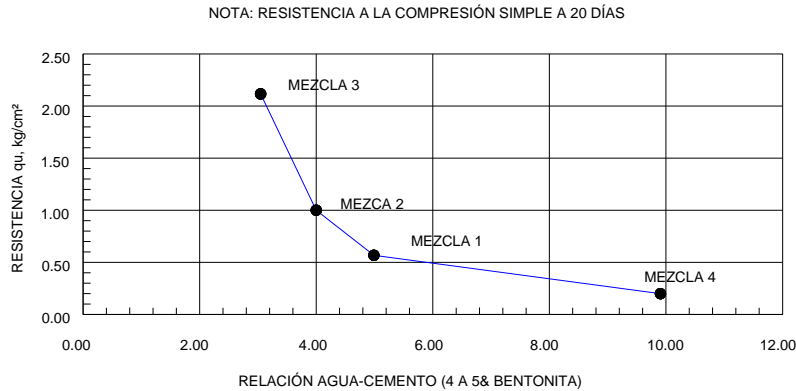


Fig. V.24, resistencia vs. Relación agua/cemento (lodos fraguantes)

### V.3.5 ADITIVOS Y FIBRAS

**Aditivos.** Los más utilizados facilitan la hidratación de la bentonita y estabilizan al lodo para evitar que se sedimente.

**Carbometil celulosa CMC 400.** Este aditivo en polvo se fabrica en calidad cruda, técnica y purificado, para su utilización en la preparación de lodos la primera es suficiente. Su aplicación permite aumentar la viscosidad del lodo bentonítico e incrementar el espesor de la costra en la pared de la perforación.

**Sosa cáustica.** Las aguas duras dificultan la hidratación de la bentonita y para reducir esa dureza se recurre a la sosa cáustica.

**Dosificación típica.** En la excavación de zanjas en arenas cercanas a la costa, en la preparación de un metro cúbico de lodo bentonítico con aguas duras se suele requerir:

- 70 kg de bentonita
- 0.7 kg de CMC-400
- 1.0 kg de sosa cáustica

**Fibras.** Se les emplea cuando hay fugas de lodo porque facilitan la obturación de los huecos y ductos por los que fluye el lodo. Otra razón para emplear fibras es desarrollar una costra de mayor espesor.

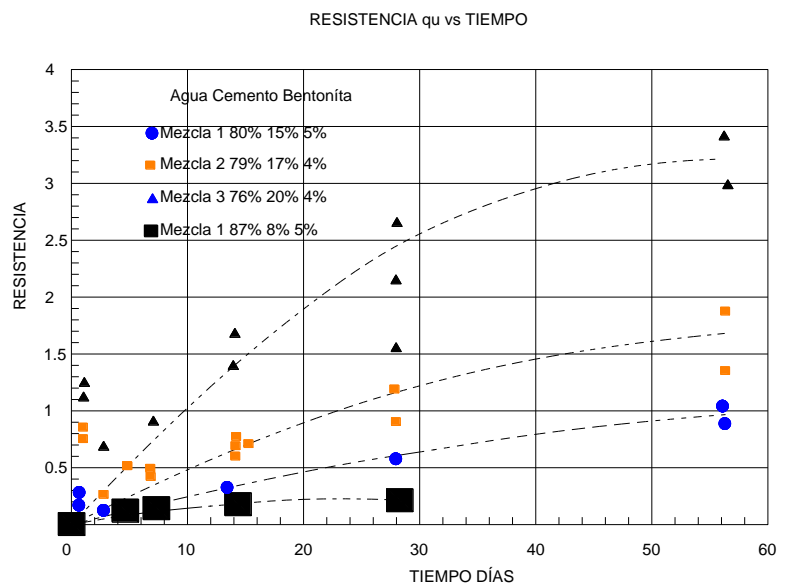


Fig. V.25, Resistencia qu vs tiempo (mezcla lodos fraguantes)

Fibras de poliéster. Son las más fáciles de utilizar porque los fabricantes las proporcionan en distintos tamaños y diámetros, típicamente de 2 a 5 cm y de 0.1 a 0.5 mm respectivamente.

Fibras vegetales. Las fibras de coco, de paja, cascarilla de arroz y cualquier otra que pueda ser manejada por las bombas que se dispone.

### V.3.6 ELABORACIÓN DE LODOS

Volumen necesario. Es esencial considerar que el consumo de lodos en un cierto trabajo casi siempre es superior al volumen teórico de la excavación debido a las siguientes causas:

(a) perforación irregular con exceso de sobre ancho por la herramienta, (b) penetración del lodo en el terreno, (c) lodo que envuelve al material excavado y por ello incluido en el material de desechado y (d) lodo endurecido y excavado al realizar el panel colindante. Se debe también tomar en cuenta que las condiciones y métodos de mezclado en el laboratorio son muy diferentes a los que prevalecen en la obra.

Mezclado e hidratado. Se inicia en un tanque de preparación utilizando el mezclador indicado en la Fig. 3.26, se vacía la bentonita en la tolva y se va incorporando el agua que sale a presión por el chiflón ubicado en la parte inferior; esta mezcla se hace circular durante 15 minutos por una tubería en circuito cerrado utilizando una bomba de lodos. Una vez que se tiene un lodo homogéneo, se deja hidratar durante un tiempo mínimo de 24 hrs; descuidar esta recomendación siempre genera problemas: (a) el más común es el sobre consumo de bentonita y (b) los lodos fraguantes quedan mal dosificados.

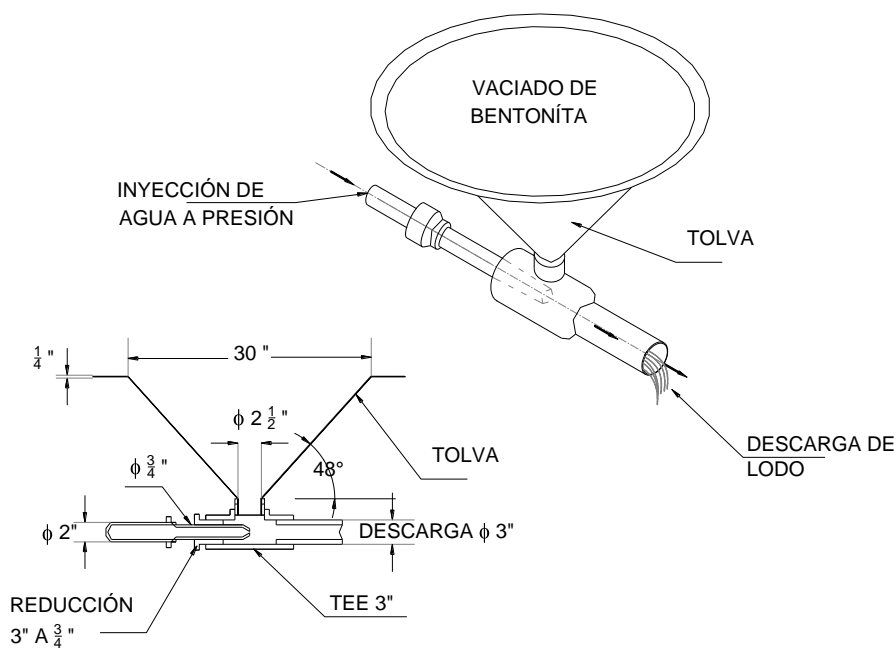


Fig. V.26, Mezclador de lodos



Proceso de batido. Una vez que el lodo bentonítico ha sido hidratado se envía a un tanque mezclador donde se le adiciona el cemento, debiendo realizar un batido enérgico durante 10 minutos para facilitar el mezclado correcto y homogéneo, pudiendo realizarse con agitadores de paletas movidos por un motor. El cemento debe agregarse justo antes de la utilización del lodo para disponer del mayor tiempo posible antes de que comience el fraguado, haciendo notar que éste no se presentará mientras se mantenga el lodo en agitación, pero una vez que ésta se detenga se inicia el fraguado. En algunos casos podrá ser conveniente agregar aditivos retardadores del fraguado.

Transporte y colocación. El envío de lodo hacia la zanja se realiza con mayor eficiencia por medio de tubería, a mayor o menor presión según la viscosidad y distancia de bombeo, vaciándolo conforme la excavación progresa, de tal forma que su nivel se mantenga igual al del agua freática o a la profundidad que el proyecto indique.

Recuperación y regeneración. Los lodos se pueden utilizar para controlar la excavación de varios módulos y por ello se suelen contaminar de partículas sólidas durante la excavación o cuando se coloca el concreto. Así cuando el lodo no reúne las condiciones requeridas de densidad, viscosidad y contenido de arena debido a una contaminación, se bombea a un depósito de regeneración de lodos donde se le agrega agua y se hace circular a través de unos ciclones desarenadores. El desarenador centrífugo o hidrociclón se presenta en la Fig. V.27, el lodo cargado de arena entra tangencialmente y crea un remolino, que provoca la separación de las arenas por centrifugación. El lodo depurado es expulsado por un orificio superior en tanto que la arena descende por las paredes y sale por el orificio inferior. Para normar un criterio, el lodo fresco tiene una viscosidad Marsh del orden de 35 seg, por contaminación crece a unos 45 seg y en reposo por efecto tixotrópico llega hasta 55 seg.

Eliminación del lodo. Una vez que los lodos no se puedan reutilizar debido a que resulte antieconómica su regeneración, se deberán eliminar, depositándolos en sitios que reduzcan el riesgo de contaminación. Las normas norteamericanas y europeas han sido muy rigurosas con respecto a la bentonita y por ello los lodos con polímeros están ganando mayor campo de aplicación

DISEÑO GEOTÉCNICO DE MUROS MILÁN Y TABLESTACAS EMPLEADOS EN LA CONSTRUCCIÓN DE LÍNEA 12 DEL STC METRO

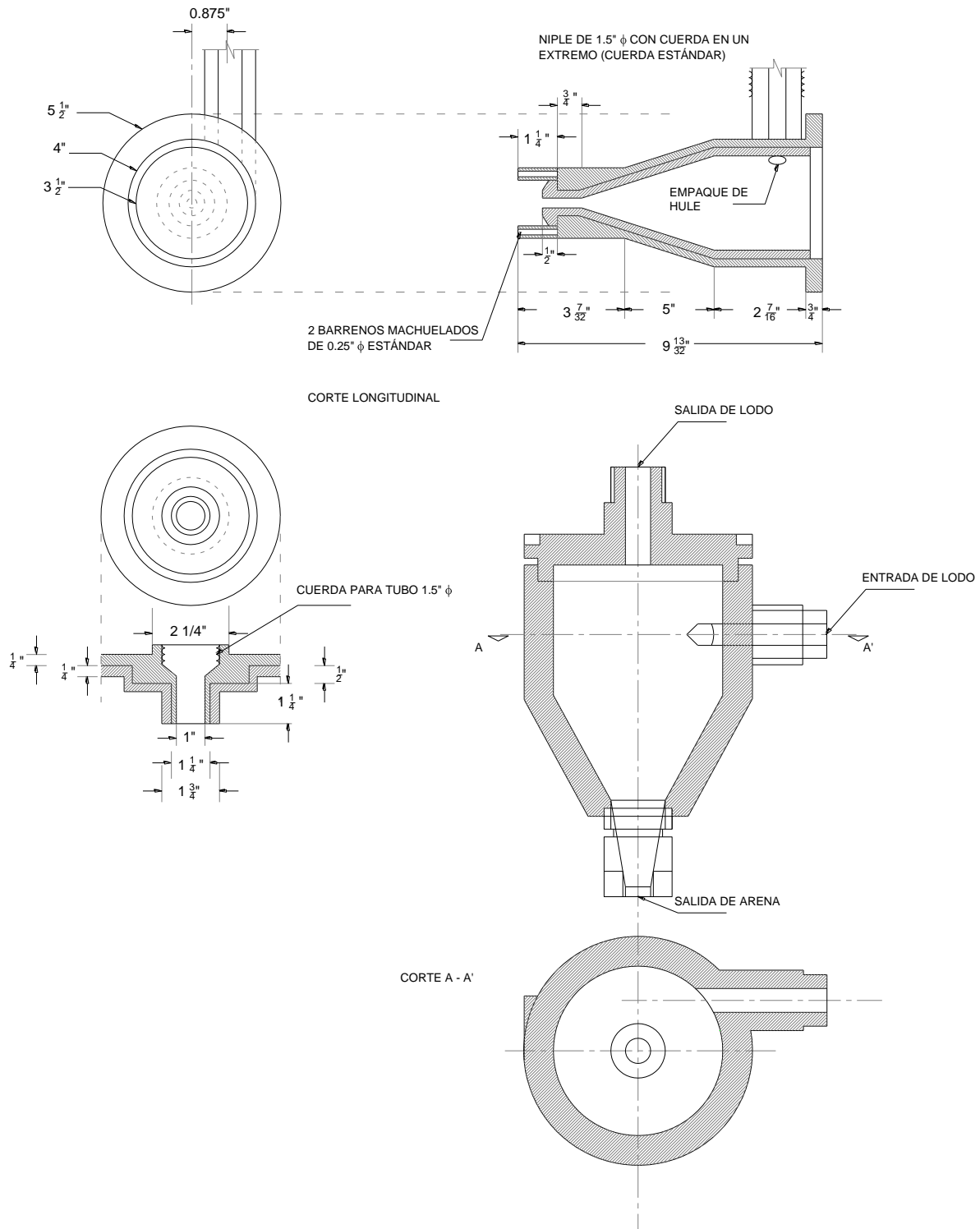


Fig. V.27, Desarenador centrífugo para regeneración de lodos estabilizantes

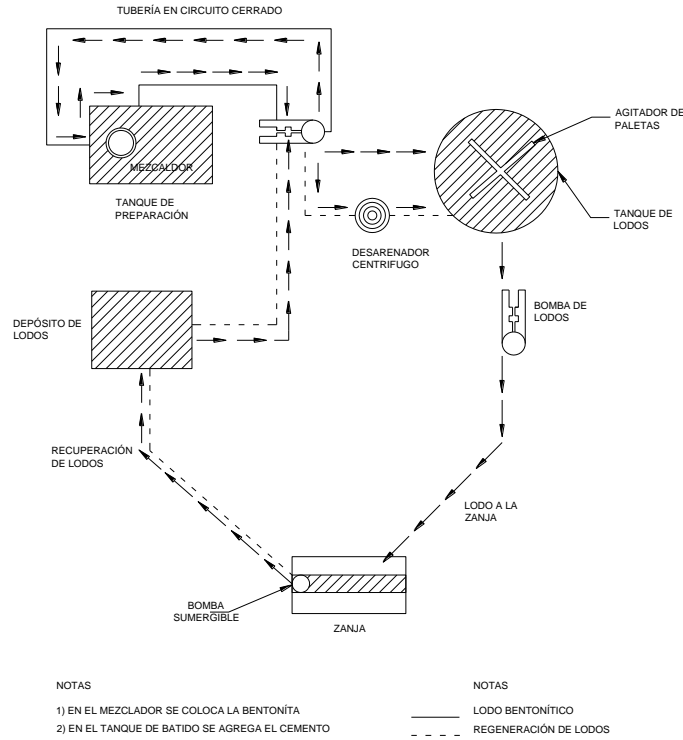


Fig. V.28, Diagrama de la instalación para la elaboración de lodos

Arreglo general. En la Fig. V.28, se presenta un diagrama de las instalaciones necesarias para la elaboración, almacenamiento en un tanque agitador, utilización en la zanja y finalmente la eliminación de los lodos. La utilización en campo se ilustra en la Fig. V.29.

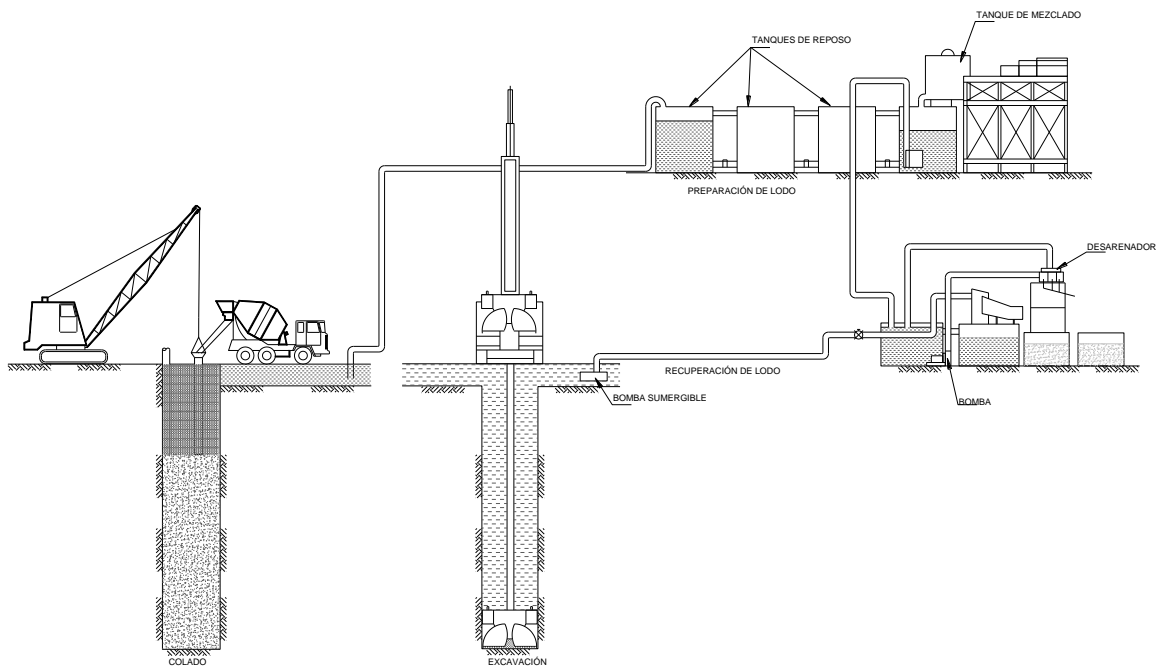


Fig. V.29, Instalación esquemática de la operación de lodos

## VI. EJEMPLO NUMÉRICO

### VI.1 GENERALIDADES

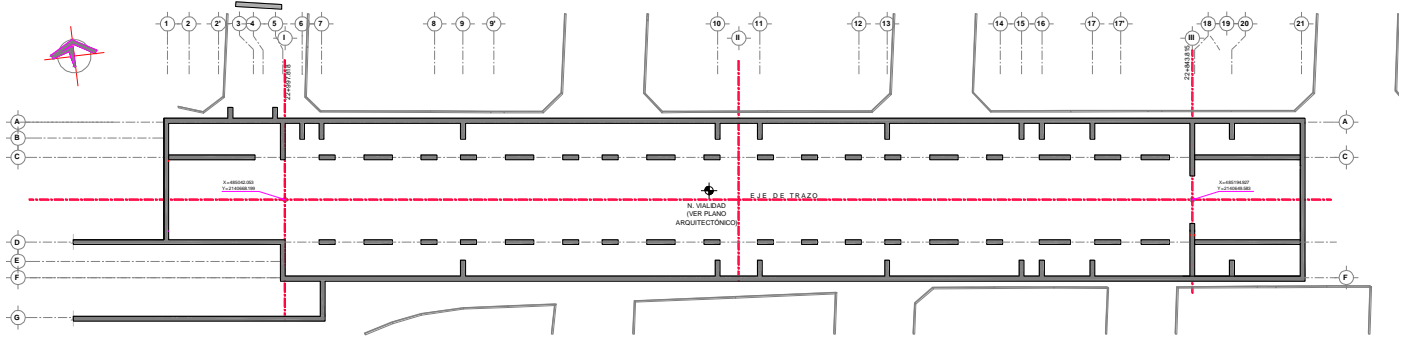
A continuación se describe de manera general las consideraciones geotécnicas que permitieron definir el tipo de cimentación para la sustentación de la estación Ermita, que se localizará entre los cadenamientos 22+843.815 al 22+997.818, la cual se proyectó sobre la Calzada Ermita Iztapalapa, entre las calles Miramar y Miravalle del lado norte de la estación y del entronque de Tlalpan a Ermita y Francisco Rojas del lado sur de la estación, al sur-poniente de la Ciudad de México, esta estación perteneciente a la Línea 12 del Metro.

La estación será subterránea, su forma es prácticamente rectangular, las escaleras de acceso a la estación estarán ubicadas sobre Calzada Ermita y Miramar; el cuerpo principal de la estación se desplantará a profundidades variables del orden de 17.00 m. en zona de andenes y 18.50 m. en zona central de vías, profundidades medidas con respecto a la elevación 2235.50 correspondiente al nivel de banquetta de la calle, tal nivel presenta variaciones producto de la topografía superficial de la zona.

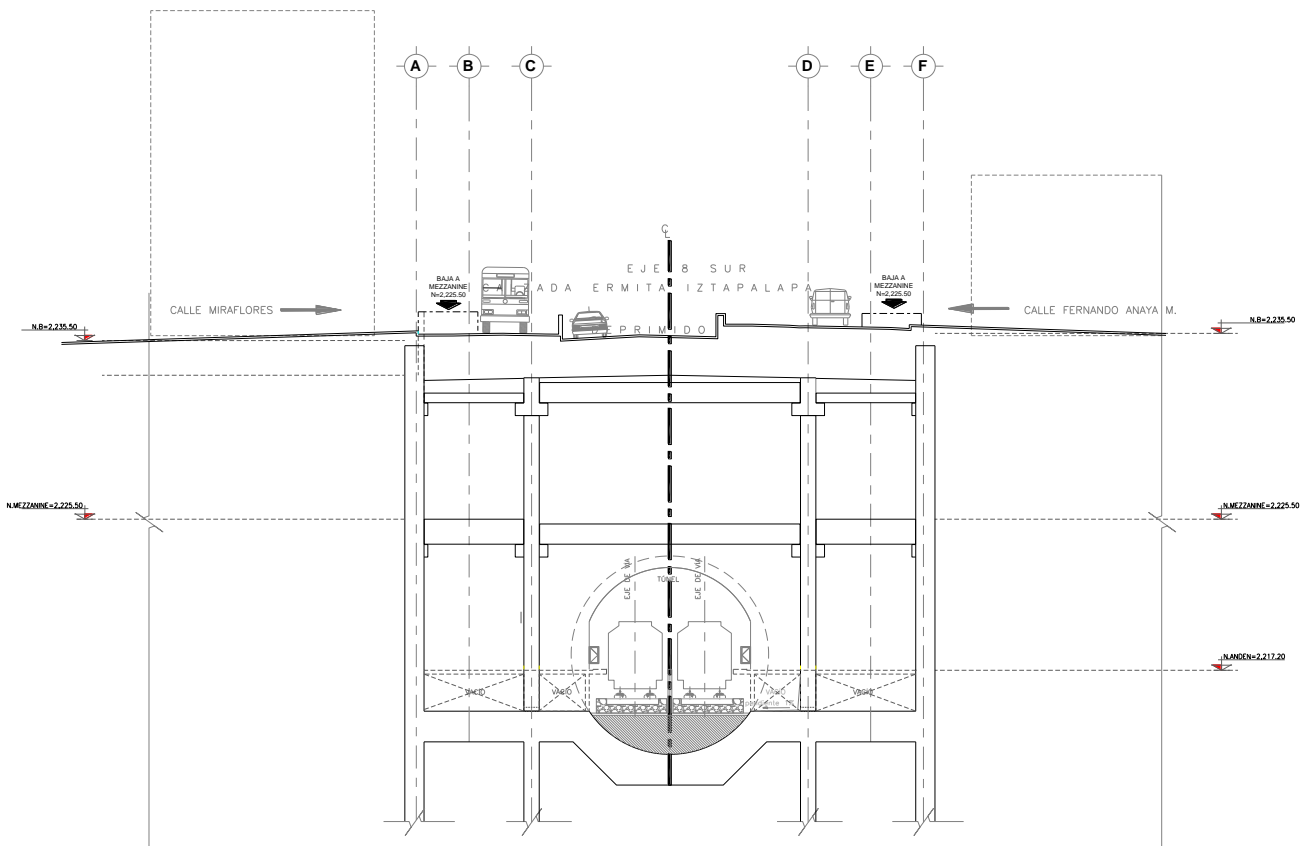
En planta tendrá una longitud de 154.00 m. y un ancho de 28.20 m.; estará integrada por tres niveles arquitectónicos: el primero corresponde a la estructura de la losa tapa cuyo nivel superior de concreto se encuentra a 2.50 m. de profundidad con respecto al nivel de calle, el segundo corresponde al nivel de mezzanine, situado a 10.50 m. de profundidad, donde se localizará el vestíbulo de acceso, las taquillas, sanitarios, oficinas, torniquetes, etc.; finalmente el tercer nivel arquitectónico se situará a 18.30 m. de profundidad y estará destinado a alojar la estructura de los andenes y las vías de los trenes.

La estructura de la estación quedará desplantada en la zona III, del lago del Valle de México, según la zonificación geotécnica consignada en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones (NTCDCC), la cual se encuentra constituida por una costra superficial de espesor variable y un potente espesor de arcillas lacustres sujetas al fenómeno de consolidación, las cuales se encuentran depositadas sobre formaciones competentes del periodo terciario.

# DISEÑO GEOTÉCNICO DE MUROS MILÁN Y TABLESTACAS EMPLEADOS EN LA CONSTRUCCIÓN DE LÍNEA 12 DEL STC METRO



PLANTA DE ESTACIÓN



CORTE TRANSVERSAL

## VI.2 CONDICIONES ESTRITIGRÁFICAS DEL LUGAR Y DE DESPLANTE DE LA ESTRUCTURA

La estratigrafía del lugar está constituida por un potente depósito de arcillas lacustres de alta plasticidad y consistencia muy blanda a firme, de hasta 22.00 m. de espesor, las pruebas de laboratorio ejecutados en muestras extraídas de los sondeos representativos, indican que el subsuelo del sitio presenta resistencia al esfuerzo cortante de baja a media, mientras que su compresibilidad varía, del mismo modo, de baja a alta; dentro de esta formación arcillosa se detectaron intercalados varios lentes de arena de alta compacidad, situados a profundidades del orden de 10.50, 14.40 y 19.40 m, los cuales constituyen los conductos subterráneos permeables que mantienen las condiciones piezométricas del agua intersticial emplazada en la masa arcillosa.

Los depósitos lacustres se emplazaron sobre formaciones terciarias constituidas por tobas volcánicas conformadas por arenas limosas y en ocasiones arcillosas de baja plasticidad y alta compacidad y, depósitos aluviales constituidos por gravas y boleos de cantos rodados empacados en una matriz arcillo-arenosa de alta compacidad, los cuales constituyen los depósitos profundos competentes.

En cuanto a las condiciones hidráulicas del sitio, el nivel de aguas freáticas (NAF) se detectó a la profundidad de 2.70 m. La estación piezométrica más próximas al sitio donde se ubicará la estación (EPZ-4) reporta un abatimiento de la presión de poro del orden de 4.40 t/m<sup>2</sup> para el acuífero localizado aproximadamente a 14.37 m. de profundidad, así mismo, en el nivel de contacto entre los depósitos lacustres y los depósitos volcánicos el abatimiento es total. Cabe señalar que en tal estación el nivel de aguas freáticas se detectó a 5.30 m. de profundidad, por la existencia de los deprimidos que atraviesan la Calzada de Tlalpan.

Considerando la condición piezométrica crítica del agua intersticial que actualmente prevalece en el subsuelo, se estima una magnitud del hundimiento regional en el lugar del orden de 90.00 cm a largo plazo, situación que se consideró para el diseño de la cimentación de la estación.

El procedimiento que se pretende habilitar para realizar la excavación y construcción de la estación consistirá en utilizar los muros milán como elementos de contención y a su vez como elementos estructurales de cimentación para sostener la estructura de losa tapa, la cual se utilizará como cubierta de un puente temporal para el tránsito de los vehículos y perturbar en la menor medida el flujo vehicular; lo anterior permitirá que se ejecute la extracción de los sedimentos lacustres por debajo de la losa tapa mediante la técnica de sub-excavación.

Debido a que los muros milán estarán sometidos a empujes de tierras de magnitud considerable producto, por un lado, de la gran profundidad de excavación y por otro, de las colindancias existentes al pie de la excavación, aunado a que la alternativa contempla que los muros reciban prácticamente toda la carga en la medida que avance la excavación y construcción de la estación y con el objetivo de lograr estabilizar los elementos de contención, se requieren empotramientos de consideración de los muros milán bajo el nivel máximo de excavación, tales longitudes de empotramientos serán variables, siendo condición necesaria que su desplante se realice dentro de los depósitos volcánicos del lugar.

### VI.3 CIMENTACIÓN ADOPTADA

Por requerimientos del procedimiento de sub-excavación y para lograr la sustentación de la estructura de puenteo temporal constituida por la losa tapa, es preciso que los elementos de cimentación, en este caso los propios muros milán, se desplanten en estratos competentes que proporcionen la capacidad de carga adecuada, por consiguiente, el desplante queda restringido a los depósitos volcánicos detectados a profundidades del orden de 22.00 m., la condición anterior define la cimentación adoptada, constituida por los muros milán con trabajo de punta empotrados en los depósitos profundos.

La solución de la cimentación anterior se desarrolló en base a los lineamientos establecidos en el Reglamento vigente del Distrito Federal, en donde la capacidad de punta de los muros milán deberá ser capaz de tomar las cargas de la estructura de la estación en su totalidad, considerando sus correspondientes factores de carga y para las diferentes condiciones estática y dinámica que demandará la estructura durante su vida útil.

No se consideró que el suelo al nivel de desplante de la losa de fondo pueda tomar parte de las cargas, condición impuesta por el propio procedimiento constructivo, ya que la losa de fondo resulta ser el último elemento estructural por colocarse dentro del proceso de excavación y construcción de la estación. Por tal motivo, la carga transmitida por la misma losa es tomada prácticamente en su totalidad por los muros milán.

Para la estimación de la capacidad de carga de los muros perimetrales de la estación, no se consideró la fricción negativa que se desarrollaría en el respaldo de estos elementos, ya que una de las premisas para que la cimentación adoptada sea procedente, es riguroso que se elimine por completo tal fuerza.

### VI.4 ASPECTOS GEOTÉCNICOS CONSIDERADOS

El desplante de los muros milán de la estructura de la estación dentro de los depósitos volcánicos tiene repercusiones geotécnicas indeseables que es preciso evitar, las cuales se mencionan como sigue:

La estructura de la estación quedara aislada del fenómeno denominado “hundimiento regional”, característico de la zona lacustre del Valle de México, y consecuentemente no seguirá el proceso de deformación por hundimiento regional, puesto que al desplantarla en los depósitos volcánicos, prácticamente incompresibles, permanecerá inmovilizada en el sentido vertical, sin

embargo, las zonas adyacentes a la estructura de la estación, desplantadas en los depósitos lacustres, continuarán con el comportamiento normal del proceso de deformación vertical regido por el hundimiento regional de la zona, que se estima del orden de 3.00 cm/año. Lo anterior implica que no existirá compatibilidad de deformación entre la estación y sus zonas adyacentes situación que se debe evitar o por algún medio contrarrestar para disipar los efectos hacia las colindancias.

La cubierta de la estación sufrirá una emersión aparente del orden de 90.00 cm. en un periodo de tiempo de 30 años aproximadamente, lo que dificultará el acceso de los propietarios de las colindancias a los inmuebles; las zonas adyacentes descenderán en una magnitud similar a la emersión de la estación.

La no compatibilidad de deformaciones entre la estación y sus zonas adyacentes implicará la generación de fricción negativa en la superficie externa de los muros perimetrales, situación que modificará la velocidad de hundimiento regional en la zona de contacto.

La velocidad diferencial en el contacto del muro con el suelo lacustre propiciará deformaciones diferenciales en la superficie.

Los hundimientos diferenciales debidos a la fricción negativa en la superficie de los muros de contención, afectarán de manera muy severa a las estructuras existentes tanto inmuebles como estructuras sanitarias e instalaciones subterráneas.

Para poder implementar la estructura de la estación en el lugar se deberán atender las siguientes demandas geotécnicas:

Convivir con el problema de emersión de la estación y mantener los niveles en la superficie compatibles con los propios de las colindancias, mediante recortes periódicos tanto en pavimentos como en banquetas. Para atender este inconveniente, dentro de la estructura del pavimento que se colocará sobre la losa tapa se incluirá una capa sacrificable del orden de 90.00 cm. de espesor, la cual se recortará periódicamente conforme se suscite la deformación vertical.

Romper por algún medio el efecto de la fricción negativa en el contacto de los muros perimetrales con la arcilla lacustre, para atender este otro inconveniente se ha planteado dentro del diseño de los muros milán perimetrales la colocación y habilitación de una junta antifriccionante, que propicie en la zona de contacto con los sedimentos lacustres un salto topográfico, el cual permita que las colindancias se deformen conforme al fenómeno del hundimiento regional sin que les causen estragos de deformación diferencial la presencia inmóvil de la estructura de la estación.

---

---



Por otra parte, se deberá evitar la colocación de instalaciones subterráneas montadas sobre la losa tapa de la estación, para evitar su deformación y colapso, conforme se suscite el fenómeno del hundimiento regional. Una alternativa contempla el desvío hacia las partes externas de la estación, en caso contrario, habilitar en todas las instalaciones subterráneas que alimenten a las colindancias adyacentes a la estación, juntas flexibles que absorban un diferencial de deformación de hasta 90.00 cm. cuando menos.

Para definir la cimentación de la estación así como las estructuras, juntas y dispositivos adicionales mencionados en párrafos anteriores que permitan un adecuado comportamiento con respecto a sus zonas colindantes, se revisó el estado límite de falla y servicio, para cada uno de los elementos que conforman la estación, considerando las propiedades de resistencia y deformación de las arcillas lacustres como sigue:

## ESTRATIGRAFÍA Y PROPIEDADES

### Condiciones topográficas superficiales

La topografía superficial del terreno, el trazo del trayecto del túnel en planta y elevación fue proporcionado por la Dirección del Proyecto Metro del Distrito Federal (PMDF) y corresponde al Perfil del tramo Ermita - Eje Central con clave PMDF-09-PG-612245-III-0104-00622-P-00, con fecha del 27 de Julio de 2009, el cual coincide con los últimos planos arquitectónicos.

### Geometría del proyecto propuesto

La geometría en planta y elevación de la estación se tomó de la propuesta arquitectónica con fecha del 31 de Agosto de 2009, elaborada por el área de arquitectura de Dirac S.A. de C.V.; las claves de los planos de referencia son: PMDF-09-ARQ-612240-III-0001-00513-P-00, PMDF-09-ARQ-612240-III-0002-00514-P-00, PMDF-09-ARQ-612240-III-0003-00515-P-00, y PMDF-09-ARQ-612240-III-0005-00517-P-00.

### Cotas respecto al nivel del mar

Las cotas con respecto al nivel del mar, han sido proporcionadas por el PMDF en los proyectos de gálibos correspondientes, sobre los cuales se encuentra referenciado el trazo del túnel y por ende, de la estación.

### Sondeos utilizados

Se ejecutaron dos campañas de exploración: una preliminar para determinar la factibilidad técnica del proyecto en el año de 2001 y una complementaria en 2008 en función del trazo definitivo

---

---

de la línea, tanto los trabajos de campo como de laboratorio relativos a los sondeos de exploración fueron ejecutados por la firma Geotec S.A. de C.V. Los sondeos representativos que fungieron como base para la determinación de la estratigrafía y caracterización del subsuelo del sitio corresponden al SM-18 de la campaña de 2008 y al SM-13 de la campaña preliminar. La información pertinente al sondeo en cuanto a estratigrafía y pruebas de laboratorio se tomó del informe que elaboró Geotec que lleva el título “Exploración Geotécnica Complementaria Línea 12 del Metro: Tramo1, Subtramo: Mixcoac-Axomulco, México, D.F.” con fecha de Diciembre de 2008.

#### Propiedades de resistencia

Las propiedades de resistencia se obtuvieron a partir de las pruebas triaxiales ejecutadas en muestras seleccionadas del sondeo SM-18, las cuales se reportan en el informe elaborado por Geotec mencionado en el párrafo anterior.

#### Propiedades de deformación

Los parámetros de deformación se obtuvieron de las curvas de compresibilidad ejecutadas en muestras seleccionadas del sondeo SM-18 de la campaña complementaria y SM-13 de la campaña preliminar, las cuales se reportan en los informes elaborados por Geotec mencionados en párrafos anteriores, siguiendo el criterio marcado por las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones (NTCDCC) en su inciso 3.3.2

### MURO MILÁN

#### Condiciones de arriostramiento

El sistema constructivo contempla que cada sistema de piso correspondiente a los niveles de losa tapa, losa de mezzanine y losa de fondo actúen como puntales que restrinjan el desplazamiento lateral del muro en la medida que avance la excavación, así mismo, los niveles quedan definidos por la propia estructuración.

#### Empujes activos

Los empujes activos sobre elementos de retención se obtuvieron a partir del Manual de Diseño Geotécnico editado por la Comisión de Vialidad y Transporte Urbano (COVITUR), empleando la teoría de Rankine referente a empujes horizontales.

#### Empujes redistribuidos

El empuje redistribuido se obtuvo a partir del mismo punto de la referencia mencionada en el punto anterior.

### Empujes pasivos

Se obtuvieron a partir del Manual de Construcción Geotécnica Tomo I Capítulo 2 referente a diseño de muros milán y tablestacas en su sección 2.3.2 de teoría de Rankine.

### Longitud requerida de la pata

La longitud requerida de la pata del muro se obtuvo a partir del Manual de Construcción Geotécnica editado por la Comisión de Vialidad y Transporte Urbano (COVITUR), en su Capítulo referente a estabilidad de la excavación, zonas del lago y de transición en su inciso 3.4 de falla por el empotramiento de la pata del muro milán. Así mismo se revisó que cumpla por capacidad de carga por requerimientos del procedimiento constructivo, tal referencia se indica en puntos subsecuentes.

### Módulos de reacción laterales

Se determinaron a partir de la teoría de la elasticidad según el Manual de Diseño de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad en su apartado de Diseño de Cimentaciones.

### Capacidad de carga de punta

La capacidad de carga por punta de los muros milán sobre los cuales actuará la carga de la estructura se obtuvo a partir de las NTCDCC en la sección 3.6 referente a cimentaciones con pilotes de punta o pilas, apartado 3.6.1.1 de capacidad por punta.

### Módulos de reacción en la punta de los muros

Se determinaron a partir de la capacidad de carga obtenida de la sección 3.6 referente a cimentaciones con pilotes de punta o pilas, apartados 3.6.1.1 de capacidad por punta de las NTCDCC y a los correspondientes asentamientos esperados según la teoría de la elasticidad.

### Diseño del lodo bentonítico

El diseño del lodo bentonítico se obtuvo a partir del Manual de Construcción Geotécnica Tomo I en su capítulo 3 referente a muros milán, sección 3.4.2 de mecanismo de falla en arcillas. Aunado a la referencia anterior se utilizó la tabla 5.7 de la sección 5.2.2 relativa a soporte temporal de perforaciones de la sección 5.2 de construcción de pilas del Manual de Cimentaciones Profundas.

### Diseño del lodo fraguante

Se diseñó en base al capítulo 3 referente a muros milán en su sección 3.5.4 de dosificación de los lodos del Manual de Construcción Geotécnica Tomo I

### Análisis de la estabilidad de la zanja crítica

El factor de seguridad para garantizar la estabilidad de la zanja crítica se determinó en función al método ordinario de dovelas, también llamado de Fellenius.

### ESTADO DE ESFUERZOS EN EL SUBSUELO Y PIEZOMETRIA

#### Condiciones piezométricas reportadas.

Las condiciones hidráulicas del sitio se obtuvieron a partir de la estación piezométrica más cercana, que corresponde a la estación EPZ-4, instalada en 2001 de la cual se reportan sus últimas lecturas piezométricas en el plano de “Perfil estratigráfico definitivo desde Eje 3 Oriente hasta Mixcoac”, con clave PMDF-09-MS-612000-III-0001-01593-P-00, con fecha del 24 de Agosto de 2009.

#### Estimación del hundimiento regional del lugar

La estimación del hundimiento regional se realizó en función de las condiciones piezométricas indicadas por GEOTEC en los informes correspondientes, siguiendo el criterio marcado en las NTCDCC en su inciso 3.3.2.

### CARGAS

#### Peso de la estación

El peso de la estación se obtuvo a partir de la información proporcionada por el área de estructuras de Dirac, según consta en el documento “Peso de Estación Ermita” sin clave y con fecha de Agosto de 2009.

### ESTACIÓN

#### Cimentación adoptada

En función del tipo de suelo, de la geometría de la estación y de las solicitaciones a que estará impuesta durante su vida útil, se adoptó una cimentación a base de muros milán que sirvan como elementos de retención de tierras y al mismo tiempo actúen como soporte permanente de las cargas que transmitan los diferentes niveles de la estación, siguiendo el procedimiento de sub-excavación, logrando así una rápida restitución de vialidades en la superficie.

#### Condición de compensación

El tipo de cimentación adoptada para la estación no contempla ningún tipo de compensación, ya que las cargas son transmitidas a los depósitos de alta resistencia al esfuerzo cortante y baja compresibilidad.

#### Falla de fondo

El análisis de falla de fondo de la excavación se realizó según el Manual de Diseño Geotécnico editado por la Comisión de Vialidad y Transporte Urbano (COVITUR), en su Capítulo 2 de Diseño del Metro en Cajón, ficha FDG-05 referente a la estabilidad de la excavación, zonas de lago y de transición, inciso 2.2 de falla general por el fondo.

#### Falla por flotación

El análisis de falla de fondo de la excavación se realizó según el Manual de Diseño Geotécnico editado por la Comisión de Vialidad y Transporte Urbano (COVITUR), en su Capítulo 2 de Diseño del Metro en Cajón, ficha FDG-07 referente al análisis de la sobre-compensación y flotación, inciso 3.2 de flotación.

#### Falla por sub-presión

El análisis de falla de fondo de la excavación se realizó según el Manual de Diseño Geotécnico editado por la Comisión de Vialidad y Transporte Urbano (COVITUR), en su Capítulo 2 de Diseño del Metro en Cajón, ficha FDG-05 referente a la estabilidad de la excavación, zonas de lago y de transición, inciso 3.3 de falla del fondo por sub-presión.

### PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

El procedimiento constructivo de la estación Ermita, es un procedimiento de subexcavación el cual consiste en la excavación y construcción a cielo abierto en las franjas laterales hasta nivel de losa tapa empleando muro berlín y troqueles con taludes de avance 1:1, excavación y construcción a cielo abierto en franjas centrales hasta el nivel de lecho bajo de losa tapa en avances limitados con taludes de avance 1:1 con berma intermedia. Finalizando con la sub-excavación y construcción en avances limitados de la losa de mezzanine y de la losa de fondo.

### EXCAVACIÓN A CIELO ABIERTO (PARA LOSA TAPA):

#### Análisis de expansiones elásticas

Se obtuvieron según el criterio marcado por las NTCDCC en su inciso 3.3.2, referente a estados límite de servicio.

#### Estabilidad de taludes de excavación

El factor de seguridad para garantizar la estabilidad de los taludes durante la etapa de excavación se determinó en función al método de Fellenius.

#### Cálculo de longitud de avances centrales

Por solicitud del constructor, de excavar la franja central de la estación sin la utilización de troqueles, se realizó el análisis para evitar deformaciones mayores a las admisibles en el marco estructural formado por la construcción de la losa tapa y losa de mezzanine en las franjas laterales de la estación.

### SUB-EXCAVACIÓN:

#### Análisis de expansiones elásticas

Se obtuvieron según el criterio marcado por las NTCDCC en su inciso 3.3.2, referente a estados límite de servicio.

#### Determinación de la magnitud de contra-flechas por re-compresión

Se obtuvieron a partir según el criterio marcado por las NTCDCC en su inciso 3.3.2, referente a estados límite de servicio.

## VII ANÁLISIS Y DISEÑO GEOTÉCNICO

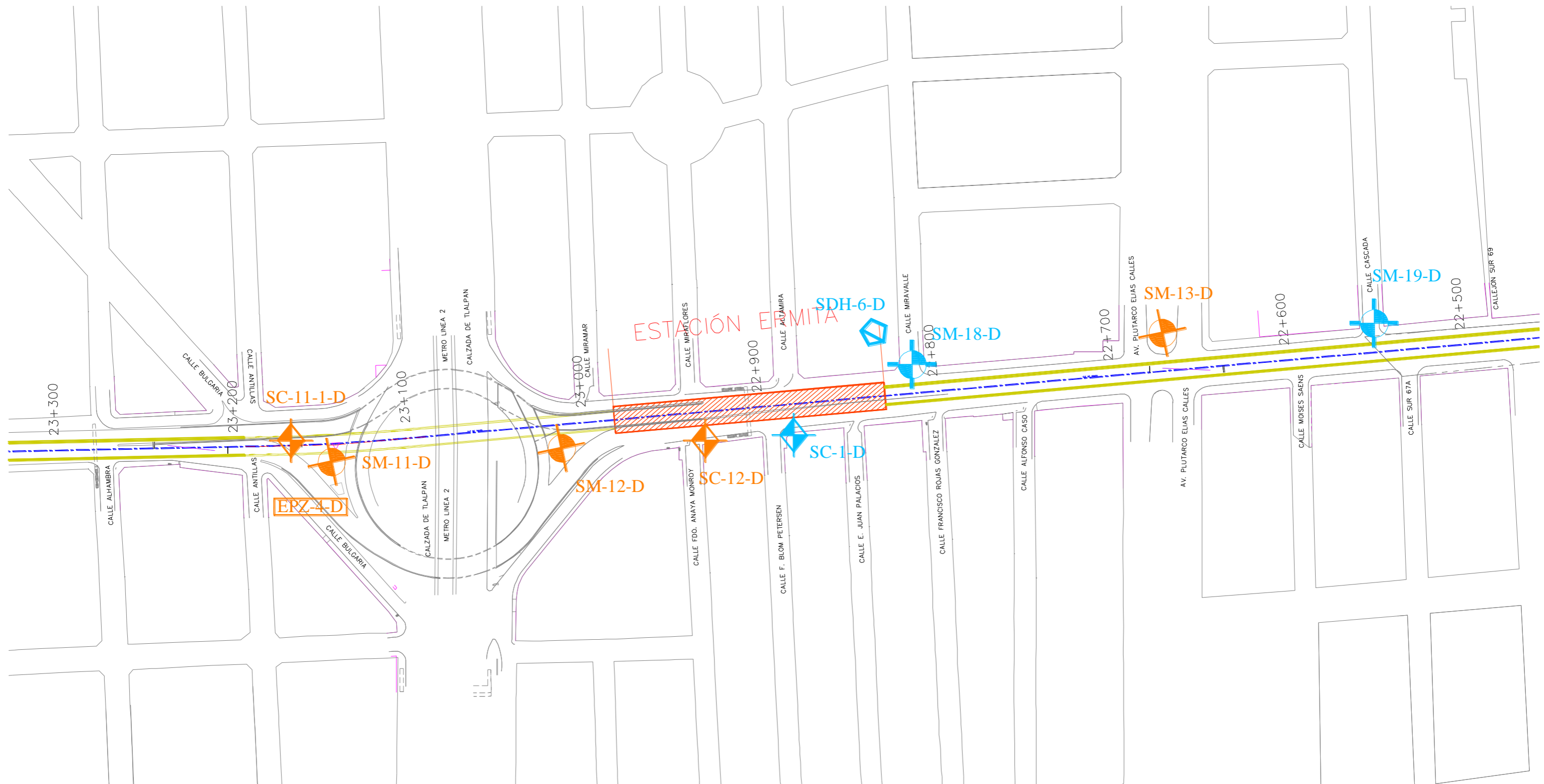
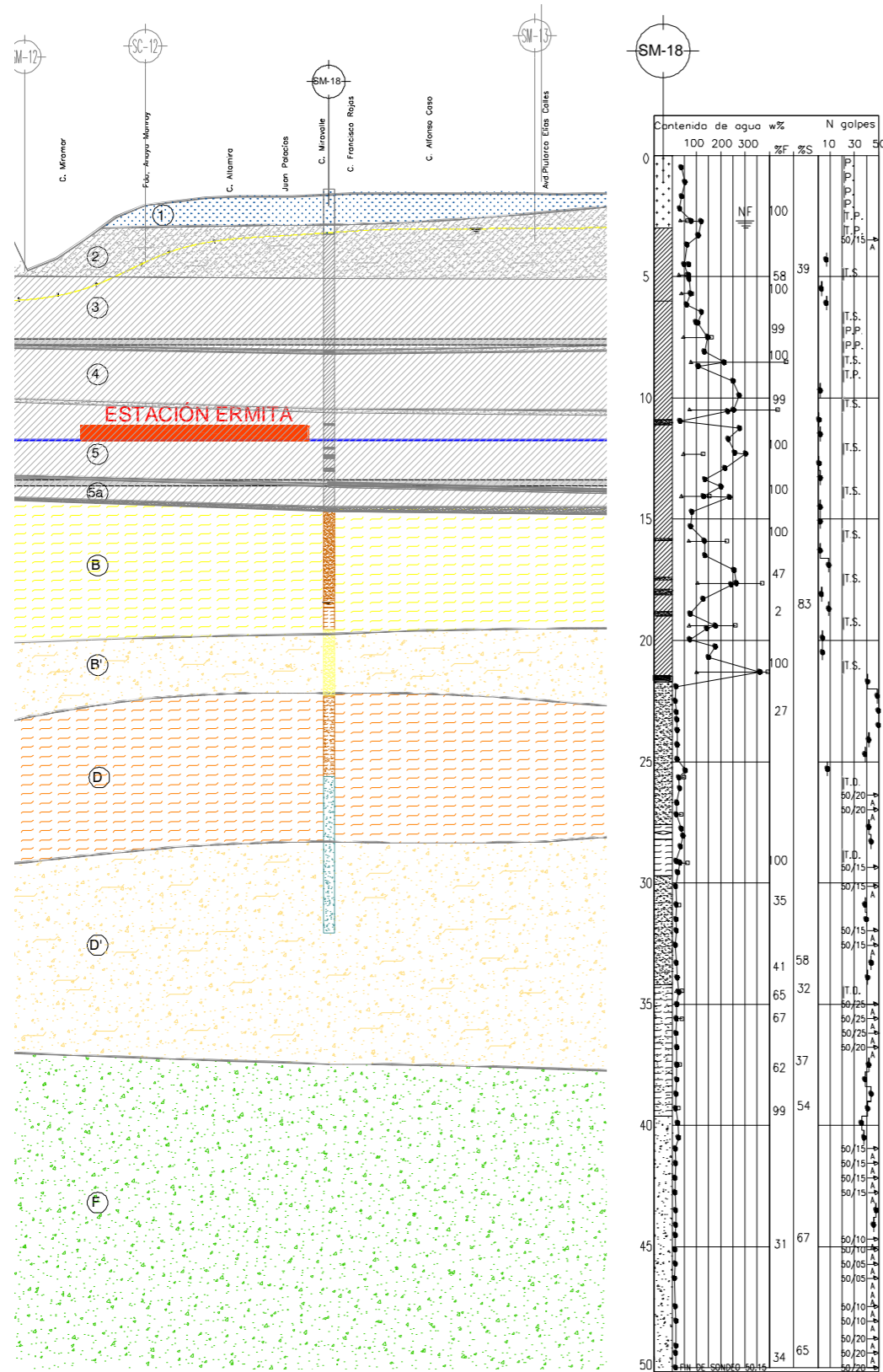


Fig. VI.1 Ubicación de la estación Ermita, línea 12



VII.1 ESTRATIGRAFÍA Y PROPIEDADES DEL SUBSUELO



Estratigrafía

Sondeo mixto SM-18

PROPIEDADES DEL SUBSUELO							
Estrato	c	$\phi$	$\gamma$	E	v	w	e
	t/m <sup>2</sup>	°	t/m <sup>3</sup>	t/m <sup>2</sup>	-	%	-
1 0.0 - 1.5	1.5	10	1.65	350	0.25	50	-
2 1.5 - 4.9	1.7	30	1.45	400	0.35	70	2.24
3 4.9 - 9.6	2.4	0	1.11	190	0.40	330	9.00
LENTE DE ARENA 9.6 - 9.8	0	34	1.80	2000	0.25	30	-
4 9.8 - 13.4	2.2	0	1.12	240	0.40	280	7.00
LENTE DE ARENA 13.4 - 13.6	0	34	1.80	2000	0.25	30	-
5 13.6 - 18.5	2.9	5	1.14	250	0.40	250	6.94
LENTE DE ARENA 18.5 - 18.7	0	34	1.80	2000	0.25	30	-
5a 18.7 - 20.1	5.2	6	1.14	480	0.40	200	2.66
LENTE DE ARENA 20.1 - 20.2	0	34	1.80	2000	0.25	30	-
B 20.2 - 29.2	6.0	32	1.75	4000	0.20	20	-
B' 29.2 - 33.3	8.0	32	1.78	6800	0.20	20	-
D 33.3 - 43.5	10	32	1.80	8000	0.20	20	-
D' 43.5 - 57.5	9.0	32	1.80	7000	0.20	20	-
F 57.5 - -----	6.0	32	1.78	6800	0.20	40	-

SIMBOLOGÍA

- RELLENO
- ARCILLA
- ARENA
- LIMO
- GRAVAS
- SONDEOS MIXTOS (SM) CAMPAÑA COMPLEMENTARIA
- SONDEOS DOWN-HOLE (SDH) CAMPAÑA COMPLEMENTARIA
- SONDEOS DE CONO ELÉCTRICO (SC) CAMPAÑA COMPLEMENTARIA
- SONDEOS DE PIEZOCONO (SPC) CAMPAÑA COMPLEMENTARIA
- SONDEOS MIXTOS (SM) CAMPAÑA PRELIMINAR
- SONDEOS DE CONO ELÉCTRICO (SC) CAMPAÑA PRELIMINAR
- c COHESIÓN
- $\phi$  ÁNGULO DE FRICCIÓN INTERNA
- $\gamma$  PESO VOLUMÉTRICO
- E MÓDULO DE ELASTICIDAD
- v RELACIÓN DE POISSON
- (A) IDENTIFICA DEPÓSITO
- CONTENIDO DE AGUA (W)
- LIMITE LÍQUIDO
- △ LIMITE PLÁSTICO
- NUMERO DE GOLPES
- 50/05 → No. DE GOLPES/PENETRACIÓN EN cm.
- TS MUESTRA EXTRAÍDA CON TUBO SHELBY
- TD MUESTRA EXTRAÍDA CON TUBO DENTADO
- P AVANCE CON POSTEADORA
- PP AVANCE POR PESO PROPIO
- NAF NIVEL DE AGUAS FREÁTICAS
- CURVA DE IGUAL HUNDIMIENTO EN cm/año
- qc RESISTENCIA DE PUNTA
- w CONTENIDO DE AGUA
- e RELACIÓN DE VACIOS
- %F PORCENTAJE DE FINOS
- %S PORCENTAJE DE ARENAS

ESTRATO 1. DE LA SUPERFICIE DEL SUELO A PROFUNDIDADES VARIABLES ENTRE 0.40 Y 2.0M SE DETECTÓ UN RELLENO COMPUESTO POR ARCILLA ARENOSA CON GRAVAS.

ESTRATO 2. SUBYACIENDO AL DEPÓSITO ANTERIOR Y A PROFUNDIDADES DEL ORDEN DE 6.0M SE ATRAVESÓ LA COSTRA SUPERFICIAL DE LA ZONA, CONSTITUIDA POR ARCILLA ARENOSA, DE BAJA PLASTICIDAD, DE CONSISTENCIA MEDIA, CAFÉ Y GRIS, CON INTERCALACIONES DE LIMO Y LENTES DE ARENA FINA.

ESTRATO 3. PRIMER DEPÓSITO DE ARCILLA, DE ALTA PLASTICIDAD, DE CONSISTENCIA MUY BLANDA, GRIS Y VERDE OLIVO. ALCANZA PROFUNDIDADES LIGERAMENTE MAYORES A 10.0M.

-LENTE DE ARENA FINA NEGRA, EL CUAL SE ENCUENTRA SENSIBLEMENTE HORIZONTAL.

ESTRATO 4. SEGUNDO DEPÓSITO DE ARCILLA, DE ALTA PLASTICIDAD, DE CONSISTENCIA MUY BLANDA, GRIS Y VERDE OLIVO. ALCANZA PROFUNDIDADES LIGERAMENTE MENORES A 15.0M.

-LENTE DE ARENA Y CENIZA VOLCÁNICA, EL CUAL SE ENCUENTRA SENSIBLEMENTE HORIZONTAL.

ESTRATO 5. TERCER DEPÓSITO DE ARCILLA, DE ALTA PLASTICIDAD, DE CONSISTENCIA BLANDA, GRIS Y VERDE OLIVO. ALCANZA PROFUNDIDADES ENTRE 18.0 Y 20.0 M.

-LENTE DE ARENA Y CENIZA VOLCÁNICA, PRESENTA UNA LIGERA PENDIENTE DE PONIENTE A ORIENTE.

ESTRATO 5a. CUARTO DEPÓSITO DE ARCILLA, DE ALTA PLASTICIDAD, DE CONSISTENCIA BLANDA, GRIS Y VERDE OLIVO. ALCANZAN PROFUNDIDADES DE HASTA 22.0M. SE ENCUENTRA EN LA FRONTERA ENTRE LOS DEPÓSITOS LACUSTRES Y LOS DEPÓSITOS VOLCÁNICOS.

-LENTE DE ARENA PUMÍTICA MEZCLADA CON CENIZA NEGRA.

ESTRATO B. ARENA LIMOSA, EN PARTES ARCILLOSA, EN ESTADO MUY COMPACTO, CAFÉ AMARILLO, CONSTITUYE LA SEGUNDA TOBA DE ORIGEN VOLCÁNICO, ALCANZA PROFUNDIDADES DEL ORDEN DE 33.0 M.

ESTRATO B'. ARENA DE GRANO FINO A GRUESO, LIMOSA, EN ESTADO MUY COMPACTO, CON FRAGMENTOS DE GRAVA SUBREDONDEADA, GRIS OLIVO Y AMARILLO, CONSTITUYE UN MATERIAL DE ORIGEN ALUVIAL. ALCANZA PROFUNDIDADES DE HASTA 43.0 M

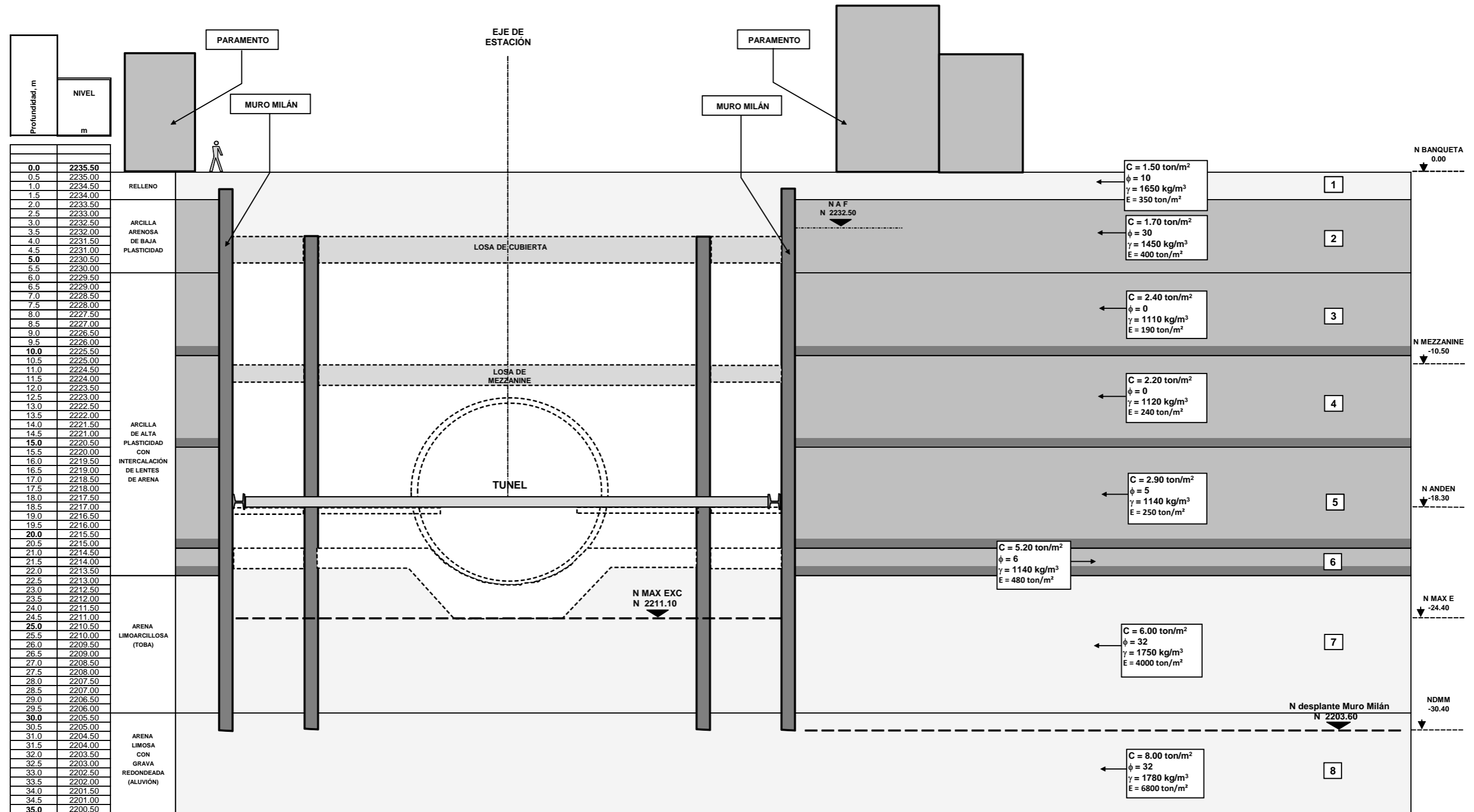
ESTRATO D. ARENA LIMOSA, EN PARTES ARCILLOSA, EN ESTADO MUY COMPACTO, CON LENTES DE ARENA PUMÍTICA, CAFÉ AMARILLO. CONSTITUYE LA PRIMER TOBA DE ORIGEN VOLCÁNICO. ALCANZA PROFUNDIDADES LIGERAMENTE MENORES A 50.0 M.

ESTRATO D'. ARENA DE GRANO FINO A GRUESO, ARCILLOSA, EN ESTADO MUY COMPACTO, CON FRAGMENTOS DE GRAVA SUBREDONDEADA, GRIS OLIVO Y CAFÉ AMARILLO, CONSTITUYE UN MATERIAL DE ORIGEN ALUVIAL. ALCANZA PROFUNDIDADES DEL ORDEN DE 63.0M, SEGÚN EL SP-2.

ESTRATO F. LOS SONDEOS PROFUNDOS ASÍ COMO LA ESTRATIGRAFÍA DEL PONIENTE, PERMITEN ESTIMAR QUE SUBYACIENDO AL DEPÓSITO ANTERIOR SE ENCUENTRA EL MIEMBRO ARENOSO DE LA FORMACIÓN TARANGO, CONSTITUIDO POR ARENA PUMÍTICA EN ESTADO MUY COMPACTO CAFÉ OSCURO.

CONDICIONES ESTRATIGRAFICAS Y PROPIEDADES DEL SUBSUELO

METRO LINEA 12 ESTACIÓN ERMITA PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO MIXTO

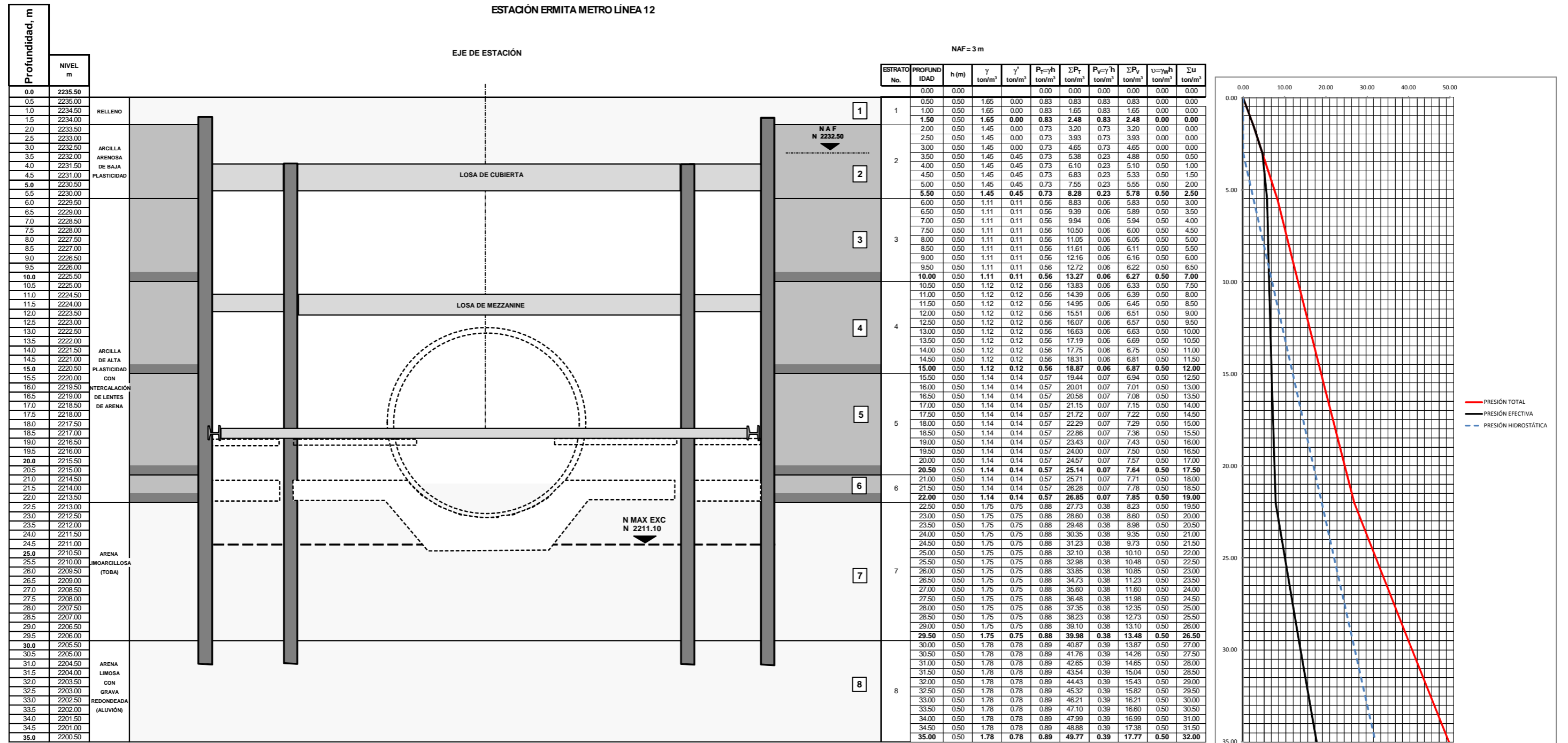


VII.2 CÁLCULO DEL ESTADO DE ESFUERZOS EN LA MASA DE SUELO

Presión Total ( $P_V, P_T$ )  $P_T = \gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2 + \dots + \gamma_n h_n$

Presión Hidrostática ( $P_W, u$ )  $P_W = \gamma_w h_1 + \gamma_w h_2 + \dots + \gamma_w h_n$

Presión Efectiva ( $P_v, u$ )  $P_v = P_T - u$



### VII.3 MURO MILÁN

#### VII.3.1 DETERMINACIÓN DE LOS VALORES DE LA PRESIÓN ACTIVA SOBRE EL MURO MILÁN

En el cálculo de los empujes horizontales sobre los muros deben considerarse dos condiciones de trabajo diferentes:

- a) a corto plazo. El empuje del suelo es del tipo activo; prevalece la resistencia no drenada del suelo.
- b) A largo plazo. Durante la vida útil del cajón, los empujes actuantes corresponden a las condiciones de empuje en reposo; prevalece la resistencia drenada del suelo.

#### DETERMINACIÓN DE LOS VALORES DE PRESIÓN ACTIVA SOBRE EL MURO MILÁN

$$p_a = \gamma h k_a - 2c\sqrt{k_a} + qk_a$$

Donde

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

De acuerdo a las NTCCC los Factores de carga y de resistencia, FC, que deberán aplicarse a las acciones para el diseño de cimentaciones serán los indicados en el Artículo 165 del Reglamento. Para estados límite de servicio, el factor de carga será unitario en todas las acciones.

Para estados límite de falla se aplicará un factor de carga de 1.1 al peso propio del suelo y a los empujes laterales de éste. La acción de la subpresión y de la fricción negativa se tomará con un factor de carga unitario.

$$p_{a_1} = \gamma_1 h_1 k_1 - 2c\sqrt{k_1} + qk_1$$

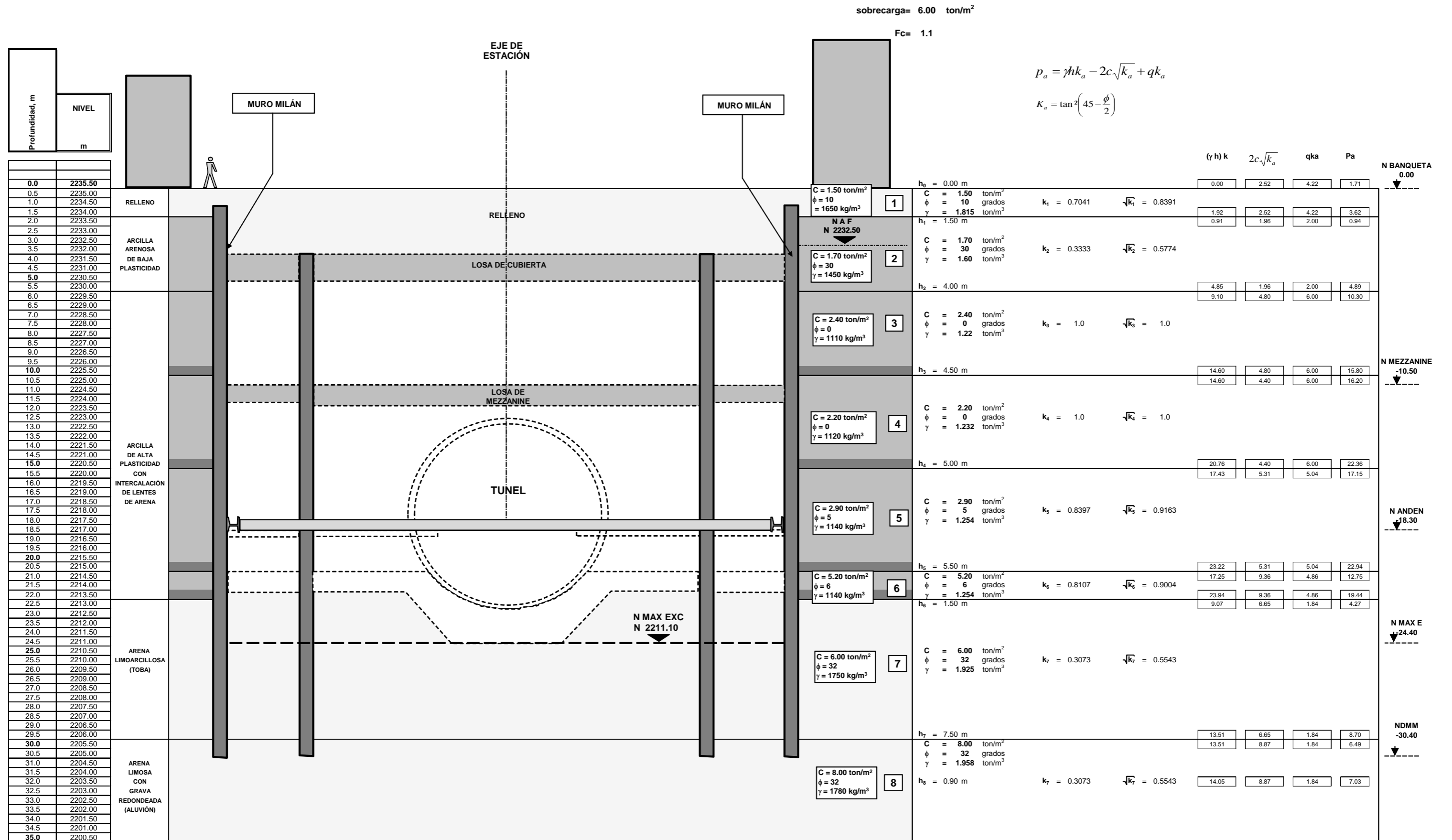
$$p_{a_2} = (\gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2) k_2 - 2c\sqrt{k_2} + qk_2$$

$$p_{a_3} = (\gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2 + \gamma_3 h_3) k_3 - 2c\sqrt{k_3} + qk_3$$

$$p_{a_n} = (\gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2 + \gamma_3 h_3 + \dots + \gamma_n h_n) k_n - 2c\sqrt{k_n} + qk_n$$

---

METRO LINEA 12 ESTACIÓN ERMITA PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO MIXTO



DETERMINACIÓN DE LOS VALORES DE LA PRESIÓN ACTIVA SOBRE EL MURO MILÁN

VII.3.1.1 DIAGRAMA DE PRESIONES ACTIVAS SOBRE EL MURO MILÁN

METRO LINEA 12 ESTACIÓN ERMITA PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO MIXTO

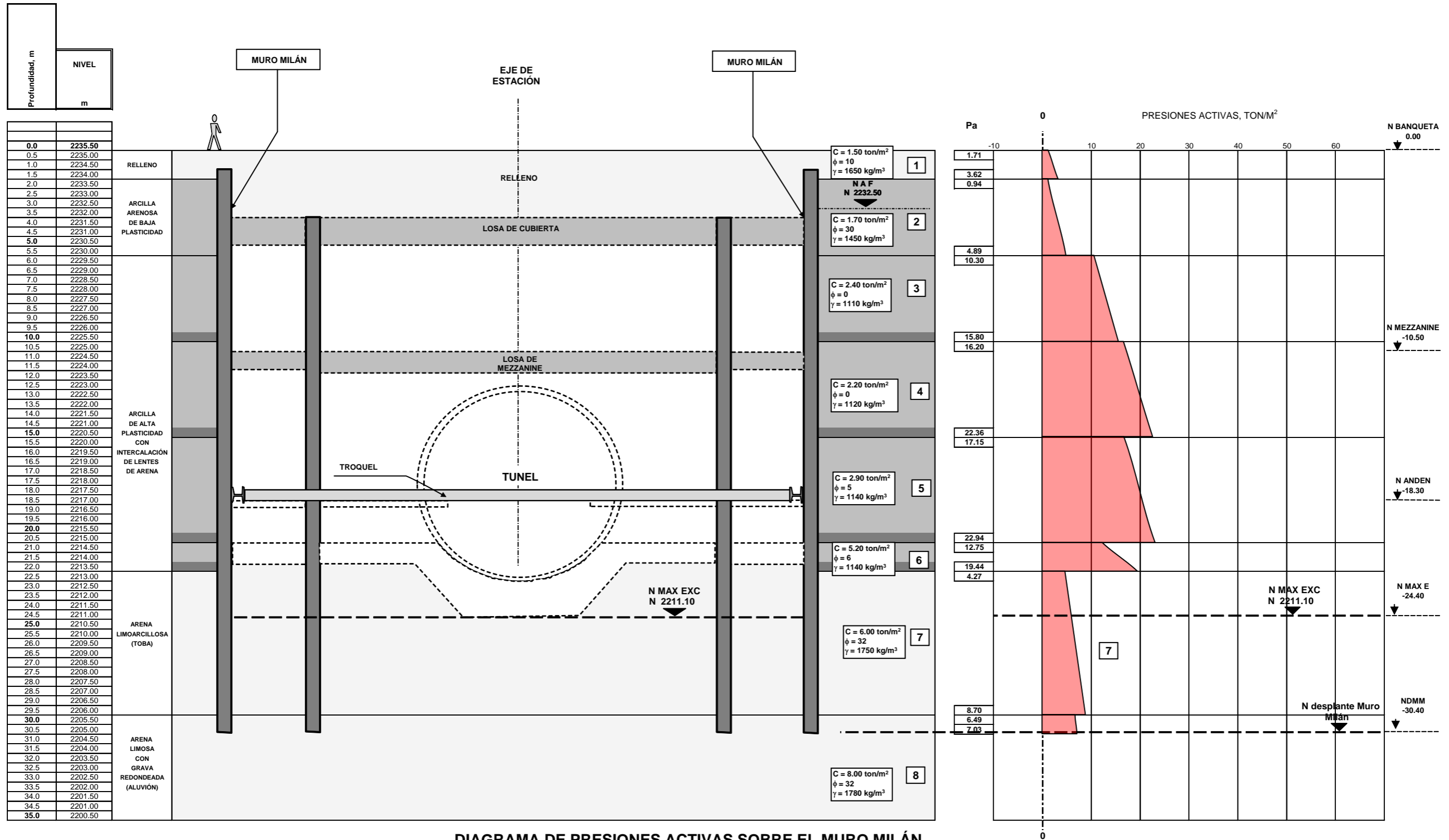
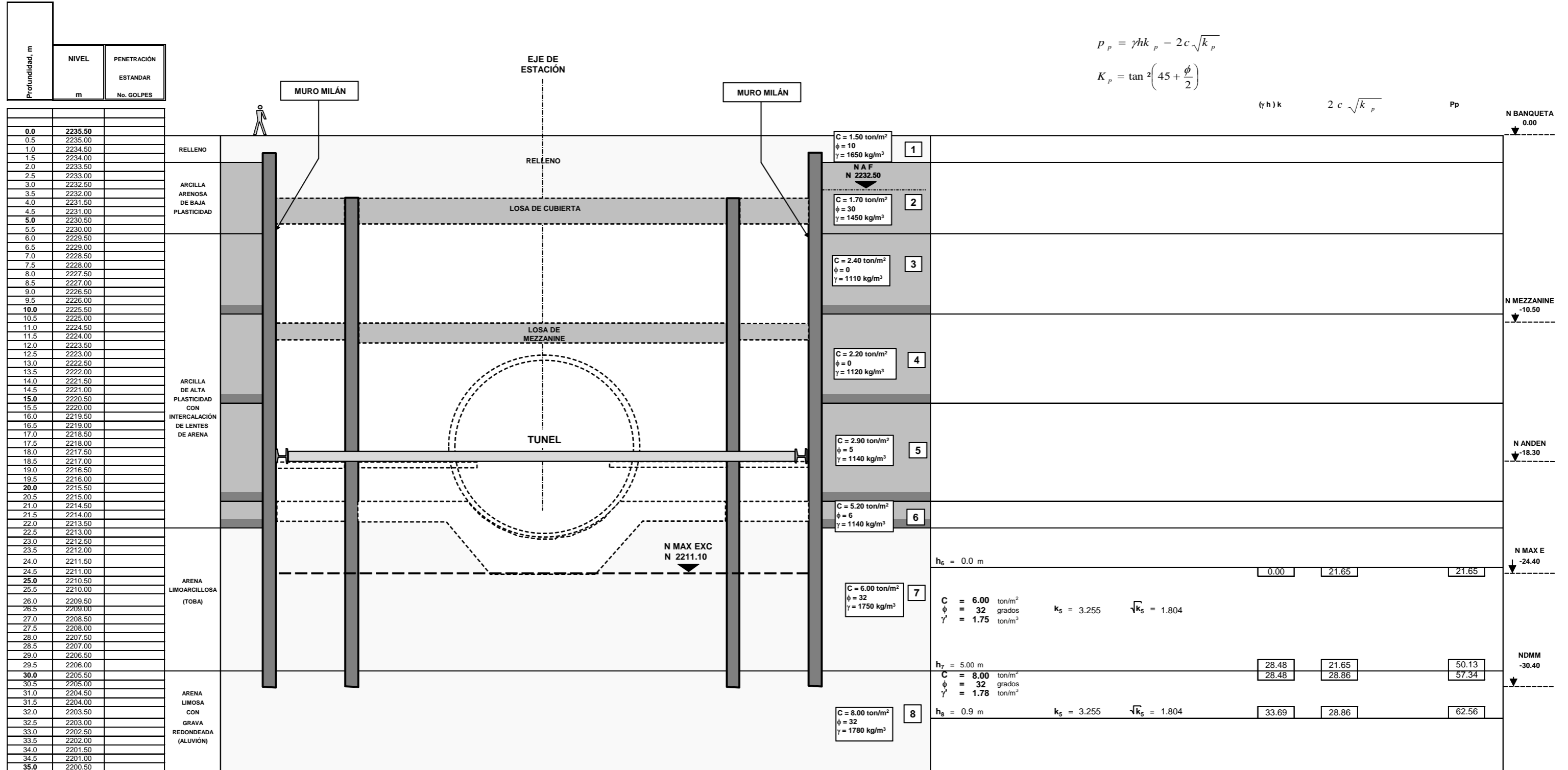


DIAGRAMA DE PRESIONES ACTIVAS SOBRE EL MURO MILÁN  
PRESIONES DEBIDAS AL SUELO Y SOBRECARGA

VII.3.2 DETERMINACIÓN DE LOS VALORES DE LAS PRESIONES PASIVAS EN LA ZONA DE LA ESTACIÓN

METRO LINEA 12 ESTACIÓN ERMITA PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO MIXTO



VALORES DE LAS PRESIONES PASIVAS EN LA ZONA DE ESTACIÓN

VII.3.2.1 DIAGRAMA DE PRESIONES PASIVAS SOBRE EL MURO MILÁN

METRO LINEA 12 ESTACIÓN ERMITA PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO MIXTO

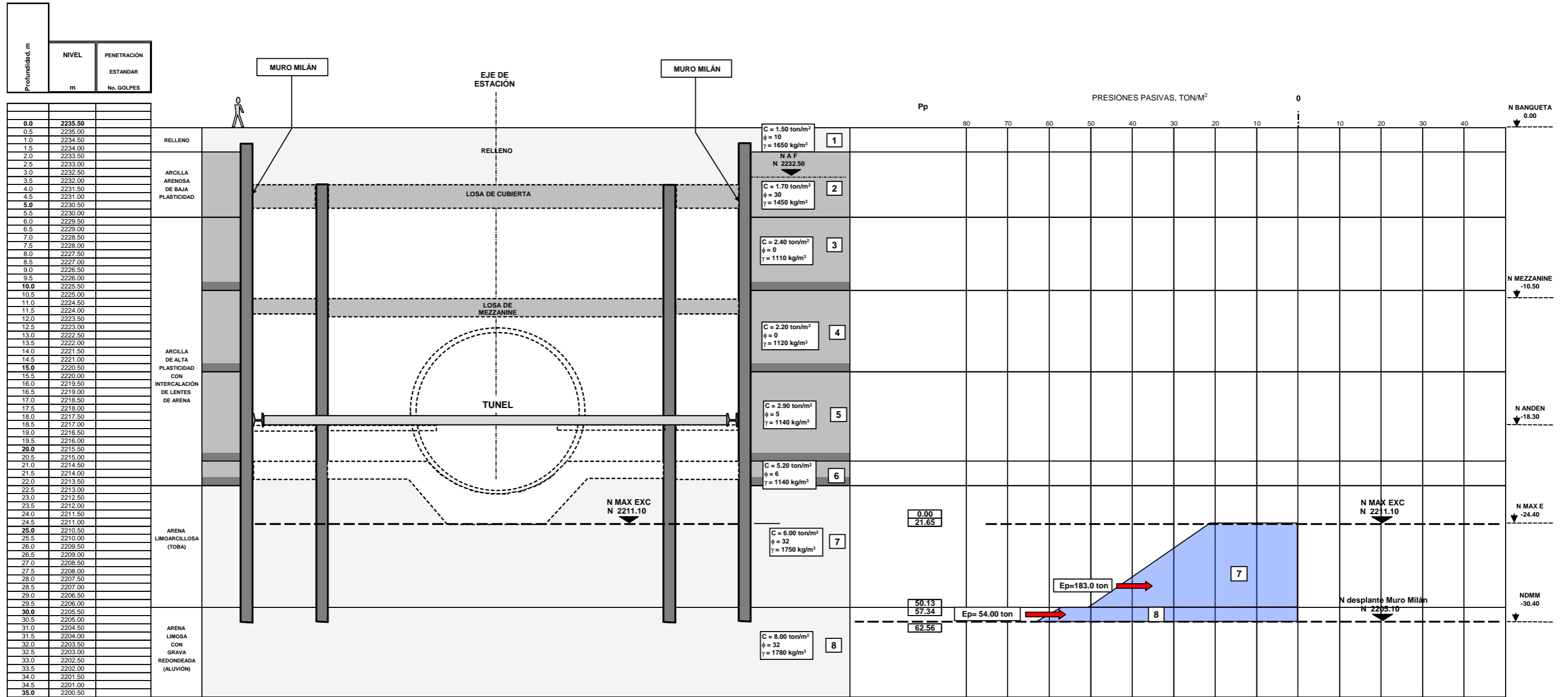


DIAGRAMA DE PRESIONES PASIVAS SOBRE EL MURO MILÁN  
PRESIONES DEBIDAS AL SUELO



VII.3.3 DIAGRAMA DE PRESIONES ACTIVAS Y PASIVAS SOBRE EL MURO MILÁN

METRO LINEA 12 ESTACIÓN ERMITA PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO MIXTO

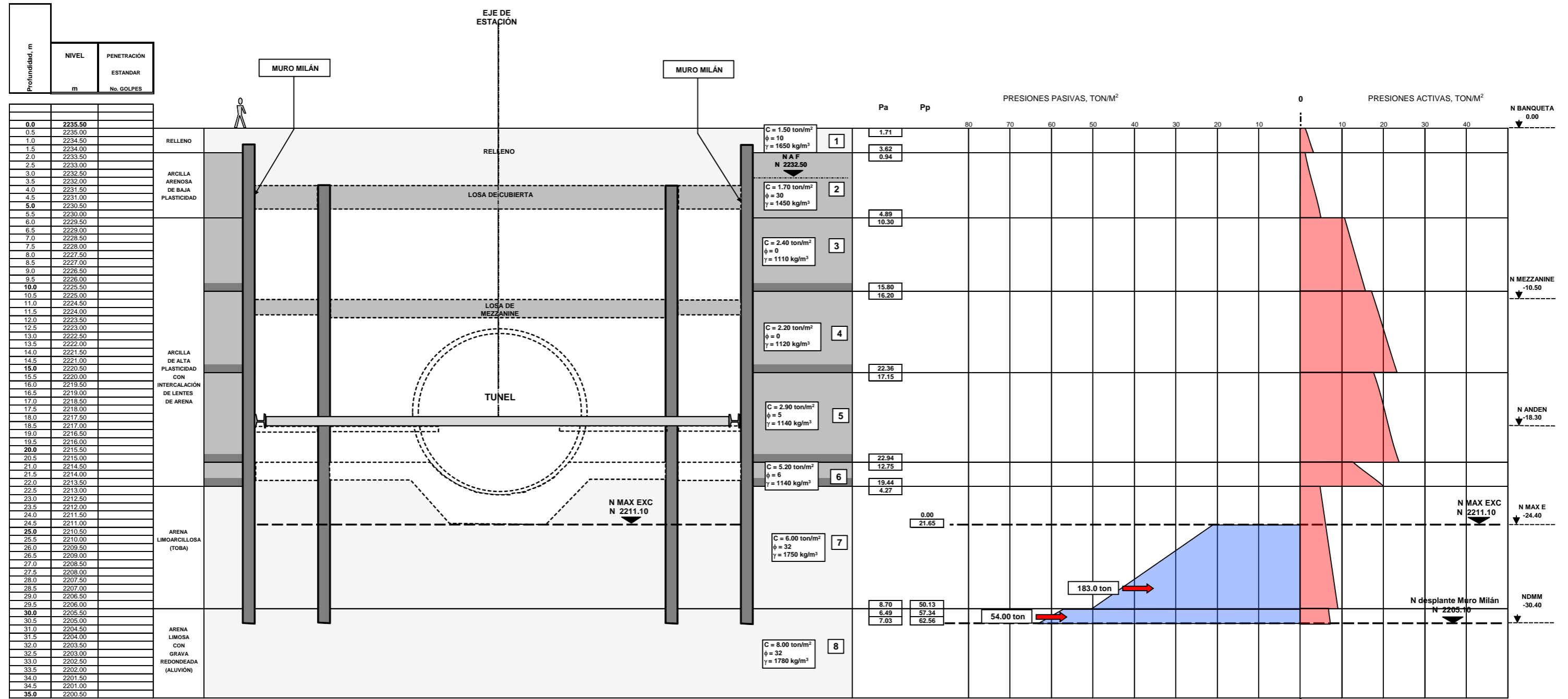
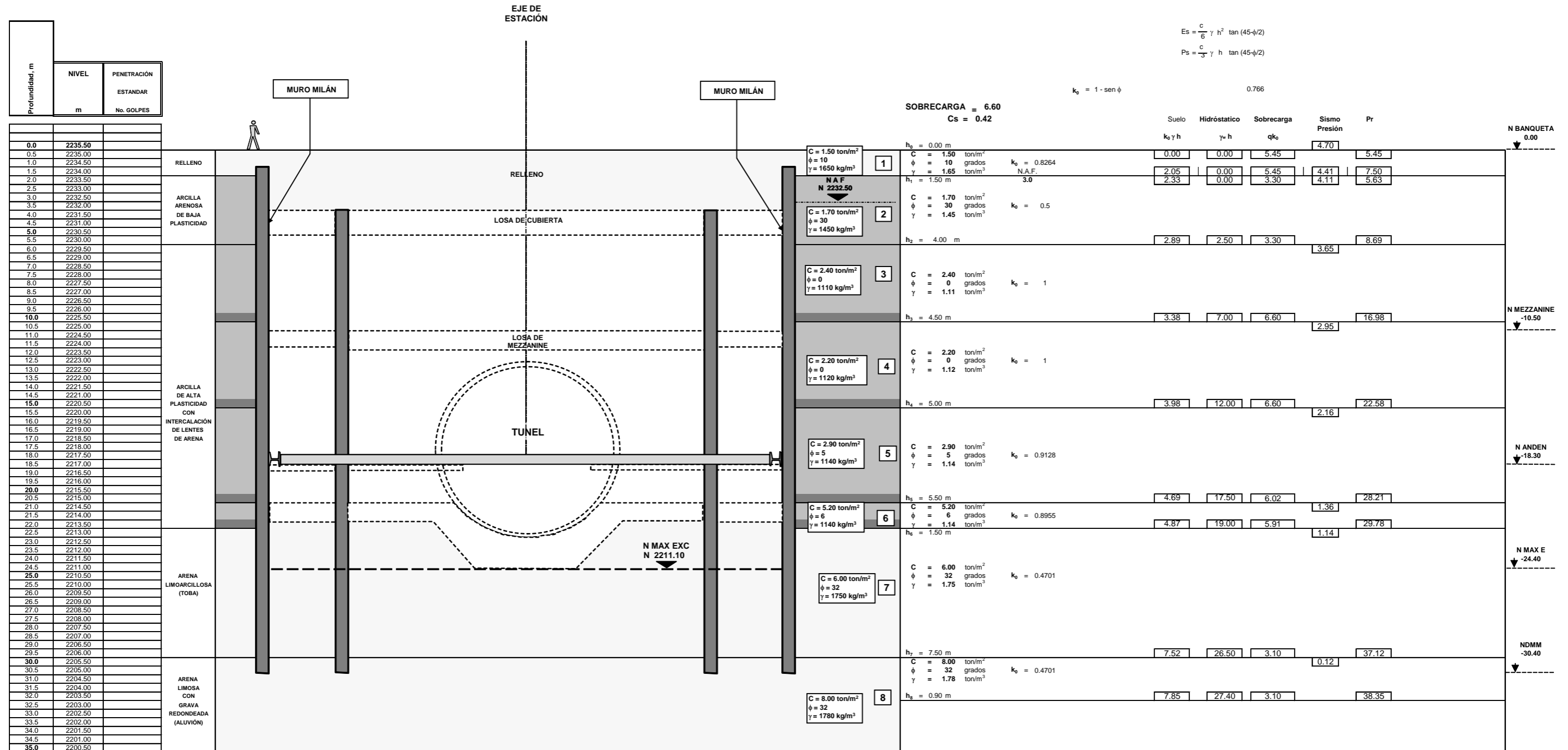


DIAGRAMA DE PRESIONES ACTIVAS Y PASIVAS SOBRE EL MURO MILÁN  
PRESIONES DEBIDAS AL SUELO Y SOBRECARGA

VII.3.4 DETERMINACIÓN DE LOS VALORES DE LA PRESIÓN A LARGO PLAZO SOBRE EL MURO MILÁN

METRO LINEA 12 ESTACIÓN ERMITA PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO MIXTO



DETERMINACIÓN DE LOS VALORES DE LA PRESIÓN A LARGO PLAZO SOBRE EL MURO MILÁN  
PRESIONES DEBIDAS AL SUELO, SOBRECARGA Y SISMO

VII.3.5 DIAGRAMA DE PRESIONES A LARGO PLAZO SOBRE EL MURO MILÁN

METRO LINEA 12 ESTACIÓN ERMITA PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO MIXTO

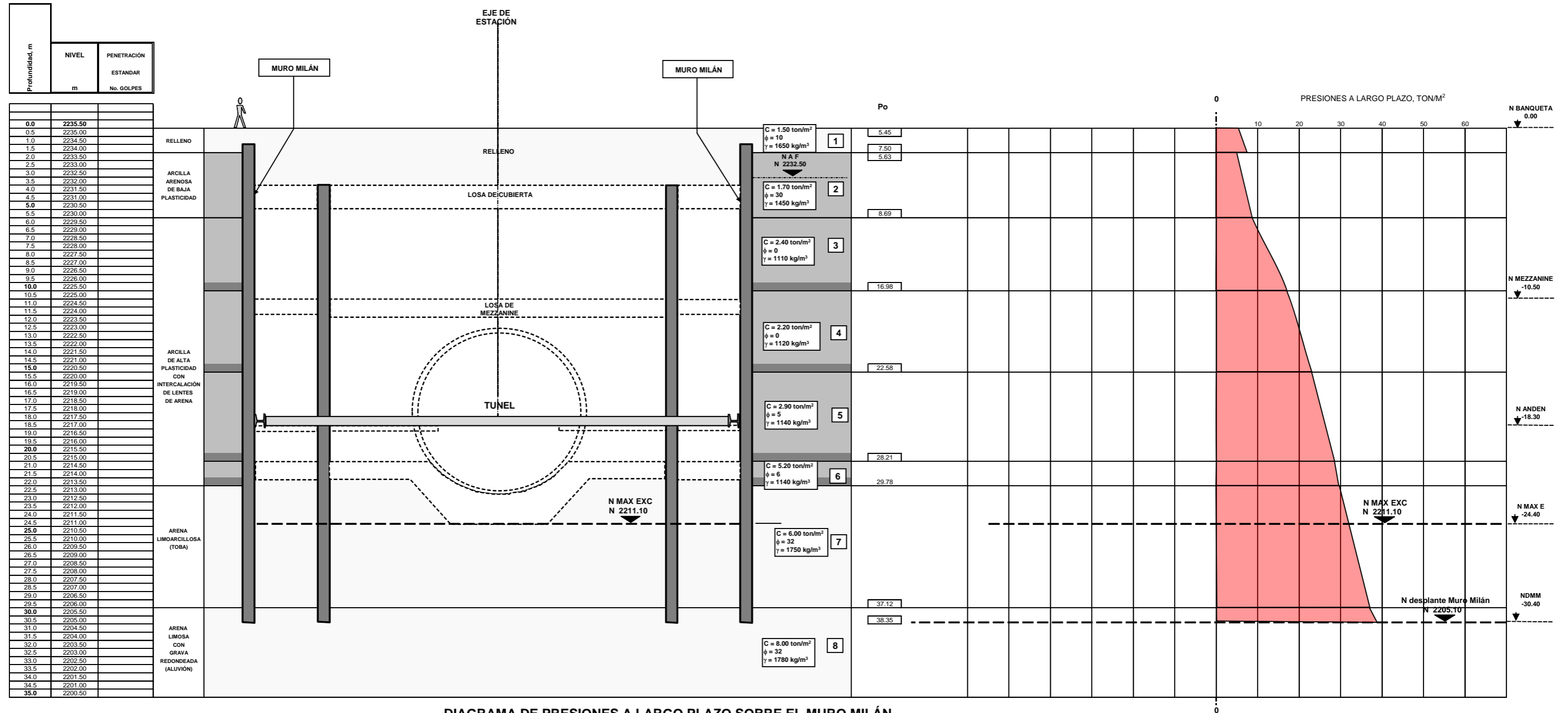
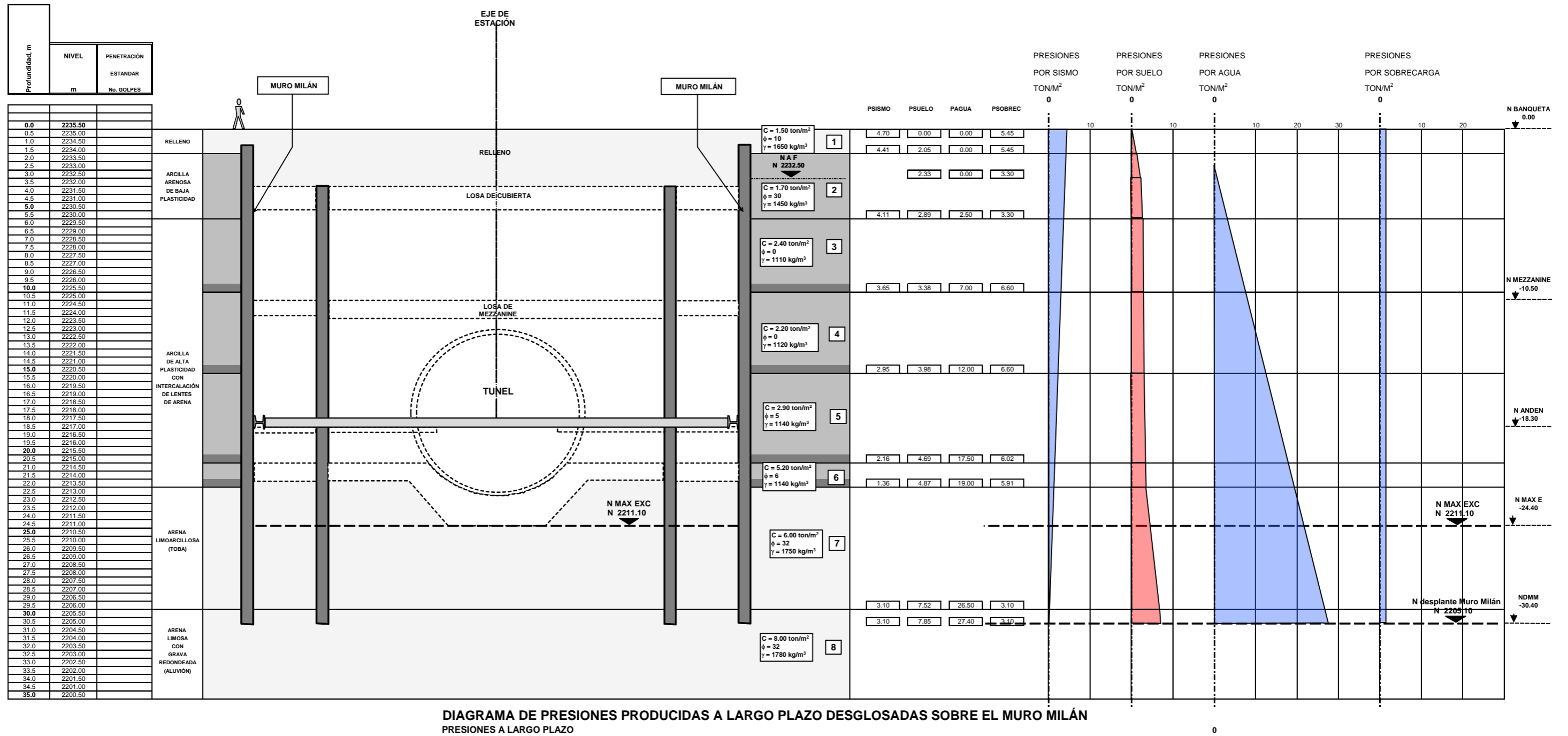


DIAGRAMA DE PRESIONES A LARGO PLAZO SOBRE EL MURO MILÁN  
PRESIONES DEBIDAS AL SUELO Y SOBRECARGA

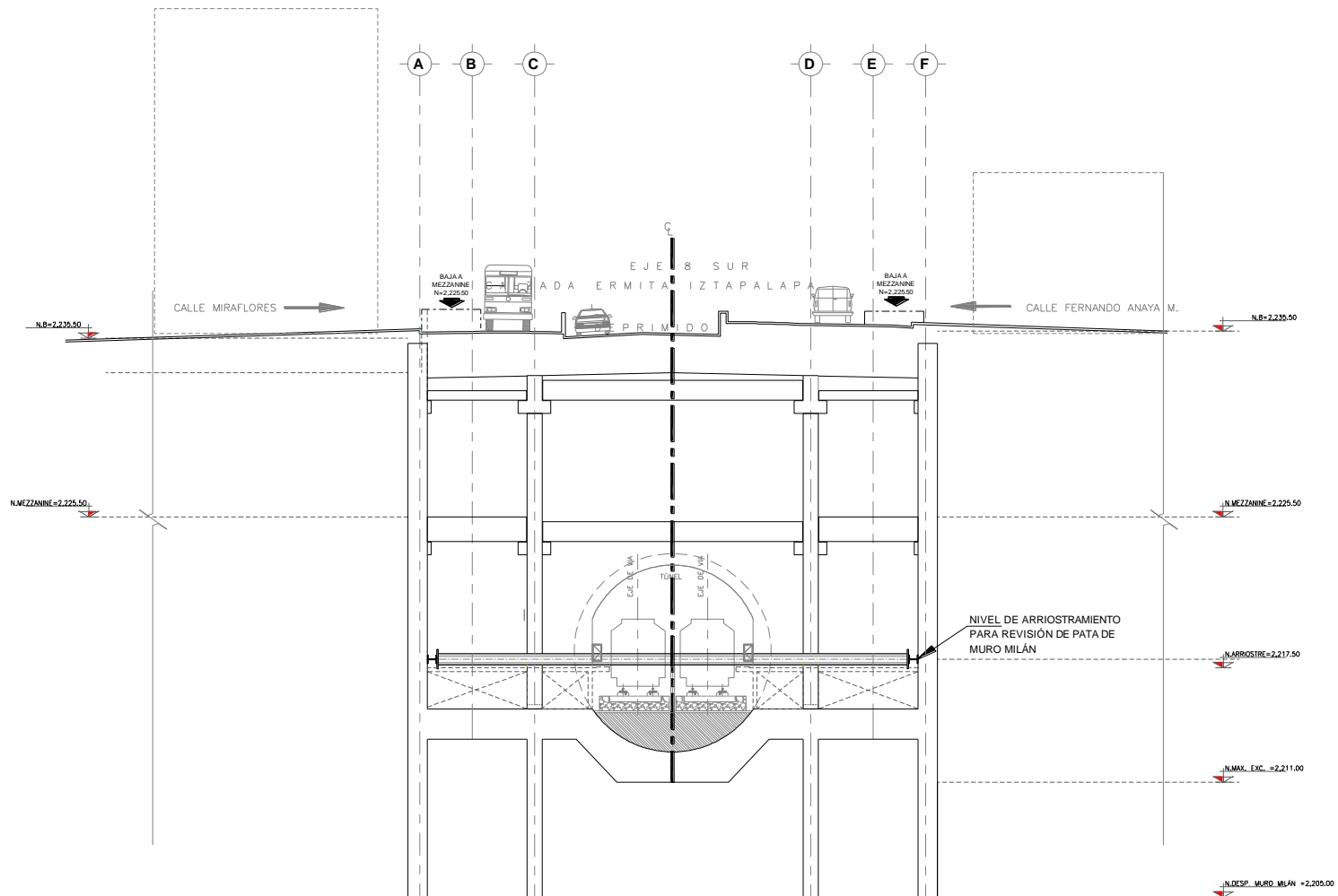
VII.3.6 DIAGRAMA DE PRESIONES PRODUCIDAS A LARGO PLAZO SOBRE EL MURO MILÁN

METRO LINEA 12 ESTACIÓN ERMITA PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO MIXTO



## VII.4 LONGITUD REQUERIDA DE LA PATA DE MURO MILÁN

### VII.4.1 CONDICIONES DE ARRIOSTRE



CÁLCULO DE LA LONGITUD REQUERIDA DE LA PATA

$$F.S_{empotre} = \frac{cLr + Wl + M_p}{p \frac{D^2}{2}}$$

Donde

c = Resistencia la constante en la superficie de falla

L = Longitud de la superficie de falla

r = Radio de la superficie de falla

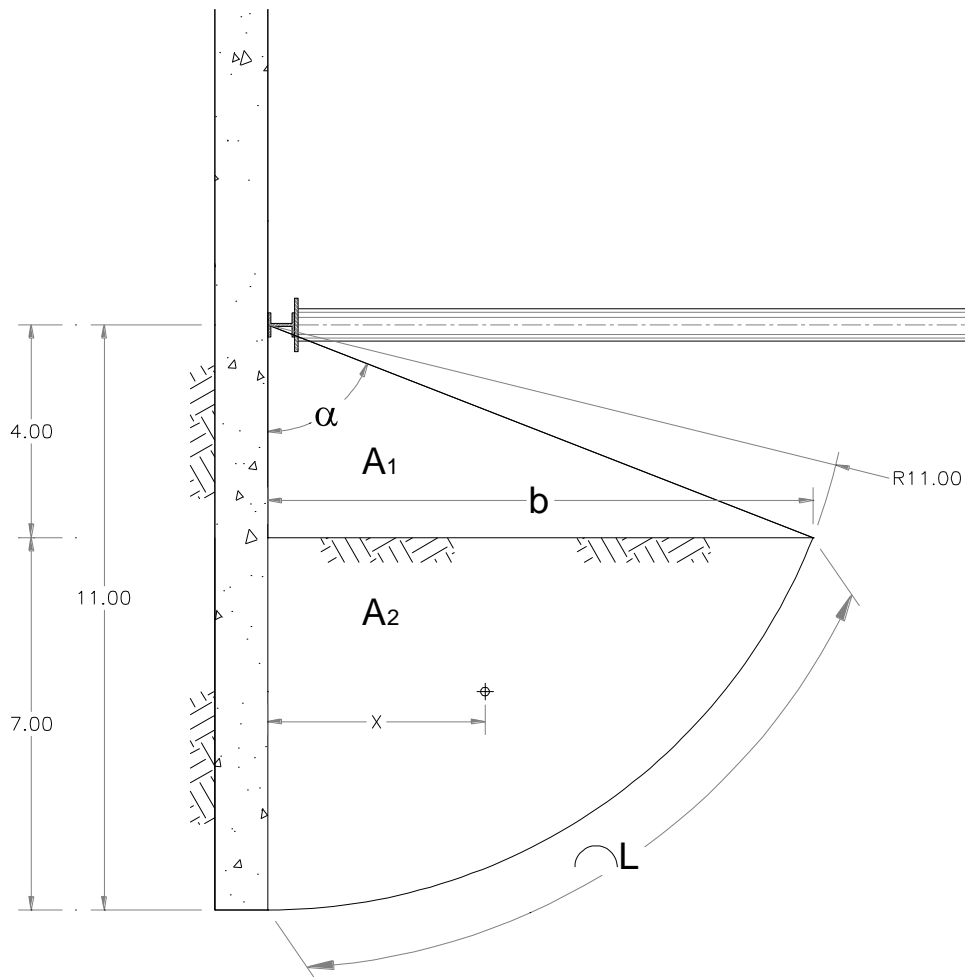
W = Peso del suelo dentro de los límites de la superficie de falla

l = Distancia del paño del muro al centro de gravedad del suelo resistente

M<sub>p</sub> = Momento flexionante resistente del muro de contención = 0

p = Presión promedio sobre el muro

D = Distancia entre el último nivel de apuntalamiento a la pata del muro.



$$r = 11.00m$$

$$\cos \alpha = \frac{c.a}{r} \quad \alpha = \cos^{-1}\left(\frac{c.a}{r}\right) \quad \alpha = \cos^{-1}\left(\frac{4.00m}{11.00m}\right) = 68.67$$

$$\text{sen} \alpha = \frac{b}{r}$$

Despejando b

$$b = \text{sen} \alpha \cdot r$$

$$b = \text{sen} 68.67 \cdot 11.00m$$

$$b = 10.24m$$

Cálculo de la longitud de la superficie de falla

$$L = \frac{\alpha}{180} \cdot r$$

$$L = \frac{68.67}{180} \cdot 11.00m = 13.18m$$

$$L = 13.18m$$

$$A_T = \left(\frac{\pi}{360}\right) \cdot r^2 \cdot \alpha$$

$$A_T = \left(\frac{\pi}{360}\right) \cdot (11.00)^2 \cdot 68.67 = 72.51m^2$$

$$A_1 = A_T - A_2$$

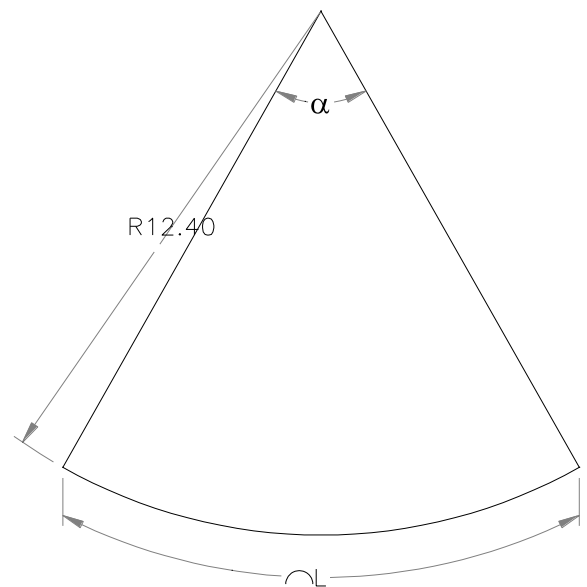
$$A_2 = \frac{bh}{2} \quad A_2 = \frac{(10.25m)(4.00m)}{2} = 20.5m^2$$

$$A_2 = 33.98m^2$$

$$A_1 = 79.06m^2 - 33.98m^2$$

$$A_1 = 52.01m^2$$

Se obtiene el volumen para una franja de ancho unitario



$$A_1 = (42.01m^2)(1m)$$

$$A_1 = 52.01m^3$$

Para un  $\gamma$  promedio = 1.765 ton/m<sup>3</sup>

$$W = \rho \cdot V$$

$$W = (52.01m^3) \left( 1.765 \frac{ton}{m^3} \right)$$

$$W = 91.79ton$$

Centro de gravedad del suelo resistente

$$X = 4.08 \text{ m}$$

$$Y = 2.89m$$

$$F.S_{empotre} = \frac{cLr + Wl + M_p}{p \frac{D^2}{2}}$$

$$F.S_{empotre} = \frac{(3.18m)(1.00m) + (91.79ton)(4.08m) + (ton/m^2)}{(4.30ton/m^2) \frac{(11.00)^2}{2}} = 1.61$$

Revisión de falla por empotramiento Reglamento de construcción del D.F y Normas Técnicas Complementarias

(Momento resistente)(0.70) > (Momento motor)(1.10)

$$M_R = \left( 1388.81 \frac{ton}{m} \right) (0.70)$$

$$M_M = \left( 865.15 \frac{ton}{m} \right) (1.10)$$

∴ es aceptable



## VII.5 CÁLCULO DE LA CAPACIDAD DE CARGA DE PUNTA ADMISIBLE DEL MURO MILÁN

$$Q_{adm} = \left( \sum'_v N_q \right) * F_R + p_v A_p$$

Donde

$A_p$  es el área transversal del muro;

$P_v$  es la presión vertical total debida al peso del suelo a profundidad de desplante de los pilotes

$P'_v$  es la presión vertical efectiva a la profundidad de desplante, en ton/m<sup>2</sup>

$N_q$  es el coeficiente de capacidad de carga definido por:

$$Nq^* = N_{\min} + L_e \frac{N_{\max} - N_{\min}}{4B \tan\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right)} ; \text{ cuando } \frac{L_e}{B} \leq 4B \tan\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right) ; \text{ o bien}$$

$$Nq^* = N_{\max} ; \text{ cuando } \frac{L_e}{B} > 4B \tan\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right)$$

$F_R$  se tomará igual a 0.35

Valor de $N_{\max}$ y $N_{\min}$ para calcular el valor de $N_q^*$						
$\phi$	20°	25°	30°	35°	40°	45°
$N_{\max}$	12.5	26	55	132	350	1000
$N_{\min}$	7	11.5	20	39	78	130

$L_e$  longitud de muro empotrada en estrato resistente

$B$  es el ancho del muro

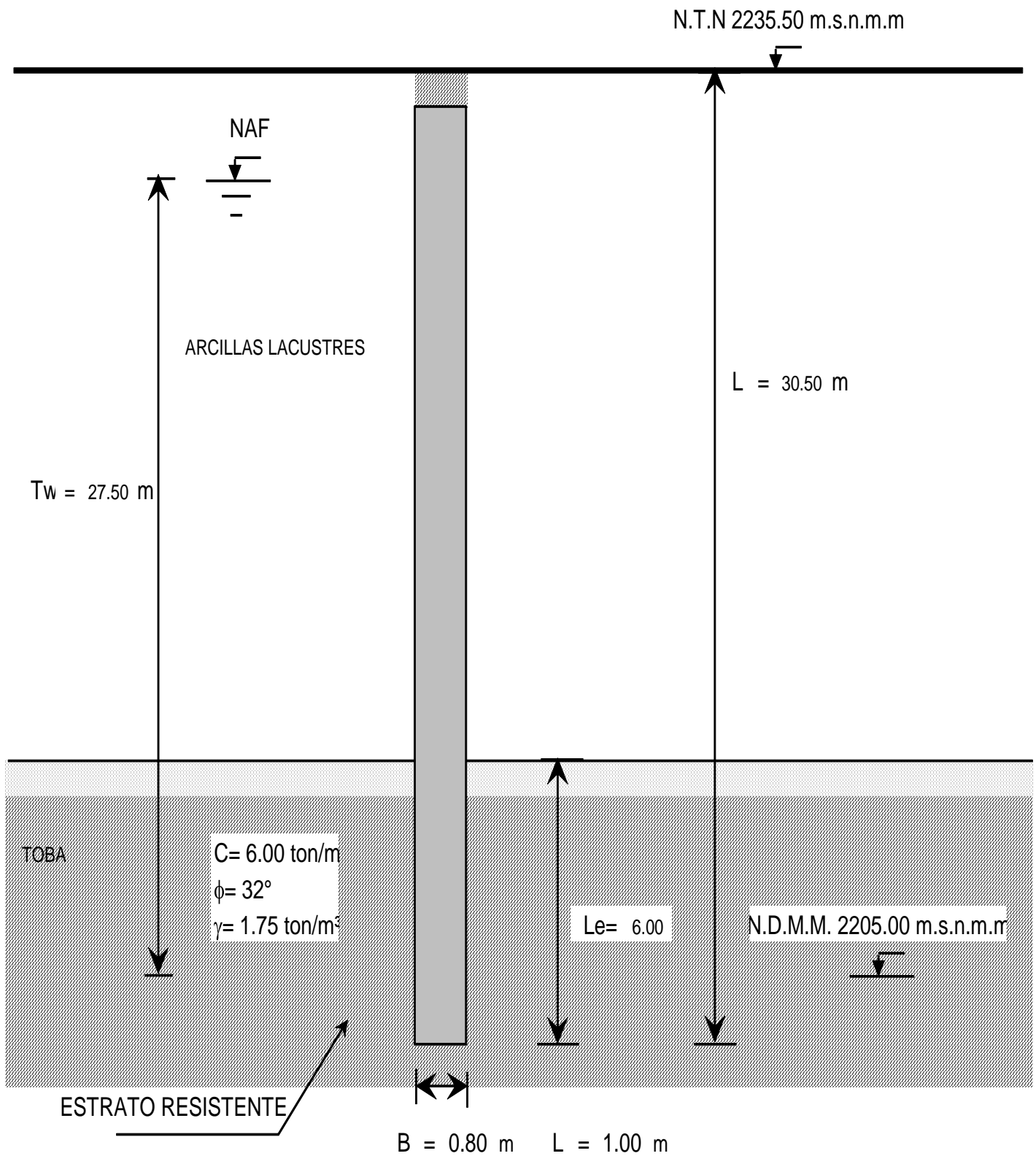
$\phi$  es el ángulo de fricción interna

En el caso de muros de mas de 50 CM de ancho, la capacidad calculada deberá corregirse para tomar en cuenta el efecto de escala en la forma siguiente:

Donde

$B$  es el ancho del muro ( $B > 0.5m$ ),y

n es un exponente igual a 0 para suelo suelto, 1 para suelo medianamente denso y 2 para suelo denso.



$$Q_{adm} = \left( \gamma_v N_q^* F_R + p_v \right) A_p$$

Del estado de esfuerzos:

$$P'_v = 14.26 \text{ ton/m}^2$$

$$P_v = 41.76 \text{ ton/m}^2$$

$$A_p = (0.80\text{m})(1.0\text{m}) = 0.8\text{m}^2$$

$F_R$  se tomará igual a 0.35

Valor de $N_{m\acute{a}x}$ y $N_{m\acute{i}n}$ para calcular el valor de $N_q^*$						
$\phi$	20°	25°	30°	35°	40°	45°
$N_{m\acute{a}x}$	12.5	26	55	132	350	1000
$N_{m\acute{i}n}$	7	11.5	20	39	78	130

Para  $\phi = 32^\circ$  tenemos que:

$$N_{m\acute{i}n} = 27.6$$

$$N_{m\acute{a}x} = 85.8$$

$$Nq^* = N_{m\acute{i}n} + L_e \frac{N_{m\acute{a}x} - N_{m\acute{i}n}}{4B \tan\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right)} ; \text{ cuando } \frac{L_e}{B} \leq 4B \tan\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right) ; \text{ o bien}$$

$$Nq^* = 27.6 + 6.0\text{m} \frac{85.8 - 27.6}{4(0.80\text{m}) \tan\left(45^\circ + \frac{32}{2}\right)} = 338.74$$

$$\frac{6.0\text{m}}{0.80\text{m}} \leq 4(0.80\text{m}) \tan\left(45^\circ + \frac{32}{2}\right)$$

$$7.5 \leq 5.77$$

$$Nq^* = N_{m\acute{a}x} ; \text{ cuando } \frac{L_e}{B} > 4B \tan\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right)$$

$$\frac{6.0\text{m}}{0.80\text{m}} > 4(0.80\text{m}) \tan\left(45^\circ + \frac{32}{2}\right)$$

$$Q_{adm} = (4.26 \text{ ton/m}^2 \cdot 5.8 \cdot 0.35) + 41.76 \text{ ton/m}^2 \cdot 0.8 \text{ m}^2$$

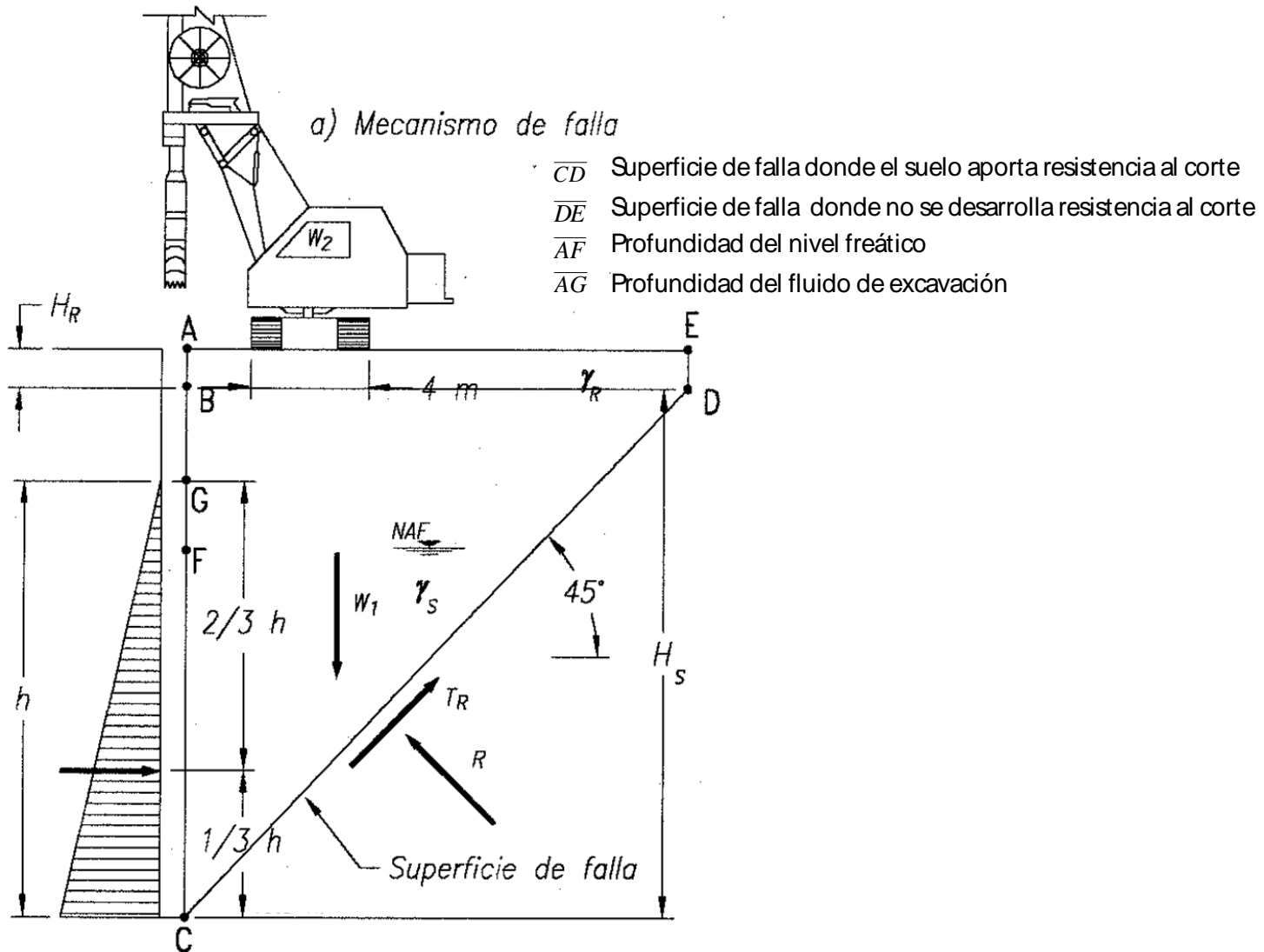
$$Q_{adm} = 375.99 \text{ ton} \quad \text{Afectado por el factor de escala:}$$

$$F_{re} = \left( \frac{B+0.5}{2B} \right)^n \quad n=1 \quad F_{re} = \left( \frac{0.8\text{m}+0.5}{2 \cdot 0.8\text{m}} \right)^1 = 0.81$$

$$Q_{adm} = 305.49 \text{ ton}$$

### VII.6 DISEÑO DEL LODO BENTONÍTICO

A continuación se presenta el análisis de la estabilidad de la zanja de excavación, de acuerdo al procedimiento presentado en el "Manual de Construcción Geotécnica, Tomo 1", editado por la Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, A. C. (S. M. M. S.)



Estratigrafía y propiedades utilizadas para el cálculo:

ESTRATO	CLASIFICACIÓN	ESPESOR (en m)	PROPIEDADES
1	Relleno	1.5	$c = 1.5 \text{ ton/m}^2$ $\phi = 10^\circ$ $\gamma = 1.65 \text{ ton/m}^3$ $Z = 1.5 \text{ m}$
2	Arcilla Arenosa (costra superficial)	4.0	$c = 1.7 \text{ ton/m}^2$ $\phi = 30^\circ$ $\gamma = 1.45 \text{ ton/m}^3$ $Z = 5.5 \text{ m}$
3	Arcilla de alta plasticidad de consistencia muy blanda de color verde olivo y gris con lentes de arena	4.5	$c = 2.4 \text{ ton/m}^2$ $\phi = 0^\circ$ $\gamma = 1.11 \text{ ton/m}^3$ $Z = 10.0 \text{ m}$
4	Arcilla de alta plasticidad de consistencia muy blanda de color verde olivo y gris con lentes de arena	5.0	$c = 2.2 \text{ ton/m}^2$ $\phi = 0^\circ$ $\gamma = 1.12 \text{ ton/m}^3$ $Z = 15.0 \text{ m}$
5	Arcilla de alta plasticidad de consistencia muy blanda de color verde olivo y gris con lentes de arena	5.5	$c = 2.9 \text{ ton/m}^2$ $\phi = 5^\circ$ $\gamma = 1.14 \text{ ton/m}^3$ $Z = 20.5 \text{ m}$
6	Arcilla de alta plasticidad de consistencia muy blanda de color verde olivo y gris con lentes de arena	1.5	$c = 5.2 \text{ ton/m}^2$ $\phi = 6^\circ$ $\gamma = 1.14 \text{ ton/m}^3$ $Z = 22 \text{ m}$
7	Arena arcillosa poco limosa muy compacta color café amarillo	7.5	$c = 6.0 \text{ ton/m}^2$ $\phi = 32^\circ$ $\gamma = 1.75 \text{ ton/m}^3$ $Z = 29.5 \text{ m}$
8	Arena arcillosa poco limosa con grava muy compacta color café amarillo	1.0	$c = 8.0 \text{ ton/m}^2$ $\phi = 32^\circ$ $\gamma = 1.78 \text{ ton/m}^3$ $Z = 30.5 \text{ m}$

**Expresiones utilizadas:**

$$\begin{aligned}
 1) \quad W_r &= H_r H_s \gamma_r & 6) \quad FS &= \frac{2c_u H_s}{(W_r + W_s) - P_a} \\
 2) \quad W_s &= \frac{1}{2} \gamma_s H_s^2 & 7) \quad c_u &= \frac{c_1 \cdot l_1 + c_2 \cdot l_2 + \dots + c_n l_n}{l_1 + l_2 + \dots + l_n} \\
 3) \quad P_a &= \frac{1}{2} \gamma_f h^2 & 8) \quad \gamma_s &= \frac{\gamma_{s1} \cdot E_{s1} + \gamma_{s2} \cdot E_{s2} + \dots + \gamma_{sn} \cdot E_{sn}}{E_{s1} + E_{s2} + \dots + E_{sn}} \\
 4) \quad CR &= c_u H_s \sqrt{2} & 9) \quad CR &= c_u H_s \sqrt{2} + \sigma_{vp} \tan \phi H_s \sqrt{2} \\
 5) \quad T_a &= \frac{c_u}{FS} H_s \sqrt{2} & 10) \quad FS &= \frac{2 \left[ C_u H_s + \left( \sum \sigma_{vpi} \tan \phi L \right) \right]}{(W_r + W_s) - P_a}
 \end{aligned}$$

Las ecuaciones 9 y 10 sustituyen a la 4 y 6 respectivamente, se realizó esta modificación por que las ecuaciones originales no incluyen o desprecian la contribución del esfuerzo cortante debido al ángulo de fricción, en las ecuaciones 9 y 10 se incluye esta contribución.

$H_f$	profundidad del fluido	$H_f = 0.80 \text{ m}$
$W_r$	peso del relleno	$W_r = 71.78 \text{ ton}$
$W_s$	peso de la cuña del suelo	$W_s = 571.88 \text{ ton}$
$P_a$	presión del fluido	$P_a = 471.92 \text{ ton}$
$h$	altura de acción del fluido	$h = 29.70 \text{ m}$
$CR$	fuerza resistente	$CR = 58.29 \text{ ton}$
$T_a$	fuerza resistente movilizada	$T_a = 56.60 \text{ ton}$
$H_r$	espesor de rellenos	$H_r = 0.80 \text{ m}$
$H_s$	espesor de suelos	$H_s = 29.70 \text{ m}$
$\gamma_r$	peso volumétrico de relleno	$\gamma_r = 1.75 \text{ ton/m}^3$
$\gamma_f$	peso volumétrico de fluido estabilizador	$\gamma_f = 1.07 \text{ ton/m}^3$
$\gamma_s$	peso volumétrico del suelo	$\gamma_s = 1.68 \text{ ton/m}^3$
$C_u$	cohesión en condición no drenada	$C_u = 3.87 \text{ ton/m}^2$
$FS$	factor de seguridad	$FS = 1.03$

Peso del relleno:

$$W_r = H_r H_s \gamma_r$$

$$W_r = (0.5 \text{ m}) (29 \text{ m}) (1.65 \text{ ton/m}^3)$$

$$W_r = 71.78 \text{ ton}$$

Peso de la cuña de suelo:

$$W_s = \frac{1}{2} \gamma_s H_s^2$$

Para un  $\gamma_{\text{promedio}} = 1.36 \text{ ton/m}^3$

$$W_s = \frac{1}{2} (1.36 \text{ ton/m}^3) (9.0 \text{ m})^2$$

$$W_s = 571.88 \text{ ton}$$

Presión del fluido:

$$p_a = \frac{1}{2} \gamma_f h^2$$

$$p_a = \frac{1}{2} (1.07 \text{ ton/m}^3) (9.70 \text{ m})^2$$

$$p_a = 471.92 \text{ ton}$$

Fuerza resistente:

$$CR = c_u H_s \sqrt{2} + \sigma_{vp} \tan \phi H_s \sqrt{2}$$

$$CR = (6 \text{ ton/m}^2) (9.7 \text{ m}) \sqrt{2} + \sigma_{vp} (\tan 32^\circ) (9.70 \text{ m}) \sqrt{2}$$

Como se puede observar del análisis anterior, el peso volumétrico que garantice la estabilidad de la zanja en condiciones de máxima excavación es de  $1.07 \text{ T/m}^3$ . Es importante mencionar que en este análisis no se tomó en cuenta el efecto tridimensional.

Para poder determinar la viscosidad del lodo bentonítico es importante tomar en cuenta la estratigrafía que se encuentra en el sitio, la estratigrafía que predomina, son depósitos arcillosos con numerosos lentes permeables detectados en el subsuelo, y además si tomamos en consideración la gran profundidad de la excavación de las zanjas para la construcción de los muros, se requiere la utilización de lodos bentoníticos estables de alta viscosidad. A continuación se presenta una tabla con los valores típicos para lodos bentoníticos, (obtenida del Manual de cimentaciones profundas, editado por la S. M. M. S.)

Dosificación típica del lodo bentonítico  
(soilmec)

Kg de bentonita/m <sup>3</sup> de lodo	% de bentonita	Densidad Kg/dm <sup>3</sup>	viscosidad	
			Marsh seg	cps
0	0	1.000	27	1.0
20	2	1.010	28	1.1
30	3	1.020	30	2.2
40	4	1.025	35	3.7
50	5	1.035	40	6.6
60	6	1.035	40	12.0
70	7	1.040	45	19.0
80	8	1.045	55	35.0
90	9	1.070	60	68.0
100	10	1.075	70	92.0

Si consideramos un viscosidad Marsh alta, y además tomamos en cuenta la Densidad de 1.07 ton/m<sup>3</sup> obtenida anteriormente, de la tabla anterior podemos fijar un valor de viscosidad Marsh de 60 segundos, y obtenemos un porcentaje de bentonita de 9 %, pero como siempre existe cierta incertidumbre este valor lo multiplicaremos por 1.20 y obtenemos la siguiente proporción por cada metro cúbico de agua:

- Agua 89%
- Bentonita 11%

El lodo elaborado deberá cumplir con los siguientes requisitos de calidad:

- Densidad: 1.07 ton/m<sup>3</sup>.
- Viscosidad Marsh de 60 seg.

## CONCLUSIONES

La mezcla deberá cumplir con la siguiente proporción por cada metro cúbico de agua, debiendo ajustar el porcentaje óptimo de bentonita en el laboratorio de la obra:

- Agua 89%
- Bentonita 11%

El lodo elaborado deberá cumplir con los siguientes requisitos de calidad:

- Densidad: 1.07 ton/m<sup>3</sup>.
- Viscosidad Marsh de 60 seg.
- 5 % de Arena Máximo.



- El potencial de hidrogeno (PH) del agua deberá mantenerse entre 7 y 9.5.
- Formación de cake de 2 a 8 mm.

## VII.7 DISEÑO DEL LODO FRAGUANTE

Para la estabilización temporal de la excavación requerida para el colado de los muros Milán y dadas las condiciones locales, se requiere de un lodo bentonítico, después de colado el muro es necesario sustituir el lodo bentonítico que quedo suspendido en la parte superior de las zanjas, por arriba del nivel del colado del muro, por un lodo más estable y con una resistencia igual a la del suelo , por lo cual se requerirán la utilización de un lodo fraguante, cuyas propiedades y proceso de elaboración se describe en párrafos anteriores.

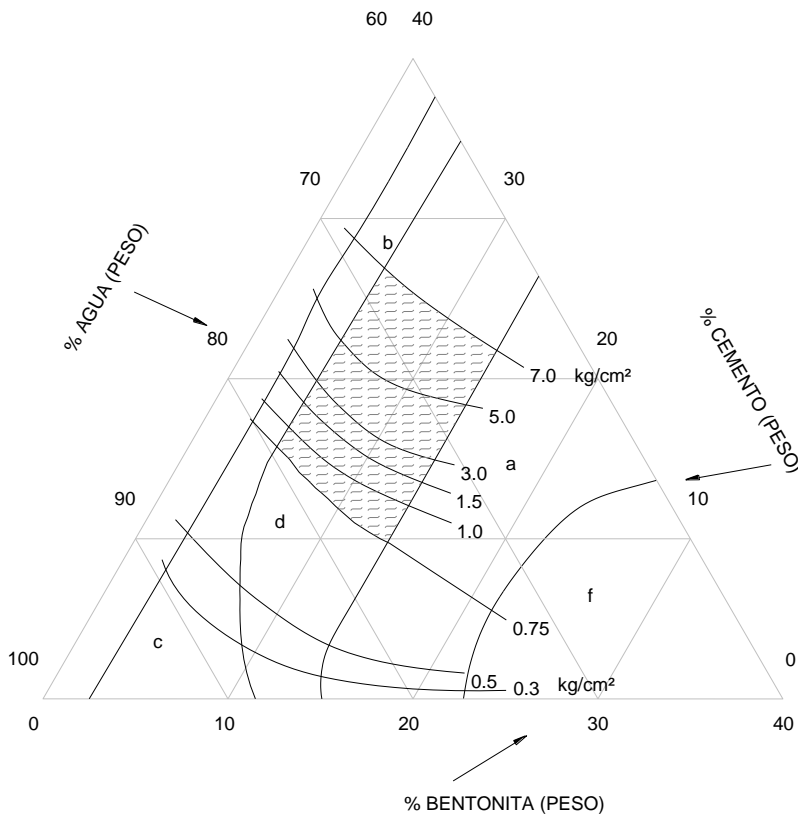
El análisis de la dosificación de lodo fraguante se realizó con un método presentado en el “Manual de Construcción Geotécnica, Tomo 1”, editado por la Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, A. C. ( S. M. M. S. ).

Para utilizar el método se requiere de obtener la resistencia del suelo, del sitio donde se pretende utilizar el lodo fraguante. Una vez obtenida la resistencia del suelo, se recomienda que para el diseño de la resistencia del lodo, sea 50 % mayor que la obtenida del suelo, para lo cual la resistencia del suelo se a multiplicado por un factor de seguridad, para nuestro caso particular utilizaremos un F.S. de tres.

En seguida se propone una relación de agua/cemento, para lo cual se sigue la recomendación que da el libro para la Ciudad de México, relaciones de agua cemento de 3 a 6 para resistencias comprendidas entre 0.5 y 2.0 Kg/cm<sup>2</sup>. Las cantidades de cemento pueden variar entre 10 y20%. Enseguida se utiliza las curvas para dosificación de lodos fraguantes.

A continuación se presenta el cálculo numérico de la dosificación del lodo fraguante:

DOSIFICACIÓN DE LODO FRAGUANTE



- a SUSPENSIONES INESTABLES, SE ASIENTAN
  - b SUSPENSIONES TEMPORALMENTE ESTABLES SE ASIENTAN ANTES DE ENDURECER
  - c GELES ARCILLA-CEMENTO DE BAJA RESISTENCIA
  - d SUSPENSIONES QUE FLUYEN LIBREMENTE, ESTABLES Y BOMBEABLES
  - e SUSPENSIONES ESTABLES Y MUY VISCOSAS
  - f MEZCLAS NO TRABAJABLES, SÓLIDAS
- ZONA RECOMENDADA PARA LA DOSIFICACIÓN DE LODOS FRAGUANTES EN LA CIUDAD DE MÉXICO, VALORES EXPERIMENTALES OBTENIDOS POR SOLUM Y TGC
- RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN SIMPLE EN kg/cm<sup>2</sup>

DATOS		
ESTRATO No.	COHESIÓN Ton/m <sup>2</sup>	ESPESOR m
1	1.5	1.5
2	1.7	4.0

$\bar{C} = 1.6 \text{ ton/m}^2$

$\bar{C} = 0.16 \text{ Kg/cm}^2$

F.S = 3

RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN SIMPLE  $R_c = C * F.S = 0.49 \text{ Kg/cm}^2$

Con este valor se obtiene en la gráfica la relación Agua-Cemento-Bentonita, se llevará a la curva más cercana hacia arriba por lo tanto al  $R_c$  le corresponde 0.5 pero, estamos tomando la Zona Recomendada para lodos fraguantes para la Ciudad de México ; por lo tanto  $R_c$  será igual al mínimo de 0.75.

De la gráfica se obtiene:

DOSIFICACIÓN (%)			RELACIÓN AGUA CEMENTO	PESO VOL. Ton/m <sup>3</sup>	PESO VOL. Ton/m <sup>2</sup>
AGUA	CEMENTO	BENTONITA			
79	15	6	5	1.07	0.75

#### Conclusiones.

Una vez realizados los análisis de dosificación para lodos fraguantes a implementarse en la construcción de los Muros Milán de la estación Ermita, se obtiene lo siguientes resultados

Relación agua /Cemento: 5

Resistencia compresión simple: 0.75 Kg/cm<sup>2</sup> este valor deberá verificarse en campo con pruebas de laboratorio

La elaboración de los Lodos fraguantes se realizará utilizando bentonita de tipo sódica que cumpla con las mismas propiedades descritas arriba, la cual se mezclará con agua limpia y cemento portland, cumpliendo con el siguiente proporcionamiento en peso:

Agua 79 %  
 Cemento 15 %  
 Bentonita 6 %

### VII.8 ANÁLISIS DE LA ESTABILIDAD DE LA ZANJA CRÍTICA

Expresiones utilizadas.

Área área de cada estrato en la dovela analizada. m<sup>2</sup>

$\gamma$  peso volumétrico del suelo, ton/m<sup>3</sup>

$W_i$  peso del estrato de la dovela analizada, en ton

$$W_i = A_i \gamma_i$$

$W_T$  peso total de la dovela, en ton

$$W_T = W_1 + W_2 + W_3 + W_4$$

T fuerza tangencial

$$T = W \text{seno} \theta$$

N fuerza normal

$$T = W \text{cos} \theta$$

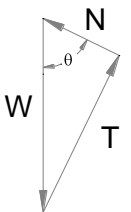
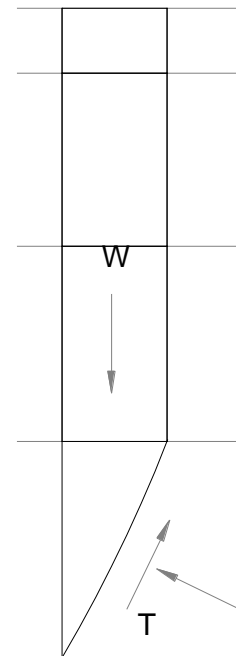
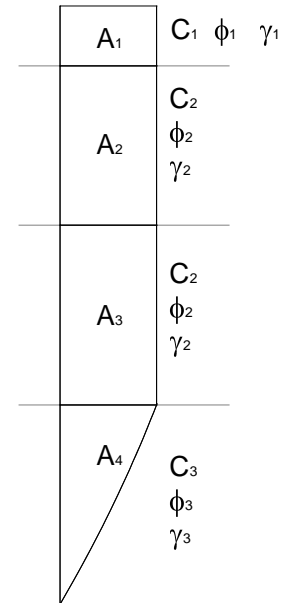
$\sigma$  esfuerzo normal

$$\sigma = \frac{N}{\Delta L_i}$$

$\Phi$  ángulo de fricción de el estrato de apoyo de la base de la dovela

c cohesión del estrato de apoyo de la base de la dovela

Resistencia por fricción=  $\sigma \tan \phi$

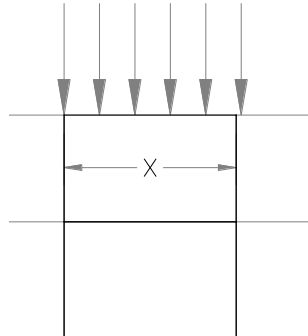


Esfuerzo resistente  $S = c + \sigma \tan \phi$

Resistencia en la base de la dovela =  $c \Delta Li$

Peso de sobrecarga = (sobrecarga)(ancho de la dovela)

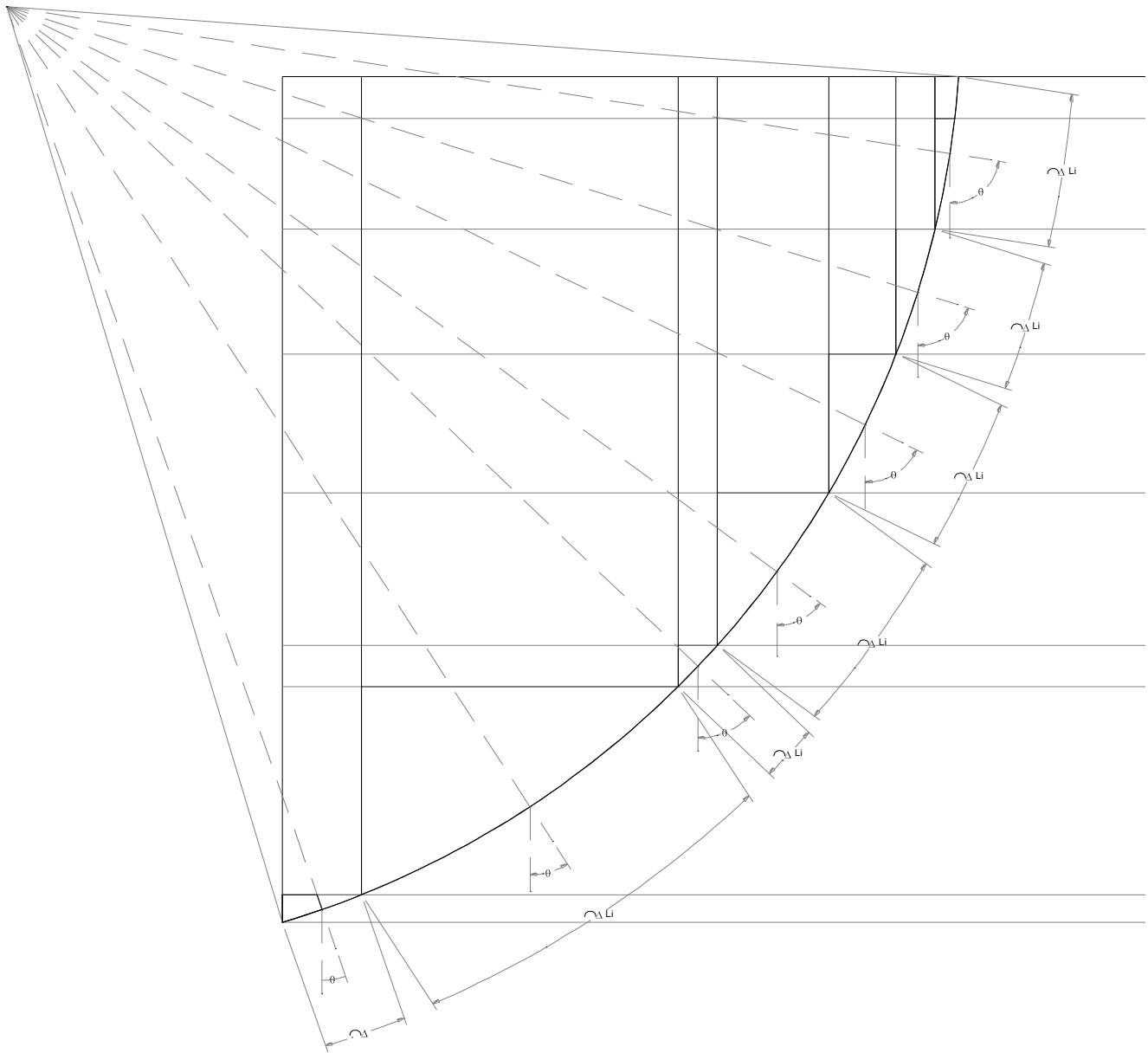
q



$\theta$  ángulo formado por la vertical al centro de la base de la dovela y una línea trazada al partir del centro del círculo de falla que intercepta este punto.

$\Delta Li$  longitud de la base de la dovela

Diagrama de talud analizado



F.S            factor de seguridad  
 $M_R$         momento resistente  
 $M_m$         momento motor

$$F.S = \frac{M_R}{M_m}$$

$$M_R = S\Delta LiR$$

$$M_m = RT$$

$$F.S = \frac{S\Delta Li}{T}$$

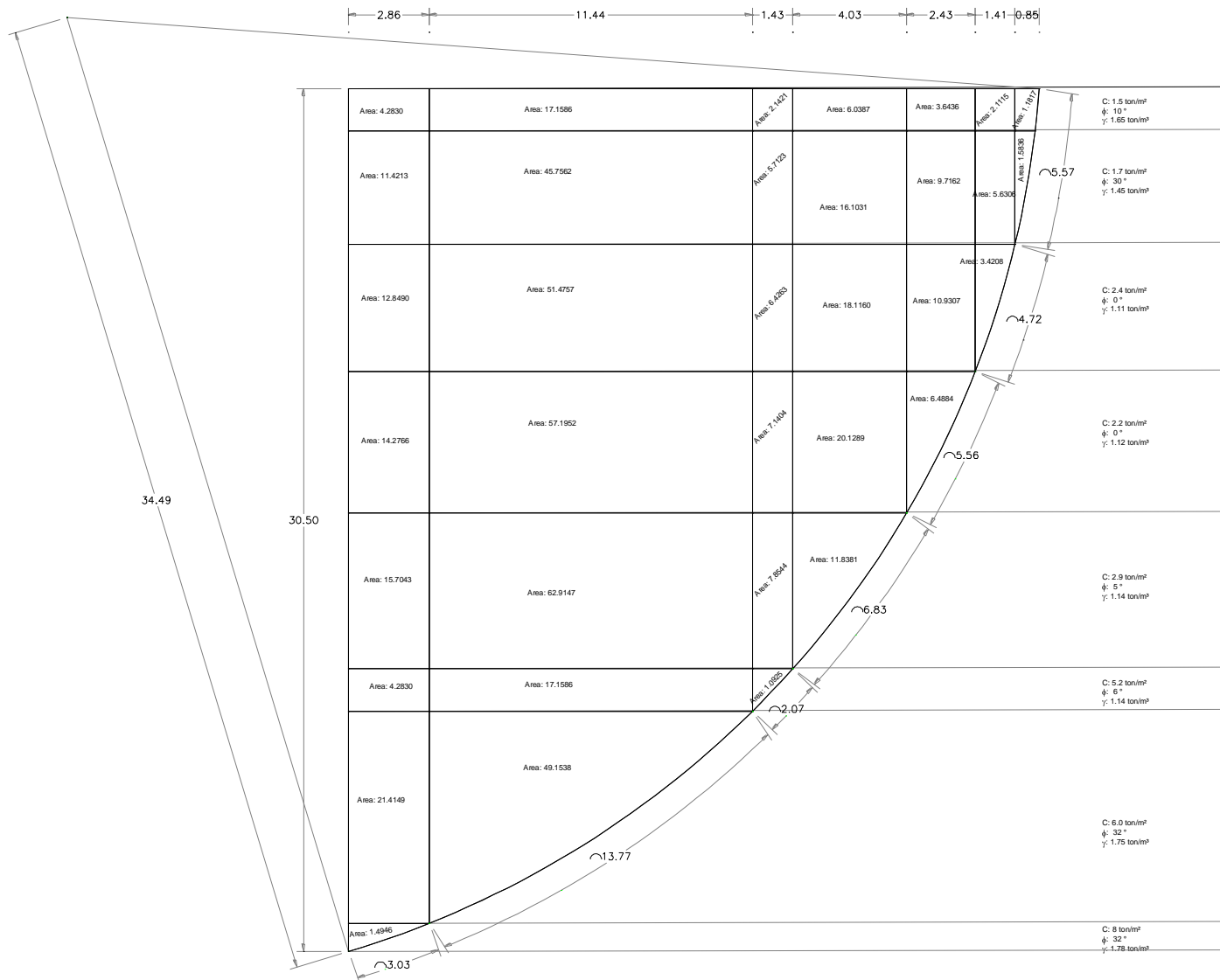
VII.8.1 ANÁLISIS BIDIMENSIONAL UTILIZANDO LA TEORÍA DE FELLENIUS

Consideraciones: excavación talud vertical con sobrecarga de 6.0 toneladas

Dovela	Área	γ ton/m³	Peso	Peso total	Angulo θ	Fuerza	Fuerza	Longitud Resistente Δi m	Esfuerzo normal	Angulo φ	Resistencia	Cohesión	Esfuerzo	Resistencia en la	Peso de sobrecarga
			W	W		tangencial	normal		σ		por fricción		resistente	base de la dovela	
			ton	ton		ton	ton		ton/m²		ton/m²		ton/m²	ton/m	
1	1,1817	1,65	1,95	9,35	81	9,23	1,46	5,57	0,26	30	0,15	1,70	1,85	10,31	5,10
	1,5836	1,45	2,30												
2	2,1115	1,65	3,48	23,91	73	22,86	6,99	4,72	1,48	0	0,00	2,40	2,40	11,33	8,46
	5,6306	1,45	8,16												
	3,4208	1,11	3,80												
3	3,6436	1,65	6,01	54,08	64	48,61	23,71	5,56	4,26	0	0,00	2,20	2,20	12,23	14,58
	9,7162	1,45	14,09												
	10,9307	1,11	12,13												
	6,4884	1,12	7,27												
4	6,0387	1,65	9,96	113,64	54	91,94	66,80	6,83	9,78	5	0,86	2,90	3,76	25,65	24,18
	16,1031	1,45	23,35												
	18,116	1,11	20,11												
	20,1289	1,12	22,54												
	11,8381	1,14	13,50												
5	2,1421	1,65	3,53	45,73	46	32,89	31,76	2,07	15,35	6	1,61	5,20	6,81	14,10	8,58
	5,7123	1,45	8,28												
	6,4263	1,11	7,13												
	7,1404	1,12	8,00												
	7,8544	1,14	8,95												
	1,0925	1,14	1,25												
6	17,1586	1,65	28,31	461,80	33	251,51	387,30	13,77	28,13	32	17,58	6,00	23,58	324,63	68,64
	45,7562	1,45	66,35												
	51,4757	1,11	57,14												
	57,1952	1,12	64,06												
	62,9147	1,14	71,72												
	17,1586	1,14	19,56												
	49,1538	1,75	86,02												
7	4,283	1,65	7,07	133,96	19	43,61	126,66	3,03	41,80	32	26,12	8,00	34,12	103,39	17,16
	11,4213	1,45	16,56												
	12,849	1,11	14,26												
	14,2766	1,12	15,99												
	15,7043	1,14	17,90												
	4,283	1,14	4,88												
	21,4149	1,75	37,48												
	1,4946	1,78	2,66												
		Σ=	695,76	842,46											501,64

FACTOR DE SEGURIDAD ESTÁTICO = 1,00

CIRCULO DE FALLA AL PIE DE LA ZANJA DE EXCAVACIÓN (ANÁLISIS BIDIMENSIONAL)





VII.8.2 CÁLCULO PARA EL ANÁLISIS DE LA FUERZA RESISTENTE DEBIDO AL EFECTO TRIDIMENSIONAL

Dovela	Profundidad $h_i$ m	Área $A_i$ $m^2$	Angulo $\phi_i$ grados	Cohesión $t/m^2$	$\tan \phi_i$	$K_o$	$\sigma_{vi}$ $t/m^2$	$\sigma_{hi}$ $t/m^2$	$s_i$ $t/m^2$	R Ton
1	0.75	36.56	10	1.50	0.18	0.83	1.24	1.02	1.68	61.43
2	3.50	95.92	30	1.70	0.58	0.50	5.38	2.69	3.25	311.91
3	7.75	103.22	0	2.40	0.00	1.00	10.77	10.77	2.40	247.72
4	12.50	105.23	0	2.20	0.00	1.00	16.07	16.07	2.20	231.50
5	17.75	98.31	5	2.90	0.09	0.91	22.01	20.09	4.66	457.88
6	21.25	22.53	6	5.20	0.11	0.90	26.00	23.28	7.65	172.31
7	25.75	70.57	32	6.00	0.62	0.47	33.41	15.71	15.81	1116.01
8	30.00	1.49	32	8.00	0.62	0.47	40.87	19.21	20.00	29.90
										2628.66

Fuerza resistente debido a una cara = 2,628.66

Fuerza resistente debido a dos caras= 5,257.32

VII.10.3 Cálculo del factor de seguridad considerando el efecto tridimensional (Fellenius)

Fuerzas motoras = 500.66 ton  
 Fuerzas resistentes = 501.64 ton  
 Cont. de los gajos = 5257.32 ton

Avance en m	Fuerzas motoras ton	Fuerzas resistentes ton	Factor de Seg. Estático	Factor de Seg. Dinámico
1	500.66	5758.97	11.5	8.1
2	1001.31	6260.61	6.3	4.4
3	1501.97	6762.26	4.5	3.2
4	2002.63	7263.90	3.6	2.6
5	2503.29	7765.54	3.1	2.2
6	3003.94	8267.19	2.8	1.9
7	3604.73	8869.16	2.5	1.7
8	4005.26	9270.48	2.3	1.6
9	4505.92	9772.12	2.2	1.5
10	5006.57	10273.77	2.1	1.4
15	7509.86	12781.99	1.7	1.2
20	10013.15	15290.21	1.5	1.1
30	15019.72	20306.65	1.4	1.0
40	20026.30	25323.10	1.3	0.9
50	25032.87	30339.54	1.2	0.9
60	30039.45	35355.98	1.2	0.8
70	35046.02	40372.42	1.2	0.8
80	40052.60	45388.87	1.1	0.8
90	45059.17	50405.31	1.1	0.8
100	50065.75	55421.75	1.1	0.8
200	100131.49	105586.18	1.1	0.7
300	150197.24	155750.61	1.0	0.7
400	200262.98	205915.04	1.0	0.7
500	250328.73	256079.47	1.0	0.7
600	300394.47	306243.90	1.0	0.7
700	350460.22	356408.33	1.0	0.7
800	400525.96	406572.76	1.0	0.7
900	450591.71	456737.18	1.0	0.7
1000	500657.45	506901.61	1.0	0.7

## VII.9 JUNTA ANTIFRICCIONANTE EN LOS MUROS PERIMETRALES

Para ejecutar la excavación que alojará la estructura de la estación, se realizará por un procedimiento de excavación mixto, el cual consiste en lo siguiente: una vez que el concreto de los muros Milán alcance su resistencia, se realizara la excavación a cielo abierto de nivel de vialidad actual a nivel de mezzanine, luego de este ultimo nivel, al nivel de losa de andén se excavará utilizando la técnica de sub-excavación, la cual consistirá en realizar los trabajos de excavación bajo la estructura de losa mezzanine, lo que permitirá mantener durante la mayor parte del proceso constructivo de la estación, la circulación del flujo vehicular superficial.

Por otra parte los muros Milán quedaron desplantados dentro de los depósitos volcánicos del lugar, constituidos por cenizas volcánicas limo-arenosas (tobas), las cuales se detectaron a 22 m promedio de profundidad en la zona de la estación.

Las construcciones que se encuentran en la cercanía de la estación están sujetas al hundimiento regional, y las cuales seguirán al mismo. Por otra parte la estación se desplantada en los depósitos volcánicos, por medio de los muros Milán, la deformación vertical de la estación es muy pequeña comparada con la que se presentará en las construcciones aledañas.

Por lo mencionado anteriormente se presentará un fenómeno de fricción negativa sobre la cara exterior de los muros Milán perimetrales (lado de las colindancias), por lo que es necesario tratar de mitigarlo en lo mayor posible.

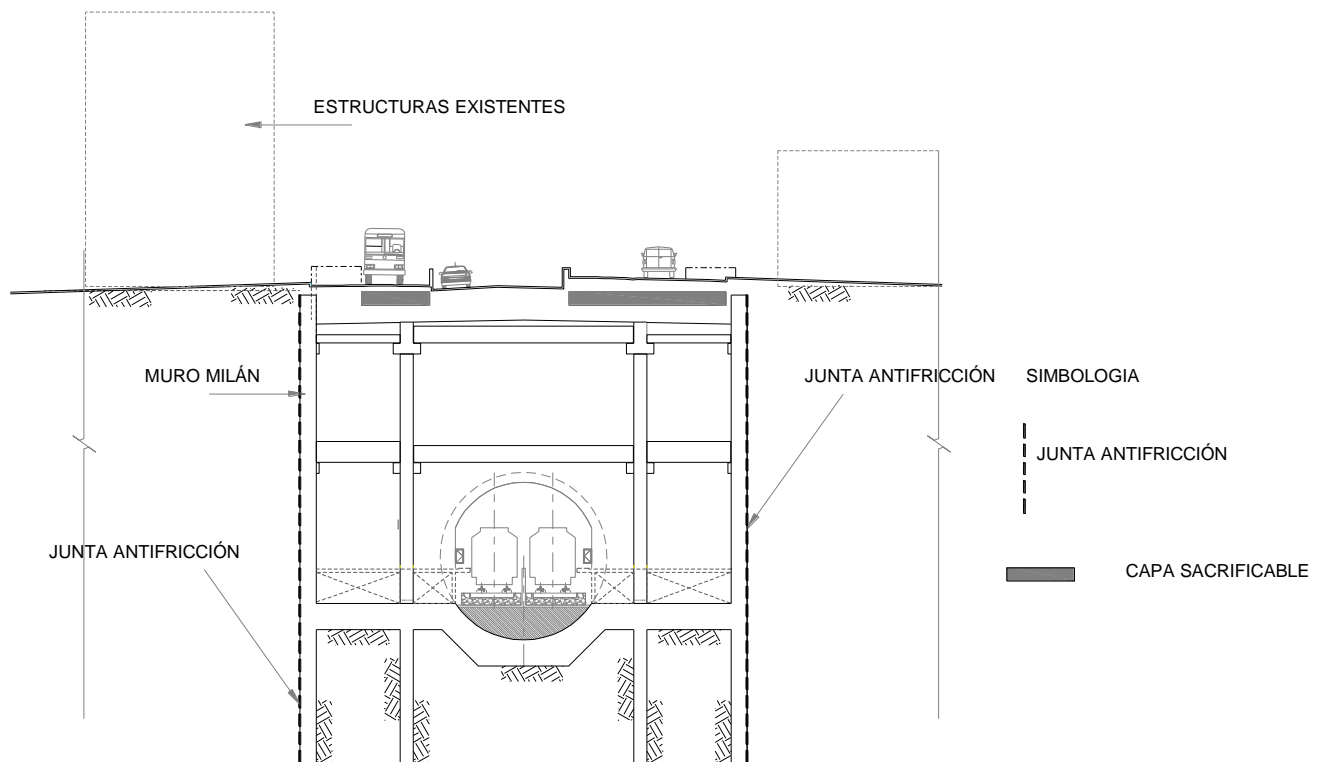
Por la razón mencionada anteriormente los muros Milán localizados en la parte perimetral de la estación, deberán contar en el paño externo, con un sistema antifricción constituida por diferentes elementos que a continuación se mencionan:

- Placa de acero.
- Barrara de acero.
- Grasa de silicón
- Geo-membrana.
- Polietileno de alta densidad

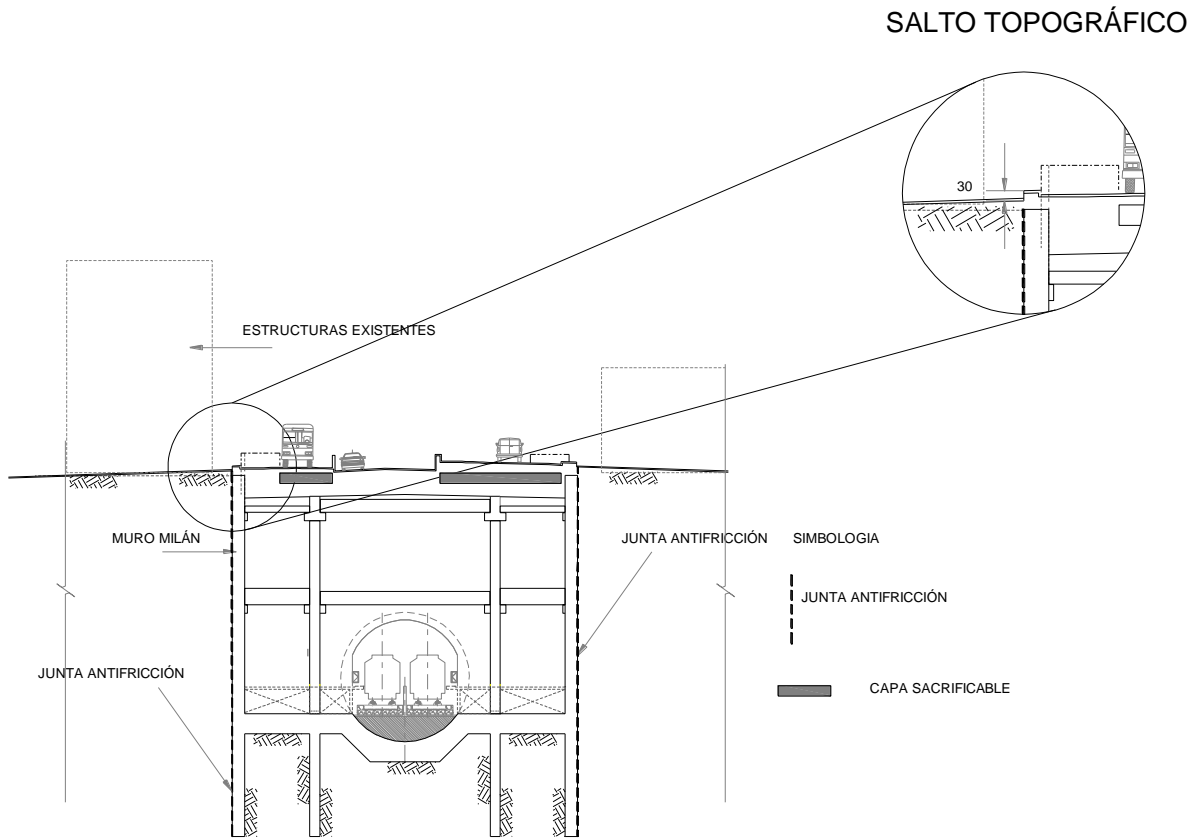
Durante la construcción de los muros se requerirá la utilización de lodos fraguantes, los cuales se utilizaran como interface entre le junta antifriccionante y el terreno natural.

A continuación se tiene una figura donde se muestra las condiciones iniciales

Con la construcción del sistema antifricción se tratara que se forme una separación abrupta en el terreno y la estación, es decir, un salto topográfico, como se muestra en la siguiente figura



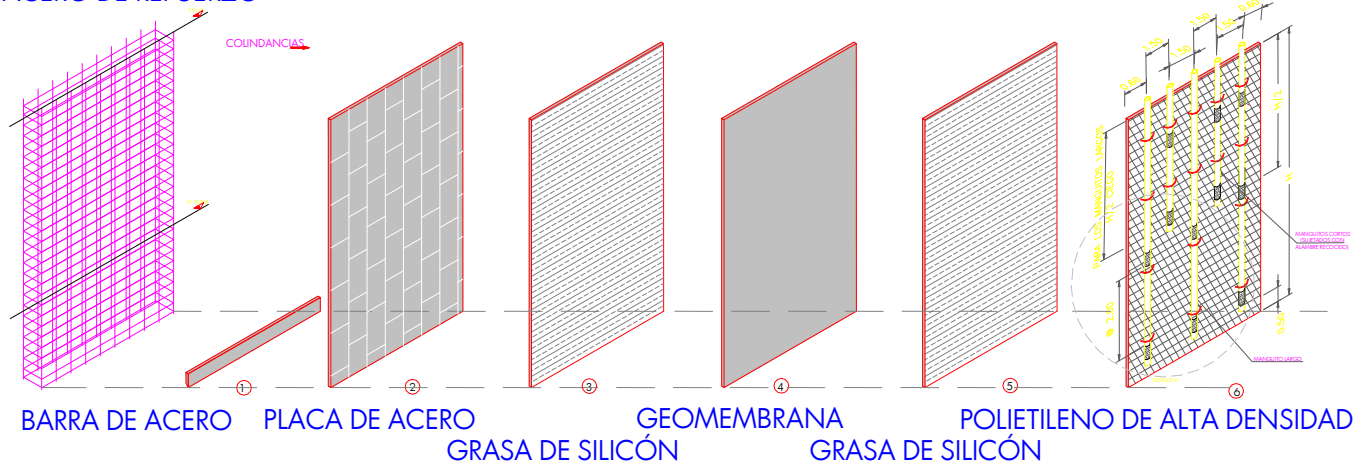
Condiciones iniciales



Condiciones a mediano plazo

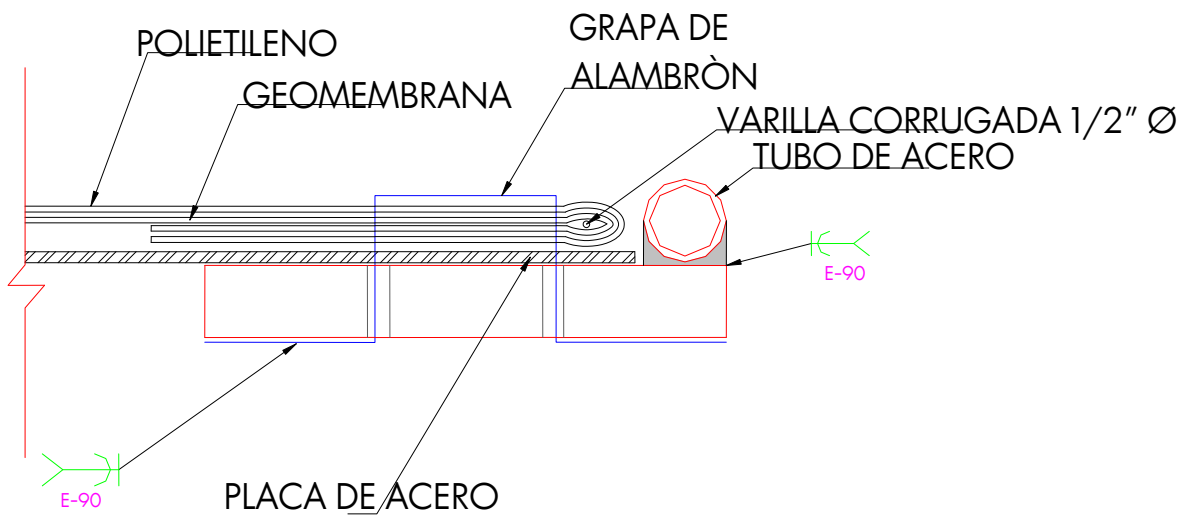
Partes que conforman el sistema antifricción

ACERO DE REFUERZO



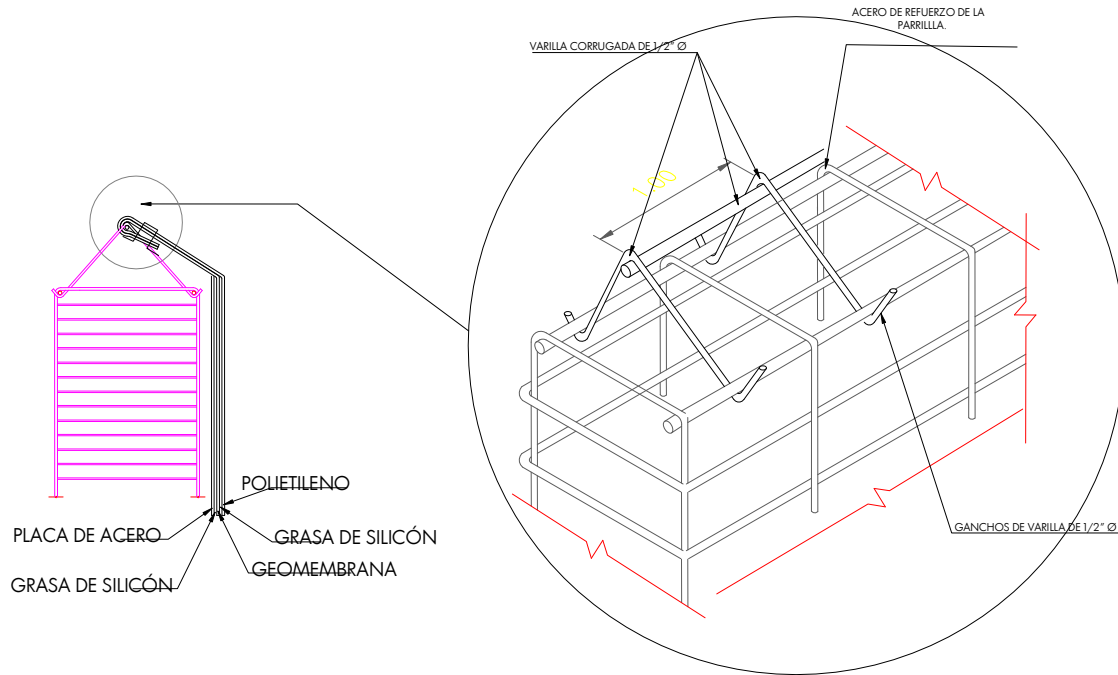
Cuando se termine de integrar todos los componentes del sistema antifricción, se deberá sujetar en los extremos, inferior y superior. Como se indica en las siguientes figuras.

EXTREMO INFERIOR



EXTREMO SUPERIOR

# DISEÑO GEOTÉCNICO DE MUROS MILÁN Y TABLESTACAS EMPLEADOS EN LA CONSTRUCCIÓN DE LÍNEA 12 DEL STC METRO



Por último se deberá sustituir el lodo bentonítico que quedó entre el sistema antifriccionante y el terreno natural, por lo cual es necesario retirar este lodo y sustituirlo por un lodo fraguante, por medio de uso de manguitos de inyección para el lodo fraguante.

## BIBLIOGRAFÍA

Alberro, J. y Auvinet, G. (sin fecha) “Construcción de Estaciones del Metro a Gran Profundidad en las Arcillas del Valle de México por el Método de Flotación”. Informe del Instituto de Ingeniería.

Gerwick, B.C. (1964) “Colocación de Concreto con Trompa”, American Concrete Institute, Special Technical Publication, SP8, 1964 Paper N° 2, Traducción Técnica de Solum 1969.

ISTME, (1977 y 1986) “Especificaciones de Lodos para Estabilización de las Paredes de las Zanjas de los Muros Milán Colados en el Sitio en los Tramos Subterráneos del Metro”, (Especificaciones 77-MS-3.00-III-36e).

Montañez, L., Jaime, A., Santoyo, E. y Arguello, M. (1980) “Proyecto Tamesí. Estudio de los Terraplenes de Prueba y de su Comportamiento”, Informe Interno Instituto de Ingeniería. UNAM.

Palacios Romero, A. (1999) “Diseño y Construcción de Muros Milán”, Centro e Actualización Profesional e Investigación Tecnológica del Colegio de Ingenieros Civiles de México A.C.

Paniagua Espinosa, W., Paniagua Zavala, W.I. y Valle, J.A. (1994) “Construcción de Muros Precolados en el Tramo Cola-Garibaldi de la Línea 8 del Metro”, 2° Simposio Consultores Constructores, SMMS, México.

Romo, M. P. (1985) “Comentarios sobre el Uso de Lodos Arcillosos y Agua Sola para Estabilizar Trincheras”, Informe del Instituto de Ingeniería.

Rubio, L. (1986-87) Informes técnicos COVITUR.