



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
FACULTAD DE INGENIERIA

PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO DE LA ESTACIÓN 20 DE NOVIEMBRE, DEL PROYECTO LÍNEA 12 DEL METRO



TESIS

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE
INGENIERO CIVIL

Presenta a:

Luis Francisco Gutiérrez Ortiz

México D.F.

2011



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.

AGRADECIMIENTOS:

A mi Madre:

María de Jesús Ortiz Guzmán por darme la vida y ser el pilar más importante en mi vida. Gracias por tu amor, tus enseñanzas, tu ejemplo, tu dedicación, y por ser mi motor, que por ello soy un hombre de bien.

A mi Padre:

José Luis Gutiérrez Flores por darme la vida. Gracias por tus enseñanzas, tu ejemplo, tu dedicación.

A mi Padrino:

Javier Arriaga Martínez por dedicarme una parte de tu vida y ser el pilar más importante en mi vida. Gracias por tus consejos, tu amor, tus enseñanzas, tu ejemplo, tu dedicación, gracias por ser un padre para mí que, por ello soy un hombre de bien.

A mi Madrina:

Francisca Rosales por dedicarme una parte de tu vida y ser el pilar más importante en mi vida. Gracias por tus consejos, tu amor, tus enseñanzas, tu ejemplo, tu dedicación, gracias por ser una madre para mí que, por ello soy un hombre de bien.

A mi Hermano:

Jhoan Sebastián Gutiérrez Ortiz por acompañarme toda tu vida y ser el pilar más importante en mi vida. Gracias por tu amistad, tu amor, tus enseñanzas, tu ejemplo.

A mi Hermana:

Marlem Arriaga por darme tu amistad. Gracias por tu amor, tus enseñanzas, tu dedicación.

A mi Novia:

Diana Mayte Martínez Pérez por compartir tu vida conmigo, por darme tu amistad, tu cariño, tu comprensión, tus consejos incondicionalmente. Gracias por tu amor, tus enseñanzas, tu dedicación, y tu ejemplo.

A mis Amigos:

Por haber compartido su amistad, experiencias, conocimientos y apoyo.

A mis Profesores de la Facultad:

Por haber compartido todos sus conocimientos para forjar profesionistas completos e íntegros, para poder resolver las necesidades que la sociedad demande.

Índice

I. DESCRIPCIÓN GENERAL DEL PROYECTO LINEA 12 DEL METRO.....	4
1.1. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO.....	4
1.2. ESTACIONES.....	6
1.3. SEÑALAMIENTO.....	10
1.4. TRAZO.....	10
1.5. PROYECTO OPERATIVO.....	13
1.6. ÁREAS Y/O DEPARTAMENTOS.....	14
1.7. ORGANIZACIÓN.....	15
II. ESTUDIOS REALIZADOS PARA LA CONSTRUCCIÓN DE LA ESTACIÓN 20 DE NOVIEMBRE.....	16
2.1. GEOTÉCNICOS.....	16
2.2. ESTRUCTURALES.....	33
2.3. MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN.....	77
III. PROCEDIMIENTO DE SUB-EXCAVACIÓN SIN BANDEOS: EXCAVACIÓN A CIELO ABIERTO A NIVEL LOSA TAPA.....	79
3.1. CONDICIONES ESTRATIGRÁFICAS Y DE DESPLANTE DE LA ESTRUCTURA.....	80
3.2. CIMENTACIÓN ADOPTADA.....	81
3.3. ASPECTOS GEOTÉCNICOS CONSIDERADOS.....	82
3.4. ESTRATIGRAFÍA Y PROPIEDADES.....	82
3.5. ESTADO DE ESFUERZOS EN EL SUBSUELO Y PIEZOMETRIA.....	82
3.6. CARGAS.....	83
3.7. ESTACIÓN.....	83
3.8. MURO MILÁN.....	84
3.9. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO.....	85
IV. PROCEDIMIENTO COMBINADO SIN BANDEOS: EXCAVACIÓN A CIELO ABIERTO A NIVEL MEZZANINE.....	88
4.1. CONDICIONES ESTRATIGRÁFICAS Y DE DESPLANTE DE LA ESTRUCTURA.....	88
4.2 CIMENTACIÓN ADOPTADA.....	88
4.3. ASPECTOS GEOTÉCNICOS CONSIDERADOS.....	89
4.4. ESTRATIGRAFÍA Y PROPIEDADES.....	89
4.5. ESTADO DE ESFUERZOS EN EL SUBSUELO Y PIEZOMETRIA.....	89
4.6. CARGAS.....	89
4.7. ESTACIÓN.....	90
4.8. MURO MILÁN.....	90
4.9. ESTRUCTURA DE CONEXIÓN.....	91
4.10. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO.....	91
CONCLUSIONES.....	93
ANEXOS.....	95
BIBLIOGRAFIA Y REFERENCIAS.....	102

INTRODUCCIÓN:

A partir de la conmemoración de la celebración del Bicentenario de la independencia de México y del Centenario de la Revolución mexicana, se han realizado diversas obras de infraestructura pública a nivel de gobierno federal y local, a nivel local destaca la construcción de la Línea 12 “Línea Dorada” de Sistema de Transporte Colectivo Metro (STCM), la cual surge de la necesidad de cubrir la demanda de los usuarios, y así evitar largos periodos de transporte de la zona sur-poniente a sur-oriente, además del ahorro en tiempo y dinero para cada usuario. El trazo se ubica en las delegaciones de Tláhuac, Iztapalapa, Coyoacán y Benito Juárez, contando así con 20 estaciones, 20 tramos, 3 pasarelas de correspondencia, 2 naves de depósito, 1 taller. Con una Longitud de 24,826 metros, la construcción de la Línea 12 del Metro, dentro del Sistema Colectivo de Transporte forma parte del Programa de “inversión pública” más grande del país de los últimos 10 años por contar con la cantidad de 17mil quinientos ochenta y tres millones de pesos con fecha de inicio el 3 de Julio del 2008 y de termino el 30 de abril 2012.

Para este trabajo realizado se seleccionó la estación “20 de Noviembre” ubicada en la intersección de la Av. Félix Cuevas y la Av. Coyoacán en la colonia del valle ubicada en la delegación Benito Juárez, no pretende abarcar toda la construcción de la estación ya que sería tan extensa, sino que se trataran de los aspectos básicos para el diseño de la misma, así como de procesos constructivos para llevar cabo la excavación en sus distintos niveles de la estación. Para ello se revisó la bibliografía existente referente del tramo en estudio, sus especificaciones y lo correspondiente al procedimiento tradicional.

A sí mismo no se pretende hacer una especificación técnica del proyecto, sino más bien una referencia de consulta de los aspectos de estudios básico y de procesos constructivos.

La forma en que se desarrollaron los temas se presenta en los siguientes capítulos.

El Capítulo I describe de manera más a detalle de las partes que conforman el proyecto de la Línea 12 “Línea Dorada” desde las estaciones, los tramos de correspondencia, servicios dentro de la estación y la organización del Proyecto de la línea 12.

El capítulo II describe los estudios preliminares necesarios para el diseño de la estación que van desde los estudios geotécnicos, en los cuales se hablan de las condiciones estratigráficas del sitio y de la solución para el desplante de la cimentación de la estación. Los estudios estructurales en los cuales se hablara de la solución dada a la estructuración de la estación, los sistemas de estabilización para las construcciones aledañas y de los materiales utilizados en la construcción de la misma.

En los Capítulos III y IV se hablaran del procedimiento constructivo denominado Top-Down utilizado en la construcción y que marca una nueva tendencia en la construcción del metro, se hablara de los niveles de la Losa tapa, de Mezzanine, y de Losa de fondo. Finalmente en la parte anexos se detallan las condiciones estratigráficas del subsuelo con la construcción de la estación y del procedimiento constructivo del Muro Milán.

I. DESCRIPCIÓN GENERAL DEL PROYECTO LÍNEA 12 DEL METRO

1.1. Descripción del proyecto.

El Proyecto Metro del distrito Federal (PMDF) a solicitud de Gobierno del Distrito Federal (GDF), planteo la construcción de la Línea 12 para conmemorar el Bicentenario de la Independencia de México, llevando por nombre “Dorada” y así darle solución al problema de transporte de la zona oriente. El trazo se ubica en las delegaciones de Tláhuac, Iztapalapa, Coyoacán y Benito Juárez. Con una Longitud de 24,826 metros. Sobre la base de “a precio alzado” y tiempo determinado, misma que está integrada por, 20 estaciones, 20 tramos, 3 pasarelas de correspondencia, 2 naves de depósito, 1 taller. La construcción de la línea se realizara en dos etapas: la primera partiendo de Tláhuac a Atlalilco, iniciando el día 3 de Julio del 2008 y concluye el día 30 de abril del 2011. Para la segunda etapa se considera de Atlalilco a Mixcoac y termina el día 30 de abril del 2012.

Para el inicio de esta obra se han adquirido ya el 75% de los terrenos necesarios y el resto se irán obteniendo de acuerdo a las negociaciones con ejidatarios y/o comerciantes según sea el caso, sin que esto ocupe algún impedimento para su realización. Los comercios son el 35%, otros 30% de casas-habitación y el resto baldíos. A estas fechas ya se ha hablado con el 100% de las personas que serán afectadas; se puede comentar que existe una plena disposición.

En base a los estudios llevados a cabo por Empresas especializadas contratadas por el Gobierno de la Ciudad se reducirá el tiempo de traslado de las personas de Tláhuac al Centro Histórico, de dos horas a 45 minutos; reduciéndose también el costo de transportación de \$13.00 a \$ 4.00 y además de poder movilizar diariamente la cantidad aproximada de 400 mil usuarios en días laborables.

Para el proyecto se cuenta con:

- 20 Estaciones (detalladas en el tema 1.2)
- Talleres Tláhuac: El área de los talleres de mantenimiento son una área industrial cuya función primordial es la de dar mantenimiento a los trenes. Considerando que esta Línea tendrá un material rodante de rodada metálica, se contará con un taller de mantenimiento especializado que dé servicio a todas las Líneas que se ubiquen al sur y oriente de la Ciudad de México en éste caso, se localiza en la cabecera oriente de la estación Tláhuac, delante de la cola de maniobras de dicha estación.

Dichos talleres están integrados por:

- Nave de depósito para 20 trenes. Una nave de depósito es el área donde se estacionan los trenes cuando están fuera de servicio y cuentan con los siguientes elementos: Andadores para los conductores, con las dimensiones adecuadas para que tengan seguridad, pasos de emergencia para vehículos de bomberos o ambulancias, ligados a las vialidades circundantes y locales de aseo para la limpieza profunda de los trenes que tienen espacio suficiente para dos tarjas cada uno y un local para guardar productos de limpieza y contará además con cajas de arena como tope de vías una en cada vía.

- Nave de pequeña revisión. Es la Nave donde se le da mantenimiento a los trenes en forma periódica contará con Fosas de Revisión para los trenes, andadores con un ancho de 2.5 metros para que circule el personal y el equipo en forma segura, contará con una vía de lavado, Fosa de Sopleteado, Locales Técnicos, Oficinas Administrativas y Almacenes de Refacciones.
- Nave de gran revisión. Es el área donde se presenta mantenimiento general y total a los trenes y se integra por distintos tipos de zonas: Zona de Cajas, de Bogíes, Oficinas Administrativas y Locales Técnicos, además de una grúa viajera.
- Vía de lavado de trenes. Es la Zona donde se hace el lavado exterior de los Trenes.
- Torno rodero y taller de vías. Es el Taller en el que se revisa y rectifican las ruedas metálicas del Tren y en el de vías se revisa y da mantenimiento a las vías, contiene un área de maniobras para el desempeño de los trabajos con toda seguridad, un área para almacenamiento de ruedas y para guardar herramientas y refacciones, así mismo se cuenta con área suficiente para alojar el equipo y maquinaria para el mantenimiento de vías.
- Puesto de maniobras. Es la Zona donde se controla el acceso de los trenes a la Zona de Peines y a los Talleres, debe tener una cobertura visual total, cuenta con un local técnico, un tablero de Control óptico, una cabina de control, baños y área para vestidores.
- Taller eléctrico y plataforma de pruebas. Es el área donde se revisan, prueban y reparan todos los equipos eléctricos de la línea y del Taller. Está dividida en tres áreas de revisión una subestación de rectificación de la capacidad adecuada a los trabajos que va a desarrollar un laboratorio de pruebas y un área de almacén de herramientas y refacciones.
- Almacén general. El almacén general tiene como función guardar el equipo de Trabajo y las refacciones necesarias para el todo el Taller de Mantenimiento.
- Almacén de productos inflamables. Es el lugar donde se guardan, aceite, combustibles y material peligroso susceptible de incendiarse.
- Casetas de acceso y vigilancia. Se contará con una Caseta de vigilancia para el acceso principal y el número de casetas necesarias para los elementos que integran el conjunto deberá considerarse la instalación de monitores para el sistema de video vigilancia y contarán con servicio de baños, vestidores y lockers.
- Estacionamientos y vialidades internas. El conjunto está integrado por una vialidad que resuelve los accesos a todos los edificios integrantes de los talleres. El pavimento cuyo diseño, contempla para recibir vehículos de gran peso, los estacionamientos con la capacidad para cada zona.
- Zonas con jardín. Alojara zonas verdes con especies vegetales adecuadas al carácter del taller con objeto de coadyuvar a la ecología y medio ambiente, de preferencia se tendrán mantos y arbustos de resistencia al calor, asoleamiento y que requieran poca agua y cuidados.
- Planta de tratamiento de aguas negras. Es el sitio donde se lleva el proceso de tratamiento de aguas que a su vez incorpora procesos físicos químicos y biológicos, los cuales tratan y remueven contaminantes físicos, químicos y biológicos del agua efluente del uso humano.

1.2. Estaciones.

Las estaciones son el lugar en donde los usuarios están en pleno contacto con toda la infraestructura que se desarrolla para dar un servicio de primera calidad en sistemas de transporte masivo para dar un servicio eficiente, económico, seguro y rápido. Que beneficiará en forma directa a los habitantes de cuatro delegaciones, que son Tláhuac, Iztapalapa, Coyoacán y Benito Juárez y en forma indirecta una mayor cobertura a través de las estaciones de correspondencia que pasan por otras Delegaciones. Pronosticándose una captación de 450,000 viajes/persona/día. Y para ello se cuenta con 20 estaciones distribuidas en una longitud de 24,826 metros de la siguiente manera:

Estación	Sección	Tipo
TLAHUAC	Superficial	Terminal
TLALTENCO	Superficial	De paso
ZAPOTITLAN	Elevado	De paso
NOPALERA	Elevado	De paso
OLIVOS	Elevado	De paso
SAN LORENZO	Elevado	De paso
PERIFERICO ORIENTE	Elevado	De paso
CALLE 11	Elevado	De paso
LA VIRGEN	Elevado	De paso
ESIME CULHUACAN	Elevado	De paso
BARRIO TULA	Elevado	De paso
ATLALILCO L12	Cajón	Correspondencia
MEXICALTZINGO	Túnel	De paso
ERMITA	Túnel	Correspondencia
EJE CENTRAL	Túnel	De paso
PARQUE DE LOS VENADOS	Túnel	De paso
ZAPATA	Túnel	Correspondencia
20 DE NOVIEMBRE	Túnel	De paso
INSURGENTES SUR	Túnel	De paso
MIXCOAC	Túnel	Terminal/Correspondencia.

Las correspondencias se encuentran con las siguientes líneas:

- Correspondencia línea 7 –Línea 12 Estación Mixcoac
- Correspondencia línea 3 –Línea 12 Estación Zapata
- Correspondencia línea 2 –Línea 12 Estación Ermita
- Correspondencia línea 8 –Línea 12 Estación Atlalilco
 - Y cruces con Avenidas Importantes como:
- Av. Insurgentes Sur con línea 12

- Estación Eje Central línea 12 con Av. Eje Central
- Estación Atlalilco línea 12 con Av. Ermita Iztapalapa
- Estación Periférico Oriente con vialidad del Periférico Oriente

Para los tipos de estaciones se tienen las siguientes características:

a) Estaciones de Paso.

Las estaciones de paso son las que se encuentran en puntos intermedios de la línea sin conectar con otras Líneas. El principal criterio para el dimensionamiento de los espacios públicos es el derivado de evacuar simultáneamente 1 tren al 100% de su capacidad en una vía y un tren al 50% de su capacidad en la otra vía. La vía al 100% puede ser cualquiera de las dos.

Las estaciones de paso se conforman por los siguientes elementos:

- Accesos para el público en general. Mínimo 4 puntos por estación, dos a cada vestíbulo. Incluir escaleras eléctricas siempre y cuando se deseen salvar desniveles de más de 6.50 metros. Además contar con el acceso para discapacitados. Es en estos puntos donde se cierra la estación al dejar de dar servicio.
- Vestíbulo exterior. Uno por cada andén. Sus dimensiones dependerán de la captación que indique el polígono de cargas para la hora de máxima demanda considerando retener durante 10 minutos a los usuarios con una densidad de 6 usuarios por m².
- Línea de torniquetes. El número de torniquetes de entrada y de salida está definido por el minuto crítico correspondiente a cada movimiento considerando para la entrada 25 personas/torniquete/minuto y para la salida 35 personas/torniquete/minuto. En cada línea de torniquetes habrá una puerta de cortesía. Cada línea de torniquetes tendrá un ancho mínimo de 7 metros. Para fines de evacuación los torniquetes de entrada son reversibles y operan con la eficacia de los de salida.
- Vestíbulo interior. Contendrán 2 vestíbulos interiores uno por cada andén con espacio suficiente para desalojar un tren a 6 / 4 considerando 6 personas por m² para efectos de un desalojo de la estación en 3 minutos.
- Circulaciones verticales. Mínimo 4 escaleras (eléctricas si la longitud vertical excede de 4 metros) por estación, las escaleras están dimensionadas con ancho necesario para desalojar la estación en 3 minutos considerando los dos trenes a 6 / 4. Los pisos serán antiderrapantes y contar con pasamanos.
- Dos andenes. Uno para cada vía de la longitud que mande el material rodante y de 4 metros de ancho como mínimo.

En cuanto a servicios se tienen:

- Taquillas. Habrá dos en cada vestíbulo exterior. Cada taquilla tendrá espacio suficiente para dos taquilleras. Diseñadas a prueba de asaltos, contarán con una ventanilla para cada una de ellas, de 60 cm de ancho, con cristal antibalas,

charola pasa monedas de acero inoxidable, dispositivos de alarma conectados al jefe de estación.

- Sanitarios de empleados. Uno para hombres y otro para mujeres con acceso directo desde un vestíbulo agrupado con sus locales complementarios.
- Locales de aseo. Se tendrán 3 locales como mínimo por estación dos en los andenes preferentemente en las cabeceras y uno en el núcleo de servicios sanitarios. Estando equipados con una tarja y lockers para el personal de mantenimiento.
- Local de jefe de estación. Estratégicamente ubicado en el vestíbulo principal con vista a la línea de torniquetes. Aloja el equipo de mando y control de los equipos básicos de operación de la estación.
- Local de primeros auxilios. Contiguo al local de jefe de estación
- Local para centro de monitoreo para video vigilancia. Contara con 3 monitores.
- Sanitarios para el público. Son para brindar el servicio en forma gratuita a los usuarios del sistema, en cada una de las estaciones, en el vestíbulo interior, del lado del acceso principal, contendrán tanto sanitarios para mujeres como para hombres.

Estas especificaciones de proyecto aplican para todas las estaciones de paso de la Línea 12 del Metro, que son: Insurgentes Sur, 20 de Noviembre, Parque de los Venados, Eje Central, Mexicalzingo, Barrio Tula, ESIME Culhuacán, La Virgen, Calle 11, Periférico Oriente, San Lorenzo, Olivos, Nopalera, Zapotitlán y Tlaltenco.

b) Estaciones de Correspondencia.

Las estaciones de correspondencia son las que se encuentran en el cruce de dos o más Líneas del Metro y permiten a los usuarios cambiar de Línea en dos o más direcciones sin pago de cuota adicional.

Las necesidades descritas para las estaciones de paso se aplican para las de correspondencia y además se contará con una pasarela de correspondencia que interconecta ambas estaciones. Los flujos deberán confinarse por sentido y el ancho será mínimo de 6 metros. Contará con tres andenes y dos vías de 6.00 m de ancho cada andén. En el caso de la estación Insurgentes se elaborará un esquema de correspondencia con una estación de la Línea que a futuro correrá por la Av. Insurgentes y se dejarán las preparaciones para poder construir dicha correspondencia sin entorpecer la operación de la Línea 12.

c) Estaciones Terminales.

Las estaciones terminales son las ubicadas en los dos extremos de la Línea. Su programa de necesidades incluye los elementos de las estaciones de paso considerando las siguientes precisiones y elementos adicionales.

- Los andenes son dos para dar servicio a tres vías. El ancho mínimo de cada andén será de 6 a 8 metros.

- Área de retención, destinada a dosificar el pasaje en horas críticas. La línea confinada tendrá 60 cm de ancho efectivo y estará rodeada por pasillos para el personal que regula y vigila esta maniobra.
- Preparaciones para la conexión a los centros de transferencia modal. Lo relacionado con los paraderos de autobuses, microbuses y combis.
- Taquillas. Contará con 4 a 6 taquillas, con las mismas especificaciones que se indican en las estaciones de paso.

Instalaciones para el funcionamiento de las estaciones, para el adecuado funcionamiento de las estaciones involucradas en la línea 12, es necesario equiparlas con los siguientes aditamentos.

- Locales para subestaciones. Uno para cada vía, son para alojar las subestaciones de alumbrado y fuerza. Deben estar aproximadamente al centro de la estación y cercanos al andén.
- Local técnico para los equipos de automatización de los trenes. La posición deseable es centrada con los andenes, del lado de la vía dos (Dirección Mixcoac- Tlahuac).
- Cisternas. Una abastece el consumo de agua de la estación. Dimensionada para una autosuficiencia de tres días. Otra se destinará a la protección contra incendio.
- Cárcamos de bombeo. Su función es recolectar y bombear al drenaje municipal las aguas de desecho (negras, jabonosas, pluviales y de filtraciones) tanto de la estación como de los tramos contiguos cuando estos están en un nivel superior al de la estación. El agua de filtraciones captada en los tramos deberá interceptarse en un cárcamo de cabecera antes de entrar a la estación.
- Galerías de ventilación. En todas las estaciones de la Línea la ventilación de los espacios públicos será por medios naturales, no mecánicos, su ubicación es adyacente al andén para lograr una ventilación cruzada y su ubicación en el exterior es en banquetas y/o zonas de jardín y sobreelevada en 30 o 40 centímetros del piso con objeto de evitar la introducción del agua a la estación en casos de lluvias extremas.

Para la construcción de las estaciones y tramos es necesario considerar el Rubro de las instalaciones municipales tales como:

- Líneas de agua potable primarias
- Líneas de agua potable secundarias
- Acueducto de 72" de diámetro (De Tláhuac a Barrio Tula)
- Colectores
- Canales
- Atarjeas

1.3. Señalamiento.

El objetivo en las estaciones es llevar al pasajero al Metro o hacia su destino con rapidez, seguridad y evitando cruces de circulaciones. El señalamiento deberá integrar un continuo de información que garantice la orientación del usuario en cualquier punto del recorrido. Las señales serán claras y precisas. Se utilizará la tipología de las letras del Metro y del diseño de los símbolos de cada estación para lograr una imagen integrada a las Líneas existentes.

1.4. Trazo.

El trazo de la Línea 12 Tláhuac-Mixcoac está basado en las Especificaciones para el Proyecto y Construcción de las Líneas del Metro de la Ciudad de México.

El inicio del tramo se encuentra en el cadenamiento 3+936.063, referido a los talleres de la estación terminal Tláhuac y el final referido a la cabecera poniente de los andenes de la estación Mixcoac en el cadenamiento 28+896, con una longitud aproximada total de 24,959.937m.

En su concepto general el trazo está dividido en cuatro tramos, diferenciándose entre ellos por su sección tipo: superficial, elevada, cajón subterráneo y túnel.

El primer tramo con la sección superficial se desarrolla paralelo al canal de salida de los talleres de la estación Tláhuac, hasta la intersección con la avenida Tláhuac y la estación de Tlaltenco. Una vez entrando a la avenida Tláhuac el trazo del metro queda centrado hasta la intersección con la avenida Ermita Iztapalapa. Hasta la altura del cruce con la Calzada Taxqueña, ubicación de la estación Barrio Tula, la sección es elevada. Tras ésta estación y sobre la misma avenida Tláhuac, a la altura de la calle Moctezuma es donde la línea se entierra pasando a ser una sección en cajón subterráneo.

La sección en cajón subterráneo se mantiene hasta la altura de la calle Centeno, pasada la cual se ubica la lumbrera de entrada del escudo. Desde éste pozo, el trazo se desarrolla en sección túnel hasta poco antes de la estación Mixcoac, excluyendo las estaciones y los abocinamientos ejecutados a cielo abierto. El último tramo se ejecuta como túnel en mina.

Aparte de dichas condicionantes, el trazo debe cumplir ciertas especificaciones para cada uno de sus elementos. Los elementos del trazo son la tangente, la curva circular y la curva de transición, en donde cada uno tiene diferentes efectos en la operación, velocidad, confort y seguridad del usuario y es por esta razón que se debe de estudiar cada uno de estos elementos por sí solo ya que son de gran importancia para el trazo, estas condiciones se muestran en la tabla 1.1.

TRAZO	Concepto	Nomenclatura	Especificaciones (1)	Bases de diseño	Valores Aplicados
	Radio de curvatura horizontal	R_{\min} Vías principales [m]	150	200	200
		R_{\min} Vías secundarias [m]	60	70	70
	Longitud mínima	L_{\min} Tangente [m]	16	No existe	$V_p/2$
	Sobreelevación	h_{\max} Peralte práctico[mm]	160	No existe	160
		h_{\max} Peralte teórico[mm]	310	No existe	310
		Pend. Peralte máx. [mm/m]	3	No existe	3
		Variación del peralte[mm/s]	No existe	No existe	50
	Aparatos y estaciones.		En tangente	No existe	En tangente

Tabla 1.1 Datos para el Trazo de la Via

El diseño de la Línea 12 del Metro de la Ciudad de México se ha realizado adoptando los parámetros recomendados para los elementos del trazo, adaptándolos a la velocidad del proyecto establecido en las bases de diseño (publicadas en Septiembre del 2008).

A continuación se resumen las especificaciones de trazo para el proyecto y construcción de la Línea 12 del Metro de la Ciudad de México.

- La normativa utilizada es la recogida en las “Especificaciones para el Proyecto y Construcción de las Líneas del Metro de la Ciudad de México”.
- Longitud mínima entre dos curvas consecutivas.

El valor aplicado para la velocidad de proyecto son las siguientes:

- La velocidad máxima de diseño del proyecto según las “Especificaciones para el Proyecto y Construcción de las Líneas del Metro de la Ciudad de México” es $V_p = 90$ km/h.
- La velocidad máxima de servicio del proyecto según las “Especificaciones para el Proyecto y Construcción de las Líneas del Metro de la Ciudad de México” es $V_p = 85$ km/h.

El trazo definitivo de la Línea 12 en proyecto, es el resultado de un análisis y estudio profundo de movilidad y captación de usuarios, además de todos los elementos implicados en la solución a los problemas generales por el diseño de dicha línea, hay otros que son importantes y que son de vital importancia para la realización del proyecto los cuales son:

- Obras inducidas. Son las actividades en las cuales se identifican las interferencias que existen sobre el trazo de la línea como líneas de cableado eléctrico, telefonía e internet, televisión de paga.
- Asentamientos humanos regulares e irregulares
- Afectación al tránsito vehicular.
- Condiciones del subsuelo. En la ciudad de México existen una gran variedad de tipos de suelo, por lo tanto las condiciones no son las mismas por ello se toman en consideración los estudios geotécnicos.

- Topografía del terreno. Este tipo de actividad es previa al inicio de un proyecto para contar con un levantamiento plani-altimétrico ó tridimensional previo del terreno y de "hechos existentes" (elementos inmóviles y fijos al suelo) ya sea que la obra se construya en el ámbito rural ó urbano.
- Afectaciones. Son todas aquellas zonas que por el trazo de la línea, tendrán que ser expropiadas o compradas a sus respectivos dueños.
- Vialidades existentes. Son todas aquellas vías de tránsito que con anterioridad se han construido.
- Arqueología. Es la disciplina que ayuda en caso de que exista algún resto arqueológico a darle el trato indicado para poder llevar a cabo el proceso constructivo del proyecto.

La figura 1.1 muestra el trazo definitivo de la Línea 12, dividido en tramos diferenciándose entre ellos por su sección tipo, así como la longitud total por excavar, las estaciones y correspondencias que la Línea tendrá.

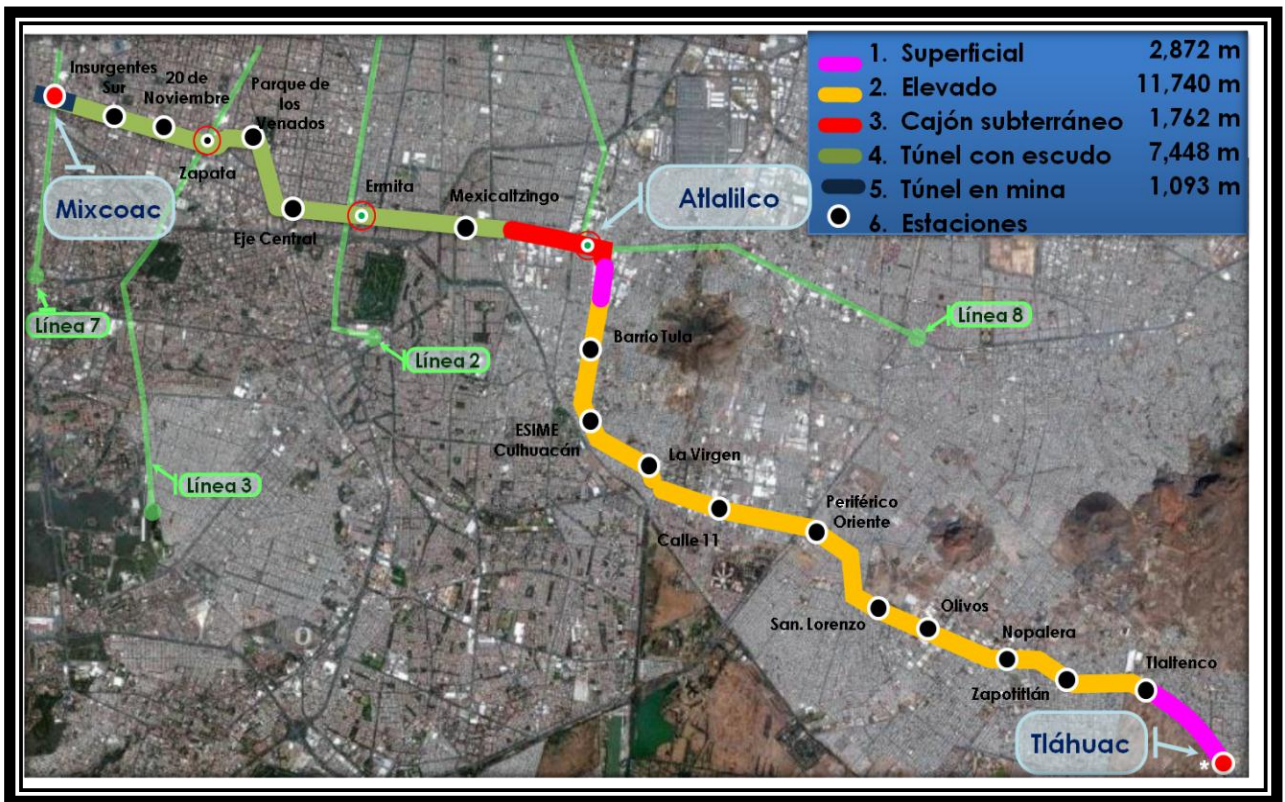


Figura 1.1. Trazo Definitivo Línea 12

1.5. Proyecto Operativo.

La realización del Proyecto Operativo determinará las principales características de operación de la Línea, por medio de las cuales se logra cumplir con los objetivos de servicio al usuario que son seguridad, regularidad, Confort y rapidez. EL Proyecto Operativo es el estudio base de la Línea que servirá de referencia para todos los estudios posteriores que se realizarán para los sistemas electromecánicos así como para el proyecto ejecutivo civil.

En la tabla 1.2. Se muestra las características operativas de la línea 12 a las que estarán sujetas los trenes de acuerdo a los análisis de operación.

Análisis Operativo de Diseño	
Velocidad máxima de diseño	85 Km/h
Velocidad Comercial	35Km/h
Capacidad de Transporte	67200V/H/S
No. De Trenes en Operación	28 trenes
No. De Fosas de Revisión	5 fosas
Análisis Operativo de la línea Etapa 1: 30/04/2011	
Intervalo	233 seg.
Velocidad Comercial	35Km/h
Capacidad de Transporte	25957 V/H/S
No. De Trenes en Operación	23 trenes
Trenes de reserva	2 trenes
No. De Trenes en Mantenimiento	3 trenes
No. Total de Trenes	28 trenes
No. De Fosas de Revisión	3 Fosas
No. De Fosas de Visita	2 Fosas
Análisis Operativo de la línea Etapa 2: 30/04/2012	
Intervalo	142 seg.
Velocidad Comercial	35Km/h
No. De Trenes en Operación	28 trenes
No. De Fosas de Revisión	5 fosas
No. De Fosas de Visita	3 fosas

Tabla. 1.2. Características operativas de la línea, de acuerdo a los análisis operativos.

En la tabla1.3. Se muestra las características operativas de la línea 12 a las que estarán sujetas los trenes de acuerdo a los tiempos tanto de paradas como de recorridos.

Tiempo de Parada en Estaciones	
Estacion de paso	20 seg
Estacion de Correspondencia	25 seg
Terminal:	
Anden de llegada	25 seg
Anden de salida	30 seg
Tiempo de Recorrido	
Tiempo Via 1	2500 seg
Tiempo Via 2	2500 seg
Total	5000 seg
Tiempo de Maniobra	
Terminal Tláhuac	180 seg
Terminal Mixcoac	180 seg
Total	360 seg
Duracion de la Vuelta	Total de totales 5360 seg

Tabla 1.3. Características operativas de la línea, de acuerdo a los tiempos de paradas y recorridos.

La finalidad que se persigue con la ejecución de este proyecto, es proporcionar un servicio de transporte colectivo de pasajeros de alta eficiencia, capacidad y satisfactorio, además de atender la demanda oriente-poniente para alcanzar y lograr un balance superior entre las líneas existentes del Metro, principalmente al realizar la conectividad del Metro en el sur, potenciando el desempeño en la red y continuar conformando al Metro como elemento estructurador del sistema de transporte del Distrito Federal, en congruencia con el Programa de Desarrollo del Distrito Federal 2007-2012 y tomando en cuenta los lineamientos del Programa Integral del Transporte y Vialidad.

1.6. Áreas y/o Departamentos.

Para poder ejercer en su totalidad los trabajos involucrados en la construcción de la línea 12 es necesario contar con áreas de apoyo tales como:

- Área de Control de Proyecto. Es la que se encarga de dar seguimiento al programa, costos, y las ministraciones así llamadas por ser un contrato a precio alzado ante el cliente.
- Se contará con el departamento de procuración. Es quien será el responsable de los subcontratos además de suministrar los materiales y equipos que se requieran.
- Área Administrativa. Es la que tendrá a su cargo el departamento de personal, contabilidad, servicios, almacén, caja, finanzas. Aseguramiento de calidad y seguridad del medio ambiente.
- Área de Aseguramiento de calidad y seguridad del medio ambiente (ACSMA). Quien se encargará de llevar el Control de Documentos, Calidad, Seguridad y el Compromiso con el Medio Ambiente.

1.7. Organización.

La organización de cómo se llevará a cabo las estrategias para ejecutar el proyecto son de suma importancia ya que ella nos muestra, el proceso subsecuente, para canalizar tanto el trabajo como la información entre las partes involucradas. De acuerdo al siguiente esquema de trabajo (ver figura 1.2.) se realizarán las actividades correspondientes a las actividades designadas al proyecto, así como también el flujo de información con las distintas áreas o dependencias

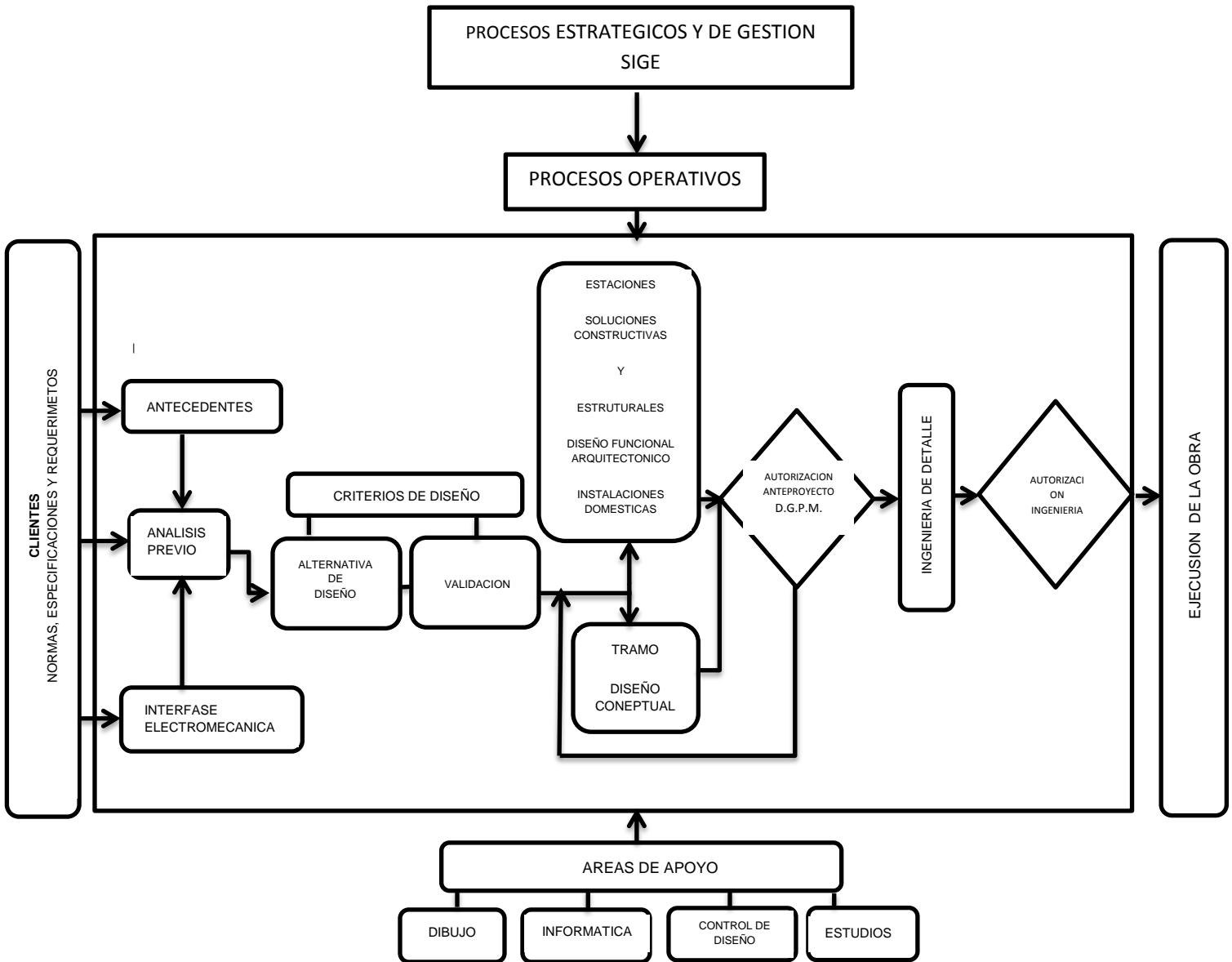


Figura. 1.2. Diagrama de flujo para la organización (Esquema de Trabajo).

II. ESTUDIOS REALIZADOS PARA LA CONSTRUCCIÓN DE LA ESTACIÓN 20 DE NOVIEMBRE

2.1. Geotécnicos

El análisis de diseño geotécnico del cual trata esta tesis es de la Estación 20 de Noviembre, localizada en la Delegación Benito Juárez, correspondiente al tramo de la línea ubicado entre los cadenamientos 26+620.509 y 26+774.509, la cual se ubica en la intersección del Eje 7 Sur Félix Cuevas y la Av. Coyoacán misma que colinda con el Hospital 20 de Noviembre, con la Unidad Habitacional Miguel Alemán. La localización general de la Estación se presenta en la Figura 2.1.

La Estación 20 de Noviembre es una construcción enterrada tipo cajón rectangular. El sistema estructural se compone por muros Milán perimetrales, muros Milán interiores que definen los accesos a andenes y a mezzanine, una losa tapa localizada en el nivel de piso terminado (NPT) 2242.74 m, a 3.26 m por debajo del nivel de la calle; una losa de mezzanine en el NPT 2236.94 m y una losa de fondo en el NPT 2227.24 m, la cual da soporte a los trenes y andenes, las escaleras de acceso a la estación estarán ubicadas sobre Av. Félix Cuevas esquina con Av. Coyoacan. y serán rectangulares; el cuerpo principal de la estación se desplantará a profundidades variables del orden de 15.50 m. en zona de andenes y 17.00 m. en zona central de vías, profundidades medidas con respecto a la elevación son de 2246.00 m 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 variable comprendido entre los 24.20 y 37.75 m., este último, correspondiente a la zona de escaleras área de sub-estaciones.

Estará integrada por tres niveles arquitectónicos:

1. Corresponde a la estructura de la losa tapa cuyo nivel superior de concreto se encuentra a 3.05 m. de profundidad con respecto al nivel de calle,
2. Corresponde al nivel de mezzanine, situado a 7.13 m. de profundidad, donde se localizará el vestíbulo de acceso, las taquillas, sanitarios, oficinas, torniquetes, etc.;
3. Corresponde al nivel que se situará a 14.95 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 II de transición, del lago del Valle de México, en la que los depósitos profundos se encuentran a 20 m de profundidad o menos, según la zonificación geotécnica consignada en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones (NTCDCC).

La Estación 20 de Noviembre se construirá por medio de un sistema de sub-excavación que consiste en una construcción descendente o “Top-Down”, y mediante el procedimiento constructivo llamado “sistema mixto” consiste en la ejecución de una

primera excavación a cielo abierto, con niveles de troquelamiento, hasta el nivel de losa de mezzanine y una segunda excavación mediante el procedimiento “Top Down” mismos que se explicaran en forma mas detallada en los capítulos III y IV de esta tesis.

Con ambos sistemas constructivos se garantiza el confinamiento de las cimentaciones de las estructuras aledañas.



Figura 2.1. Localización general de la Estación 20 de Noviembre.

• **PARÁMETROS DE SUELO**

Para propósitos de la caracterización geotécnica de los materiales del proyecto se analizaron las campañas de exploración efectuadas en el sitio en los años 2001 (exploración preliminar) y 2008 (exploración complementaria), las cuales están compuestas por sondeos mixtos, pozos a cielo abierto y pruebas Down-hole.

En la Tabla 2.1 se resume la ubicación y niveles de exploración de las perforaciones cercanas al sitio de la obra. En la Figura 2.2 se presenta la ubicación de las perforaciones.

Perforacion	Localizacion	Cadenamiento	Profundidad (m)
PCA-11	Eje 7(Felix Cuevas)con Av. Coyoacan.Esquina sur Occidental	K23+725	3.00
SM-05(A)	Eje 7(Felix Cuevas)con Av. Coyoacan.Esquina sur Occidental	k26+686	20.21
SM-07(N)	Eje 7(Felix Cuevas)con Av. Coyoacan.Esquina Nororiental	k26+686	40.05
SDH-2	Eje 7(Felix Cuevas)con Av. Coyoacan.Esquina sur Occidental	k26+713	40.00
SC-5	Eje 7(Felix Cuevas)con Av. Coyoacan.Costado sur .Hospital 20 de Noviembre	k26+725	8.90

Tabla 2.1. Sondeos ejecutados en la zona de la Estación 20 de Noviembre

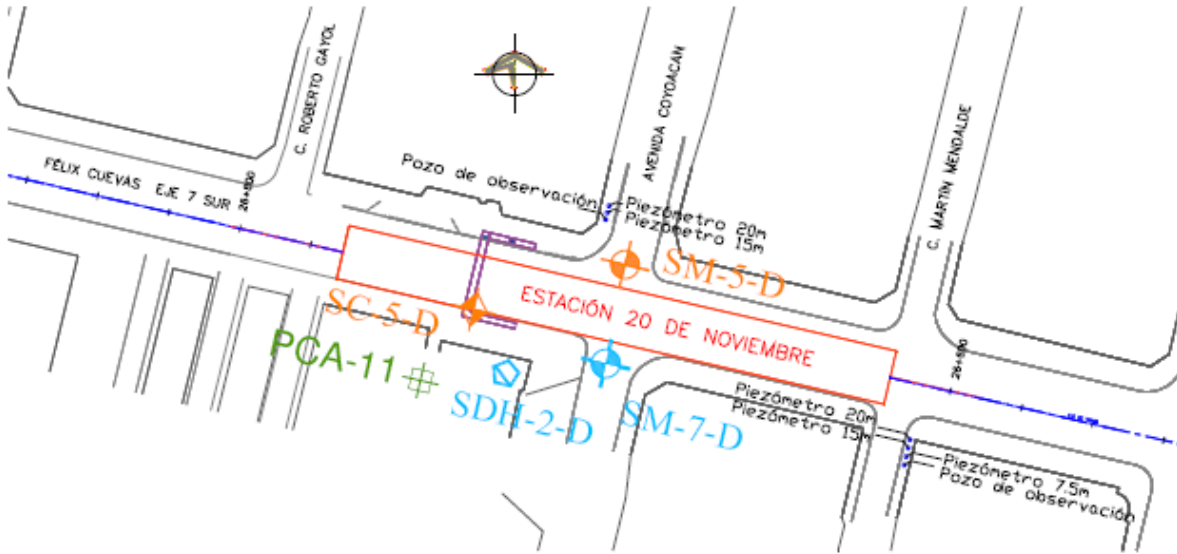


Figura 2.2. Estación 20 de Noviembre. Ubicación de sondeos y piezómetros

Para ello durante los sondeos realizados se llevaron a cabo las siguientes pruebas:

- Ensayo de penetración estándar.
- Ensayo de torcómetro.
- Ensayo de penetrómetro de bolsillo.
- Ensayo de penetración con cono mecánico estático.
- Ensayo de velocidad de onda. Tipo Down-hole.

De ellas se realizaron las siguientes pruebas de laboratorio para determinar las características del terreno:

- Peso específico.
- Humedad natural.
- Límites de consistencia.
- Ensayo de consolidación.
- Compresión inconfiada en suelo.
- Compresión triaxial no consolidada – no drenada.

Con base en las perforaciones geotécnicas efectuadas y los ensayos de laboratorio analizados en la zona de la Estación 20 de Noviembre, se determinaron los parámetros geotécnicos que se presentan en la Tabla 2.2.

Estrato	Profundidad (m)	γ (kN/m ³)	C _{uu} (kPa)	ϕ_{uu} (grados)	C' (kPa)	ϕ' (grados)	E (kPa)	ν (-)
1	0.00 - 1.50	15.4	-	-	3	22	8500	0.3
2	1.50 - 8.50	17	20	25	-	-	7100	0.3
3	8.50 - 11.50	12.1	40	14	-	-	5300	0.35
4	11.50 - 17.00	17	50	31	-	-	13500	0.3
5	17.00 - 22.00	18	-	-	50	38	50000	0.25
6	> 22.00	20	-	-	20	45	70000	0.25

Tabla 2.2. Parámetros geotécnicos para la zona de la Estación 20 de Noviembre

A partir de la descripción de los materiales presentes en los registros de perforación y las características de resistencia y deformación observadas, se identificó una capa de material heterogéneo de baja humedad compuesta por arcilla arenosa con gravas y residuos de construcción presentes hasta una profundidad de 1,50 m, subyacida por una capa de arcilla de baja plasticidad con lentes de arena fina compacta desde una profundidad de 1,50 m hasta 8,50 m. Posteriormente, de 8,50 m a 11,50 m se encuentra una capa de arcilla de alta plasticidad y humedades altas, cuyo espesor se reduce gradualmente hasta desaparecer en el tramo comprendido entre las estaciones 20 de Noviembre e Insurgentes Sur. Hasta una profundidad de 17 m se observa una capa de arcilla arenosa de consistencia dura y baja plasticidad. Finalmente, entre los 17 m y 40 m se identificó una capa de arena arcillosa muy compacta con gravas de humedades bajas que corresponde a los depósitos de Las Lomas.

En términos generales se tiene que de acuerdo con la descripción de los registros de campo, los estratos presentes en el terreno de la estación son mostrados en la Tabla 2.3.

Identificación	Profundidad (m)	Descripción
Rh	0.0 - 1.5	RELLENO HETEROGENEO compuesto por arcilla arenosa con gravas y material de construcción.
Estrato 1	1.5 - 8.5	ARCILLA de baja plasticidad, de consistencia media a frime, café oscuro y gris, poco arenosa.
Estrato 2	8.5 - 11.5	ARCILLA de alta plasticidad, consistencia blanda, color olivo o café, con presencia de raíces en descomposición y algunas bolsas de arena fina.
Estrato 3	11.5 - 17.0	ARCILLA ARENOSA de baja plasticidad, consistencia dura, color café y gris.
Estrato 4	17.0 - 40.0	ARENA ARCILLOSA muy compacta y café-amarillo. Con grava tamaño máximo de 1" a 1/2".

Tabla 2.3. Estratificación de la estación 20 de Noviembre

- **LOCALIZACIÓN DEL NIVEL FREÁTICO**

El comportamiento del agua en la zona de la Estación 20 de Noviembre se analizó con base en la información existente de lecturas piezométricas efectuadas en dos puntos de medición localizados en la Avenida Coyoacán y en la vía Martín Mendalde; ambos situados sobre el Eje 12.

Sobre la Avenida Coyoacán se instalaron 2 piezómetros abiertos tipo Casagrande y sobre la vía Martín Mendalde 3 piezómetros del mismo tipo. Así mismo, en ambas vías se construyó un pozo de observación.

En las siguientes tablas se presentan las mediciones piezométricas efectuadas a lo largo del tiempo.

Fecha	Pozo e observacion 7.00 m	Piezometro 15.50 m	Piezometro 20.00 m
21/10/2009	3.80	15.30	-
23/10/2009	4.00	-	-
26/10/2009	4.02	-	-
28/10/2009	4.18	-	-
04/11/2009	4.20	-	-
23/02/2010	5.10	-	-

Tabla 2.4. Lecturas piezométricas en la zona de la Estación 20 de Noviembre – Piezómetros sobre la Avenida Coyoacán

Fecha	Pozo e observacion 7.00 m	Piezometro 7.50 m	Piezometro 15.50 m	Piezometro 20.00 m
23/10/2009	3.60	2.25	7.65	-
26/10/2009	3.67	3.66	-	-
28/10/2009	3.50	3.70	-	-
04/11/2009	3.70	3.80	-	-
23/02/2010	3.22	6.30	-	-

Tabla 2.5. Lecturas piezométricas en la zona de la Estación 20 de Noviembre – Piezómetros sobre la vía Martín Mendalde

De acuerdo con la información registrada en las tablas anteriores, las lecturas en pozos de observación y piezómetros ubicados hasta una profundidad de 7,50 m indican un nivel freático que alcanza profundidades entre 2,0 m y 6,0 m. En contraste, los piezómetros ubicados entre 15,50 m y 20 m no indican la presencia de agua en forma consistente.

Teniendo en cuenta lo anterior, y en concordancia con la estratigrafía típica en la zona de transición alta; se considera un manto de agua colgado ubicado en la parte superior del depósito entre 2,0 m y 11 m de profundidad, el cual se recarga directamente en los períodos lluviosos y está limitado inferiormente por el estrato de arcilla de alta plasticidad (Estrato 2). La anterior conclusión se basa en que el estrato de arcilla lacustre, situado entre 8.50 y 11.50 metros de profundidad, sirve como material de sello de las aguas de infiltración superficiales, las cuales por recarga generan el mencionado nivel de aguas colgadas.

- **ESTABILIDAD POR FALLA GLOBAL**

Con el objetivo de establecer la profundidad óptima de empotramiento para los muros de la estación, se realizó un análisis de sensibilidad de estabilidad de taludes contemplando un mecanismo de falla generalizada (falla global) considerando diferentes profundidades del sistema de contención por debajo del nivel de excavación de la losa de fondo.

En los análisis se consideraron las presiones de sobrecarga que ejercen las edificaciones aledañas a la excavación, para lo cual se estimó un esfuerzo de contacto de 10 kPa por

piso de construcción (1Ton/m² /piso). Con este criterio se definieron tres niveles de esfuerzos (130, 50 y 30 kPa) que corresponden a las sobrecargas de las edificaciones más altas encontradas a lo largo del tramo en el cual se construirá la estación.

En la Figura 2.3 se presenta una planta de la estación en la cual se localizan las secciones empleadas en los análisis de estabilidad de taludes. Las secciones 1 y 2 corresponden a las condiciones de análisis representativas de la zona occidental de la estación en la cual se localizan estructuras de 3 y 13 pisos de la Unidad Habitacional Miguel Alemán. La sección 3 es la representativa de los análisis para el costado oriental de la estación, en la cual se localizan dos unidades habitacionales y comerciales de 5 pisos de altura.

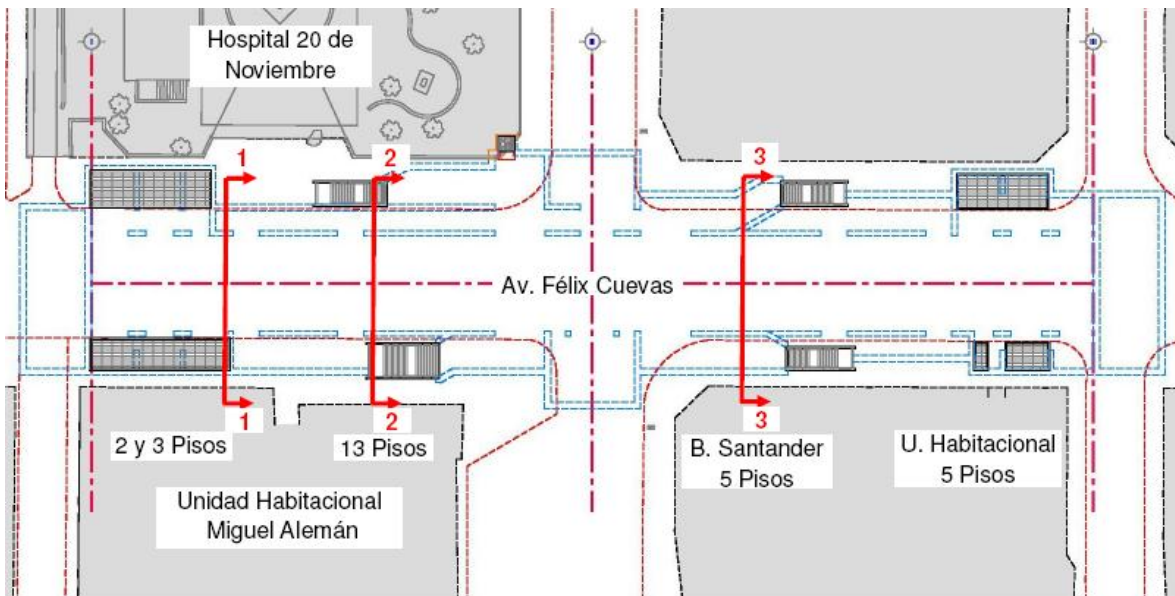


Figura 2.3. Localización de las secciones empleadas en los análisis de estabilidad de taludes para falla global

Los análisis de estabilidad de los taludes para la excavación de la estación se realizaron empleando el programa de análisis de equilibrio límite SLOPE-W@. Mediante este programa se identificaron las superficies de falla críticas y los factores de seguridad mínimos que se presentan en la excavación para las diferentes condiciones de carga y empotramiento de las pantallas, en la Figura 2.4 se resumen los resultados obtenidos.

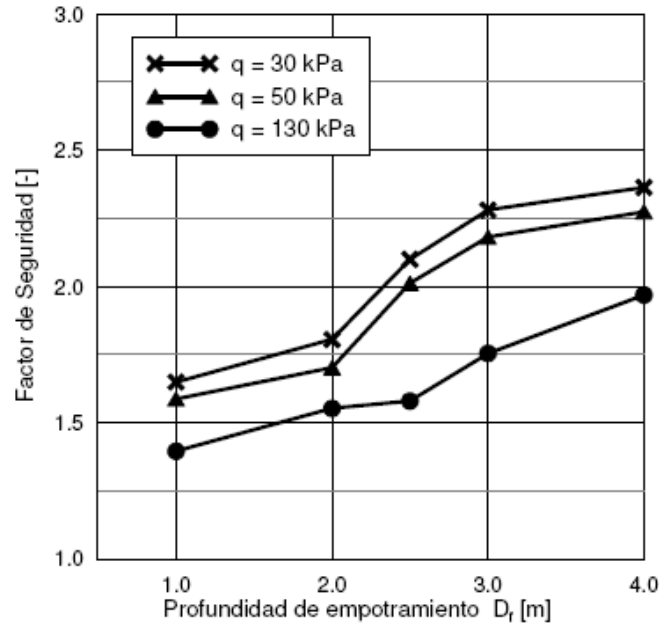


Figura 2.4. Análisis de sensibilidad para la profundidad de empotramiento del Muro Milán

A partir de los resultados de los análisis es posible establecer que para cumplir con el factor de seguridad mínimo ($FS \geq 1.7$), establecido en las Normas Técnicas Complementarias (2004) y el Manual de Diseño Geotécnico de Covitur (1987), es necesario emplear muros con una longitud de empotramiento de 3.0 m para el costado sur de la estación en el cual se localiza la Unidad Habitacional Miguel Alemán de 13 pisos de altura (Véase Figura 2.5.). En cuanto a los demás sectores de la estación, los análisis permiten establecer que con una profundidad de empotramiento de 2.0 m se cumplen con los requisitos de estabilidad exigidos por normativa.

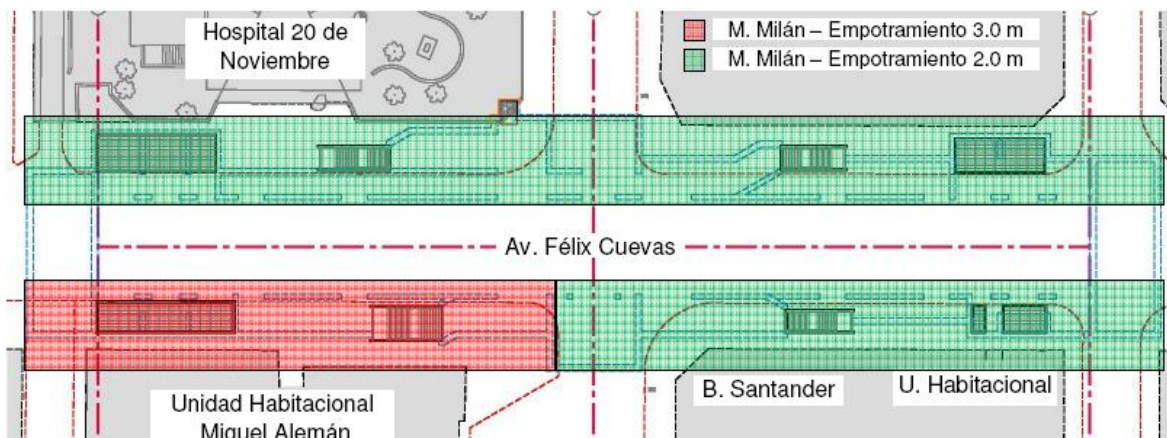


Figura 2.5. Profundidad de empotramiento muros Milán

- **EMPUJE SOBRE LOS MUROS MILÁN**

En la estación 20 de Noviembre se deben considerar en el diseño de los muros Milán empujes de tierras por sobrecargas de edificaciones, por maquinaria, por presión dinámica y por presión de dinámica por sismo. Las presiones dinámicas de tierra actuando sobre los muros Milán por efecto del sismo se determinaron con base en la metodología pseudoestática de Mononobe-Okabe.

Los empujes del terreno sobre la estructura de contención están representados por tres estados limites contemplados dentro de la teoría de empuje de tierras, los cuales corresponden al estado activo, en reposo y pasivo. En la estación el estado activo representa la condición de presiones laterales a corto plazo, durante la fase de construcción, y el estado de reposo representa las condiciones normales durante la operación a largo plazo.

Un agente de gran importancia que se debe considerar al evaluar los empujes laterales sobre la estructura de contención, es el efecto del agua en el terreno, generalmente debido a la presencia de un nivel freático.

En el caso específico de la zona donde se construirá la estación 20 de noviembre tal como se mencionó, se identificó un nivel de agua freática colgada localizada entre 3.00 y 11.50 metros de profundidad. Teniendo en cuenta que la profundidad máxima de excavación se localiza en promedio a una profundidad de 18.5 m, este nivel colgado ejercerá únicamente presión hidrostática en una zona específica de la estructura de contención y no en su totalidad, lo que representa una disminución considerable de los empujes laterales empleados para los diseños estructurales de los muros Milán.

Los diagramas de presiones totales actuando sobre los muros Milán se determinaron empleando las recomendaciones contenidas en el manual de Diseño Geotécnico de Covitur (1987), las envolventes de presión aparente de tierra establecidas por Peck (1969) en función de los coeficientes de presión activa de Rankine modificados para diseño de cortes por el efecto del troquelamiento, los coeficientes de presión activa de Rankine para sobrecargas de edificaciones y maquinaria (o tráfico automotor), los diagramas de presión lateral de tierra en reposo y la metodología de Mononobe-Okabe para el análisis pseudoestático que permite evaluar las presiones sísmicas que desarrollan los suelos sobre los muros de contención.

- **ESTABILIDAD POR FALLA DE FONDO**

Para dar cumplimiento a lo estipulado en el numeral 5.1.3 de las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Cimentaciones (NTC, 2004), en caso de emplearse muros colados en el lugar para soportar las excavaciones, se deberá revisar la estabilidad al deslizamiento general de una masa de suelo por falla de fondo.

De los análisis de falla de fondo realizados se puede establecer que la resistencia del suelo (incluyendo el factor de resistencia correspondiente) es mayor que las cargas de tierra y sobrecarga, tal como se muestra en la siguiente tabla:

Sobrecarga (kPa)	Resistencia del piso CuNcFr (kPa)	Sobrecarga del terreno Pv+(\sum qFc) (kPa)
Edificio 13 pisos	840	460
Edificio 5 pisos	840	365
Edificio 3 pisos	840	340

Tabla 2.6. Resultados obtenidos en los análisis de falla de fondo realizados para la zona de la Estación 20 de Noviembre

De la tabla anterior se puede concluir que en la Estación 20 de Noviembre no va a presentar una falla que emerja en el fondo de la excavación.

No sobra mencionar que el anterior análisis se efectuó con el fin de considerar la posible presencia de un suelo de carácter cohesivo, que eventualmente tuviera incidencia en la estabilidad del fondo de la excavación. Sin embargo, de acuerdo con los registros de perforación, el estrato sobre el cual se encuentra el empotramiento de los muros Milán es predominantemente de carácter friccionante, conteniendo algunos suelos de carácter cohesivo.

- **ESTABILIDAD POR PATEO**

Los análisis de falla por pateo se realizaron siguiendo la metodología y formulaciones propuestas en el Manual COVITUR (1987). Se consideraron las presiones que actúan sobre el muro, incluyendo la influencia de las sobrecargas mencionadas anteriormente y profundidades de empotramiento de 2.0 y 3.0 m medidos a partir de nivel de excavación de la losa de fondo. La articulación plástica contemplada en los análisis de estabilidad por pateo se localizó al nivel de la losa de Mezzanine, con el objetivo de establecer el comportamiento de los muros Milán ante la condición más crítica de análisis, la cual se presentará si no se emplea ningún tipo de puntal intermedio durante la fase de excavación localizado entre la losa de Mezzanine y la losa de Fondo.

Para las condiciones de carga y profundidades de empotramiento evaluadas se obtuvieron los siguientes resultados:

Profundidad de empotramiento (m)	Sobrecarga (kPa)	Momentos Resistentes (kN/m*m)	Momentos Actuales (kN/m*m)	Fsp (-)
3	130	14104	9469	1.5
2	50	8859	6026	1.5
2	30	8827	5535	1.6

Tabla 2.7. Resumen de resultados de los análisis de Falla por Pateo

A partir de los resultados que se presentan en la anterior tabla, es posible establecer que las dos profundidades de empotramiento de los Muros Milán establecidas mediante los análisis de estabilidad por falla global, cumplen con el Factor de Seguridad mínimo establecido en la normativa ($FS \geq 1.5$).

- **ESTABILIDAD POR CAPACIDAD DE CARGA**

La capacidad de carga de los muros Milán se determinó con base en lo establecido en el numeral 3.6 de las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Cimentaciones (NTC,2004). De acuerdo con los análisis realizados se puede establecer que la capacidad por punta de un muro Milán es de 230 Toneladas por metro lineal (incluyendo los respectivos factores de resistencia y reducción), en tanto que las acciones mayoradas son de 202 T/ml. Lo anterior indica que los muros Milán resisten las cargas de la Estación en forma segura.

- **ANÁLISIS DE DEFORMACIONES**

Después de dar cumplimiento a lo establecido en las Normas Técnicas Complementarias de Diseño y Construcción de Cimentaciones (2004) y a lo establecido en el Manual de Diseño Geotécnico de Covitur (1987) se pudo verificar que tanto las excavaciones como los muros Milán de la Estación 20 de Noviembre son estables ante falla general, falla de fondo, pateo y capacidad de carga.

Cumplidos los criterios de resistencia a nivel de mecanismos de rotura, se procedió a analizar las deformaciones del suelo. Uno de los aspectos más importantes que se debe evaluar en el diseño geotécnico de la Estación 20 de noviembre es el que hace referencia al comportamiento del suelo adyacente a la excavación durante las diferentes fases de su construcción; especialmente por la cercanía de menos de 5 metros que esta excavación tiene a una edificación de trece pisos que corresponde a la Unidad Habitacional Miguel Alemán. Por esta razón, como parte de la metodología para los análisis, diseños y recomendaciones constructivas de la Estación, se implementó el uso de un modelo computacional de elementos finitos empleando el programa Plaxis 2D, el cual permite realizar análisis geotécnicos bidimensionales de deformaciones. Dichos análisis geotécnicos de tipo numérico pretenden determinar el comportamiento esfuerzo-deformación del subsuelo aledaño y el que se encuentra al interior de la excavación, considerando cada una de las etapas del proceso constructivo de la estación, el cual se basa principalmente en un sistema de subexcavación. El modelo permite involucrar los elementos estructurales que constituirán el sistema de soporte interno de la estructura, tales como la losa de tapa, la losa de mezzanine y la losa de fondo, los cuales representan elementos de apuntalamiento permanente durante el avance de la excavación, a continuación se describe el procedimiento constructivo modelado para ser contemplado en los análisis numéricos:

- ***Etapas 1: Construcción de los muros Milán.***
- ***Etapas 2: Excavación (Fase 1) hasta una profundidad de 4.0 m, la cual corresponde al nivel de desplante de los travesaños portantes de losa tapa y abatimiento interno del nivel freático colgado.***
- ***Etapas 3: Construcción de la losa tapa.***

- **Etapa 4: Excavación (Fase 2) hasta una profundidad de 9.0 m, la cual corresponde al nivel de desplante de la losa mezzanine, y abatimiento interno del nivel freático colgado.**
- **Etapa 5: Construcción de la losa mezzanine.**
- **Etapa 6: Excavación (Fase 3) hasta una profundidad de 19.0 m, la cual corresponde al nivel de desplante de la losa de fondo, y abatimiento interno del nivel freático colgado localizado hasta 11.5 m.**
- **Etapa 7: Construcción de la losa de fondo.**

Mediante este modelo se estimó la magnitud de los desplazamientos verticales y horizontales que experimentarán tanto el terreno como las edificaciones aledañas durante las distintas etapas de excavación y se analizó la necesidad de la implementación de elementos de contención temporales tipo troquel; dado que el empleo de troqueles temporales en excavaciones restringe o minimiza las deformaciones excesivas y controla en muchos casos posibles fallas del suelo durante la etapa de construcción, 'para lo cual en el modelo numérico se analizaron tres condiciones de troquelamiento diferentes para los siguientes escenarios:

1. Sin niveles de troquelamiento.
2. Con un nivel de troquelamiento localizado entre la superficie del terreno y la profundidad de excavación de la losa tapa, a una profundidad de 1.50 m de profundidad medidos desde la superficie del terreno.
3. Con dos niveles de troquelamiento; uno localizado entre la superficie del terreno y la profundidad de excavación de la losa tapa, y otro localizado a media altura entre la losa mezzanine y el nivel de desplante de la losa de fondo a 14 m de profundidad medidos desde la superficie del terreno.

En el caso específico de la Estación 20 de Noviembre, la inclusión o no de sistemas de troquelamiento temporal están supeditados al control de deformaciones durante las etapas de sub-excavación, con el fin de asegurar la estabilidad de las construcciones aledañas a la excavación. Por esta razón se efectuó el análisis del proceso constructivo empleando dos secciones transversales representativas de la Estación, de tal forma que fuera posible concluir sobre la necesidad de la implementación de estos sistemas de soporte durante su construcción.

Los análisis fueron realizados sobre dos secciones, una de las cuales involucra la edificación de mayor altura que puede eventualmente ser afectada por la excavación de la Estación (Unidad Habitacional Miguel Alemán) y otra que no considera ninguna sobrecarga por construcciones, ubicada sobre la intersección entre las Avenidas Coyoacán y Félix Cuevas. La localización en planta de las secciones analizadas en los modelos numéricos se presenta en la Figura 2.6. La sección A-A fue empleada para estudiar la secuencia de excavación y su posible efecto sobre la Unidad Habitacional Miguel Alemán; la sección B-B sirvió para analizar el proceso de excavación en la intersección de la Avenida Félix Cuevas con la Avenida Coyoacán.

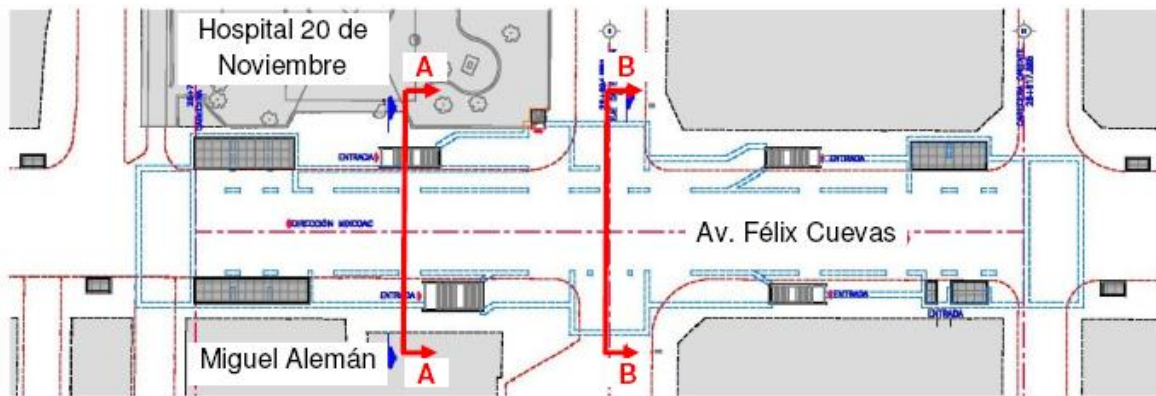


Figura 2.6. Localización en planta de las secciones empleadas en los análisis numéricos para la Estación 20 de Noviembre

➤ **Geometría Empleada en los Modelos Numéricos**

En la Figura 2.7 se muestra la geometría general del modelo empleado en los análisis numéricos de la estación. Se presentan las unidades estratigráficas (anteriormente descritas), las sobrecargas y los elementos estructurales que conforman el sistema de contención de la excavación.

El primer caso de análisis considera a la sobrecarga generada por la edificación de 13 pisos de la Unidad Habitacional Miguel Alemán y el segundo caso contempla a la sobrecarga vehicular de la Avenida Coyoacán. En el caso de la edificación se consideró una presión de sobrecarga de 130 kPa, equivalente a un esfuerzo aplicado de 10 kPa/piso (1Ton/m² /piso). Para el caso de la sobrecarga vehicular se empleó una presión de 15 kPa, tal como se estipula en el numeral 5.1 de las Normas Técnicas Complementarias de Diseño y Construcción de Cimentaciones (2004), para determinar los parámetros geotécnicos empleados en el Modelo Numérico se consideró un análisis esfuerzo-deformación empleando el modelo constitutivo Mohr Coulomb y se utilizaron parámetros de resistencia no consolidados no drenados en los materiales de comportamiento cohesivo y parámetros de resistencia consolidados drenados para los materiales de comportamiento friccionante. Dichos parámetros se presentan en la Tabla 2.2.

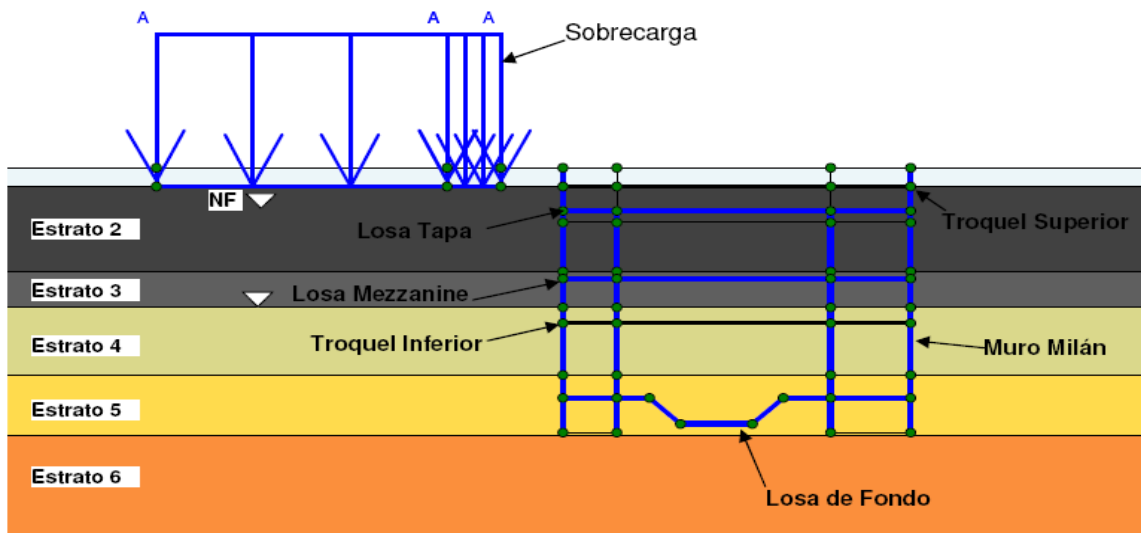


Figura 2.7. Geometría empleada en los modelos numéricos

➤ **Propiedades de los Elementos Estructurales Empleados en el Modelo Numérico**

Los elementos estructurales se modelaron como materiales elásticos con rigidez característica en función de su espesor. La resistencia a la compresión simple del concreto se estableció en 30 MPa, en la Tabla 2.8 se presenta el resumen de las propiedades elásticas empleadas en los análisis numéricos.

Elemento / Propiedades	Muro Milán	Tapa	Losa de Fondo	Mezzanine
B	[m]	1.00	1.00	1.00
H	[m]	0.80	1.20	1.40
E	[kPa]	2.42E+07	2.42E+07	2.42E+07
I	[m ⁴]	4.27E-02	1.44E-01	2.29E-01
A	[m ²]	0.8	1.2	1.4
EA	[kN/m]	1.94E+07	2.91E+07	3.39E+07
EI	[kN m ² /m]	1.03E+06	3.49E+06	5.54E+09
w	[kN m/m]	19.00	29.00	34.00

Tabla 2.8. Propiedades de los elementos estructurales empleados en los análisis numéricos.

Donde:

B: Longitud del elemento
H: Espesor del elemento
E: Modulo de elasticidad del concreto
I: Inercia del elemento

A: Área de la sección
w: Peso del elemento por unidad de longitud.

Los elementos de troquelamiento se consideraron de comportamiento elástico y con rigidez axial, la cual depende del área de la sección transversal (A), el módulo de Young del material (E) y la longitud del elemento. En la Tabla 2.9 se presentan las propiedades elásticas de los elementos estructurales empleados en los análisis numéricos.

Rigidez Normal	EA	2.00E+06	kN
Espaciamiento en sentido longitudinal	Ls	3	m
Maxima Fuerza	F _{max comp.}	1.00E+15	kN
	F _{max tension}	1.00E+15	kN

Tabla 2.9. Propiedades de los elementos de troquelamiento empleados en los análisis numéricos

➤ **Resultados de los Modelos Numéricos**

En las Tablas 2.10 y 2.11 se presentan los resultados de los análisis efectuados para los tres escenarios de troquelamiento mencionados anteriormente. Se resumen los resultados de los desplazamientos máximos horizontales en profundidad, obtenidos a todo lo largo del sistema de contención. Adicionalmente, se muestran los resultados de distorsión angular máxima ($\Delta H/L$): asentamiento diferencial sobre la longitud del vano estructural) obtenidos sobre la superficie del terreno, en la zona en la cual se encuentra la edificación de trece (13) pisos de la Unidad Habitacional Miguel Alemán.

Etapa de Construcción	Desplazamiento Horizontal					
	Sin Puntales		Con 1 Puntal		Con 2 Puntales	
	Superficie (cm)	Profundidad (cm)	Superficie (cm)	Profundidad (cm)	Superficie (cm)	Profundidad (cm)
2	3.6	3.6	0.2	1.1	0.2	1.1
4	3.3	3.3	0.1	2.3	0.1	2.3
6	3.9	4.3	0.6	3.8	0.6	3.6

Tabla 2.10 Deformaciones horizontales para las tres condiciones de análisis

****Nota:** El desplazamiento horizontal denominado profundidad, corresponde al máximo desplazamiento registrado en profundidad a todo lo largo del sistema de contención.

Etapa de Construcción	Desplazamiento Diferenciales en la superficie del terreno (-)		
	Sin Puntales	Con 1 Puntal	Con 2 Puntales
2	0.001	0.0006	0.0006
4	0.0017	0.0013	0.0013
6	0.0025	0.002	0.002

Tabla 2.11. Distorsión angular máxima ($\Delta H/L$) para las tres condiciones de análisis

A partir de los resultados se puede establecer lo siguiente:

- Los desplazamientos horizontales son prácticamente los mismos cuando se comparan los resultados para las alternativas con un nivel de puntales (troqueles) y con dos niveles de apuntalamiento. Esto permite concluir que la presencia de un nivel de troquelamiento inferior, localizado entre la losa mezzanine y la losa de fondo, no es necesario.

- Al comparar los desplazamientos horizontales obtenidos en la alternativa sin puntales con los obtenidos con la alternativa de un nivel de apuntalamiento superior localizado entre la superficie del terreno y la losa mezzanine, se puede establecer que las deformaciones horizontales disminuyen en forma importante cuando se emplea el nivel de troquelamiento superior. En la superficie del terreno se tienen disminuciones de desplazamientos horizontales de 94,4% cuando la excavación se encuentra a nivel de travesantes de losa tapa; 97% cuando la excavación está a nivel de desplante de losa mezzanine y de 84,6% cuando la excavación alcanza el nivel de desplante de la losa de fondo. Adicionalmente, las disminuciones de desplazamientos máximos en profundidad, cuando se considera un nivel de troquelamiento superior, son de 69,4% cuando la excavación está a nivel de travesantes de losa tapa, 31,3% cuando la excavación está al nivel de desplante de la losa mezzanine y de 11,6% cuando la excavación se encuentra al nivel de desplante de la losa de fondo.
- Las distorsiones angulares son las mismas cuando se comparan los resultados para las alternativas con uno y dos niveles de troquelamiento. Esto permite concluir que la presencia de un nivel de troquelamiento inferior, localizado entre la losa mezzanine y la losa de fondo, no es necesario.
- Al comparar la alternativa sin troqueles con la que tiene un nivel de troquelamiento superior localizado entre la superficie del terreno y losa tapa, se tiene que la presencia de este nivel de apuntalamiento disminuye las distorsiones angulares de las cimentaciones de las construcciones adyacentes a la excavación al 60%, 76.5% y 80%, cuando se consideran respectivamente excavaciones a nivel de travesantes para losa tapa, desplante de losa mezzanine y desplante de losa de fondo.

Con base en los resultados de los análisis se estimó la afectación que puede originarse en las cimentaciones de las estructuras localizadas hacia los costados de la excavación, evaluando las distorsiones angulares ($\Delta H/L$). Los valores obtenidos en los análisis numéricos indican un valor de distorsiones angulares máximas de 0.0025 para el escenario de excavación sin troquelamiento y de 0.0020 para el caso de excavación con un nivel de troquelamiento superior localizado entre la superficie del terreno y el nivel de desplante de las travesantes de losa tapa.

En la Figura 2.8 y en la Figura 2.9 se presentan respectivamente los contornos de deformaciones horizontales y verticales para la etapa de excavación 6, en la cual se alcanza el nivel de desplante de losa de fondo, sin considerar niveles de troquelamiento. En cuanto a las máximas deformaciones horizontales se tiene que éstas se concentran principalmente en la zona de profundidad media de la excavación, aproximadamente sobre el nivel de apuntalamiento estructural definitivo de losa mezzanine y disminuyen en forma sustancial hasta el nivel de desplante del muro Milán. Las deformaciones verticales en la superficie disminuyen conforme se aumenta la distancia horizontal al borde de la excavación.

Adicionalmente, en el fondo de la excavación se estima un rebote de aproximadamente 1.5 cm, el cual se encuentra en concordancia con las exigencias de la Norma Técnica Complementaria (2004).

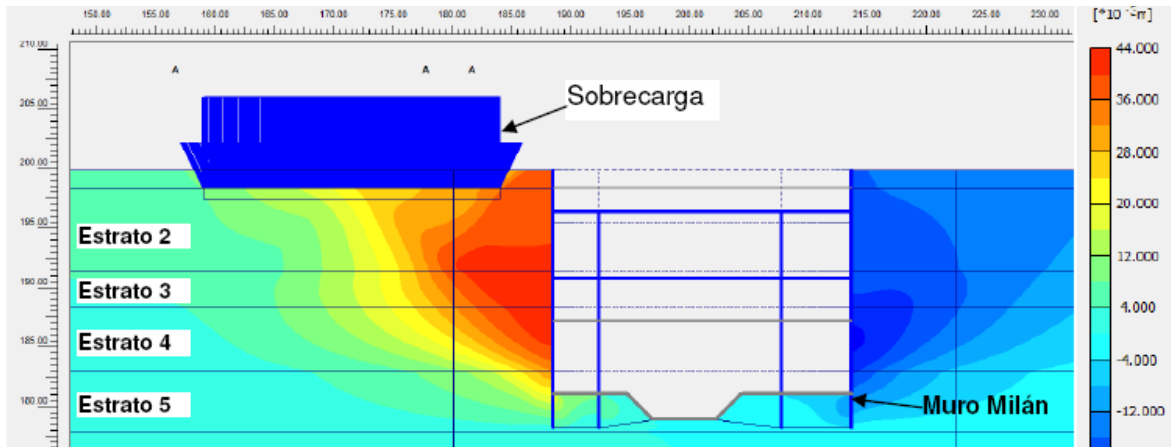


Figura 2.8. Deformaciones horizontales estimadas en la sección A-A para la Estación 20 de Noviembre – Etapa de excavación 6 sin troquelamiento

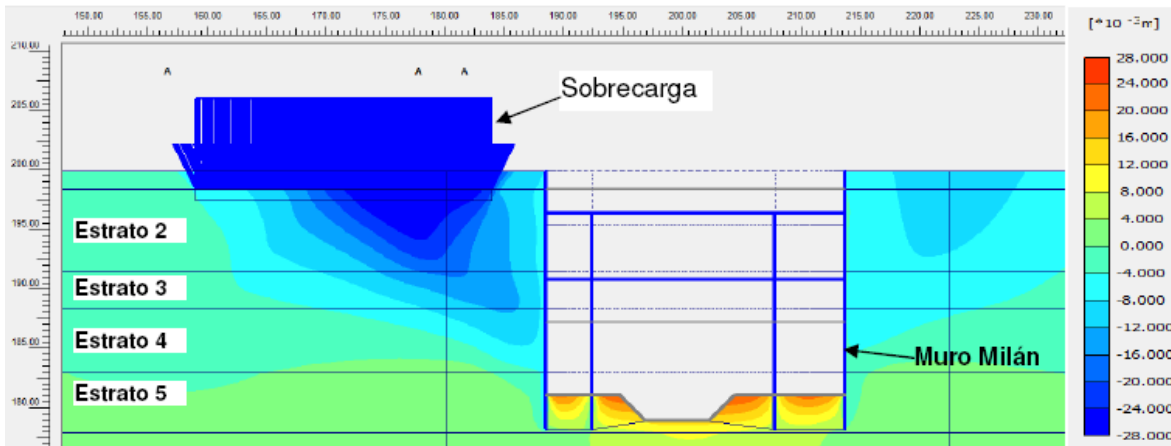
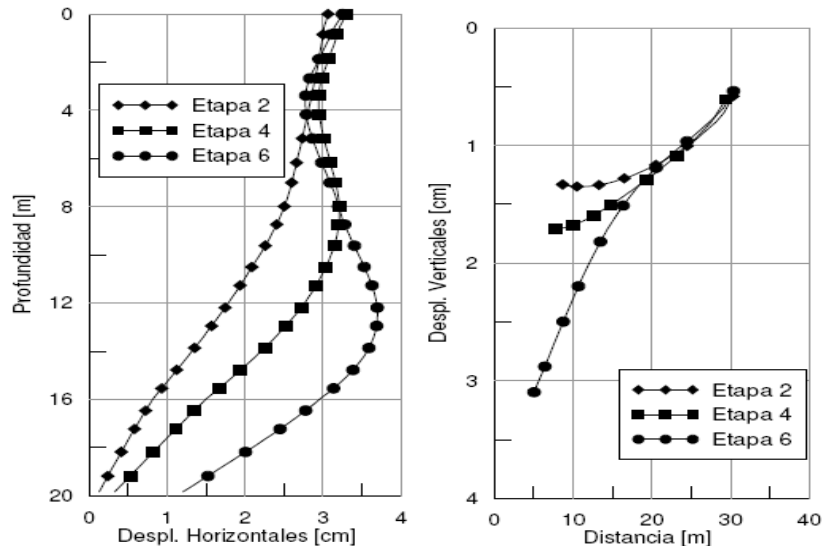


Figura 2.9. Deformaciones verticales estimadas en la sección A-A para la Estación 20 de Noviembre – Etapa de excavación 6 sin troquelamiento

Finalmente, se estudió el comportamiento esfuerzo-deformación en la sección B-B, localizada en la intersección de la Avenida Félix Cuevas con la Avenida Coyoacán. Se simuló el proceso constructivo considerando una sobrecarga por tránsito de 15 kPa.

En la Figura 2.10 se presentan los desplazamientos horizontales en profundidad a lo largo del sistema de contención y los desplazamientos verticales en la superficie del terreno obtenidos de la modelación para las tres etapas de excavación para la mayor magnitud de desplazamientos.



(a) Horizontales en profundidad (b) Verticales en superficie

**Figura 2.10. Desplazamientos durante las etapas constructivas
Sección B-B – Excavación sin troqueles**

A partir de los resultados obtenidos se puede establecer que es posible llevar a cabo el sistema de subexcavación en la zona de la intersección de la Avenida Coyoacán con la Avenida Félix Cuevas, sin emplear troqueles temporales. Lo anterior teniendo en cuenta los bajos valores de desplazamiento tanto vertical como horizontal y a que no se tienen edificaciones aledañas que puedan ser afectadas por la excavación (no se debe chequear el cumplimiento de distorsión angular exigido por la normativa).

En la figura siguiente se delimitan las zonas de la Estación 20 de Noviembre que requieren sistema de troquelamiento temporal, el cual deberá estar localizado a 1.50 m de profundidad, y cuyos elementos deberán estar espaciados máximo 4.0 m entre ejes.

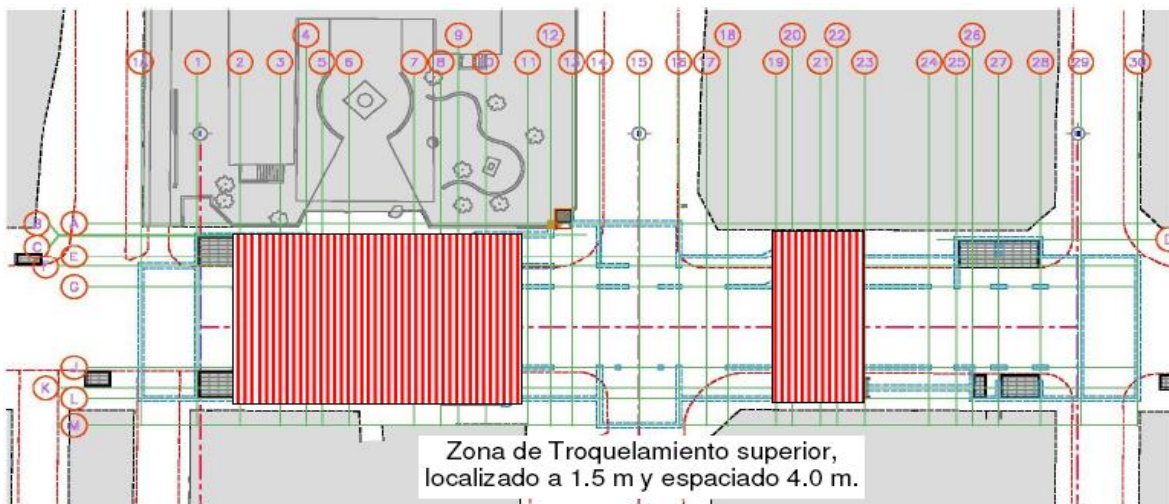


Figura 2.11. Localización del sistema de troquelamiento.

2.2. Estructurales

La construcción de la estación “20 de Noviembre” podrá ser ejecutada por medio de uno de dos sistemas constructivos: el denominado “Top-Down” o con “sistema mixto”. Mencionados en el tema 2.1

De ser necesario, según el análisis estructural, se emplearán troqueles diagonales apoyados en la conexión losa mezzanine - muros Milán interiores, que darán soporte a los muros Milán exteriores en un nivel intermedio entre la losa mezzanine y la losa de fondo.

• CLASIFICACIÓN ESTRUCTURAL

La estación “20 de Noviembre”, como parte del sistema integral de transporte Metro, representa una edificación de gran importancia dentro de la infraestructura de la Ciudad de México, es por ello, que está clasificada como una estructura perteneciente al Grupo A de acuerdo con las disposiciones del artículo 139 del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF-04). Las consideraciones de diseño para estas edificaciones se mencionan en los siguientes puntos.

• CRITERIOS DE DISEÑO ESTRUCTURAL

➤ Acciones

Las acciones bajo las que está sujeta una estructura durante su construcción y operación se clasifican en tres tipos: acciones permanentes, variables y accidentales. A continuación se define cada una de ellas:

➤ Acciones Permanentes

Las acciones permanentes son aquellas cuya variabilidad en magnitud, respecto al tiempo de vida útil de la estructura, es prácticamente nula, por lo que se consideran como cargas constantes. En este grupo de acciones se considera al peso propio de la edificación, a los materiales de relleno y al empuje inducido por líquidos contenidos. Los empujes laterales, producidos por la sobrecarga de estructuras aledañas, por el suelo saturado y por el nivel freático serán determinados de acuerdo a los análisis geotécnicos.

Cabe mencionar que para losas de concreto coladas “in situ”, la carga muerta considerada se incrementará en 20 kg/m^2 ; mientras que para losas prefabricadas en las que se aplique algún mortero adicional, la carga muerta considerada se incrementará en 40 kg/m^2 . Sin embargo, para análisis de estabilidad y efectos de compensación no se deben tener en cuenta estas cargas incrementadas.

De acuerdo a los estudios geotécnicos “in situ” se definió un nivel freático correspondiente a un manto colgado que inicia en el nivel 2239.24m y termina en el nivel 2231.24m, dando 8.0m de profundidad; dada la posibilidad de contar con una interfase entre el suelo y la estructura, en la cual se podrían presentar filtraciones, para el análisis y diseño de los muros Milán se considerará una presión hidrostática repartida en toda la altura del muro. Sin embargo, para el análisis de estabilidad ante flotación y diseño de la

losa de fondo, no se considerará la sub-presión, ya que por debajo del nivel 2231.24m no se ha encontrado agua, siendo 2225.04m el nivel de desplante de dicha losa.

➤ **Acciones Variables**

Las acciones variables también son acciones producidas por la operación de la edificación, sin embargo, a diferencia de las anteriores, presentan una gran variabilidad en magnitud respecto a intervalos cortos de tiempo. En este grupo de acciones se pueden clasificar las debidas al equipo que permite la operación del edificio, al mobiliario, a la existencia de elementos no estructurales, a la actividad de los usuarios, entre otras.

De acuerdo con la normatividad empleada en este proyecto, las cargas variables se consideran de la siguiente manera:

1. Carga Viva Máxima.- Se define como la mayor magnitud que se debe considerar respecto al uso de la edificación; Para este caso, la carga viva máxima considera el tránsito vehicular sobre la estructura, la operación de los trenes, la operación de equipos electromecánicos y la intensa actividad inducida por los usuarios. La carga viva máxima se deberá emplear para el diseño estructural bajo condiciones gravitacionales y para el cálculo de asentamientos diferenciales. En adición a esto, se debe estimar la carga viva producida por los equipos, maquinaria y acumulación de materiales durante el proceso constructivo, dado que podría darse una concentración de carga en la losa de cubierta.
2. Carga Viva Instantánea.- Se deberá incluir en el análisis y diseño ante cargas accidentales.
3. Carga Viva Media.- Se deberá emplear para calcular efectos a largo plazo como deformaciones y asentamientos diferidos. Para el caso en que contribuya a la estabilidad ante deslizamiento, flotación, volteo, o compensación se deberá despreciar.
4. Carga Viva Transitoria.- Durante el proceso de construcción se deberán considerar las cargas producidas por el almacenamiento de materiales, operación vehicular y de equipo, debida al fundido de losas superiores apoyadas sobre la planta analizada y por la del personal necesario durante la construcción. La magnitud estimada para esta carga no podrá ser menor que 150 kg/m^2 y se debe colocar en el lugar más desfavorable.

A continuación se muestra una tabla con los valores de acciones variables para este proyecto según lo recomendado en las NTC-Edificaciones correspondientes al RCDF-04:

Destino del piso o cubierta	Carga Viva (Kg/m ²)		
	W _{med}	W _{ins}	W _{max}
Andenes y Pasarelas	200	500	500
Andadores	150	300	400
Pasos Peatonales	70	300	500
Escaleras	40	150	350
Oficinas	100	180	250
Comercios	280	315	350

Tabla 2.12. Acciones Variables

➤ **Acciones Accidentales**

Las acciones accidentales, a diferencia de las variables, son causadas por condiciones ajenas a la operación de la estructura y representan acciones de gran intensidad para lapsos muy cortos. A este grupo pertenecen las acciones sísmicas, de viento, de nieve y explosiones por mencionar algunas.

Para este proyecto se considerará sólo la condición sísmica, debido a que se trata de una estructura enterrada y sujeta a la interacción suelo-estructura debida a la estratificación del suelo del sitio de desplante. De acuerdo a la zonificación sísmica del Distrito Federal, esta estación se encuentra en la zona II o de suelo de transición.

Los empujes estáticos y dinámicos inducidos por el sismo de diseño serán determinados de acuerdo a los análisis geotécnicos. Como se trata de una estructura perteneciente al grupo A, las acciones obtenidas deberán incrementarse en un 50%.

• **Factores de Carga**

Los factores de carga que se deben emplear, de acuerdo con las disposiciones del RCDF-04, se muestran a continuación:

FACTORES DE CARGA PARA ESTRUCTURAS DEL GRUPO A (RCDF-04)	
Combinación de carga	Factor
Combinaciones que incluyan acciones permanentes y variables	1.5
Combinaciones que incluyan acciones accidentales, variables y permanentes	1.1
Combinaciones con acciones o fuerzas internas cuyo efecto sea favorable a la resistencia o estabilidad de la estructura	0.9
Combinaciones para revisión de las condiciones de servicio	1

Tabla 2.13. Factores de Carga para estructuras del Grupo A

• **Factores de Seguridad**

Los factores de seguridad considerados para el diseño de la estación “20 de Noviembre” son los siguientes:

- | | |
|--|-----|
| 1. El factor de seguridad ante efecto de volteo será: | 2.0 |
| 2. El factor de seguridad ante efecto de deslizamiento será: | 1.5 |
| 3. El factor de seguridad ante efecto de flotación será: | 1.3 |

• **Combinaciones de Carga**

Las combinaciones de carga definidas para el análisis estructural son determinadas por la probabilidad de ocurrencia de las distintas acciones simultáneamente durante la vida útil de la estructura. Estas combinaciones se refieren a las condiciones más desfavorables y que rigen el diseño estructural de la edificación. A continuación se menciona cada una de éstas con sus respectivos factores de carga:

- | | |
|--|--|
| a) Estado Límite de Servicio | Donde: |
| 1.0 (CM + w_{max}) | CM- Carga Muerta |
| 1.0 (CM + $w_{ins} +/- S_x +/- 0.3S_y$) | W_{max} - Carga Viva Máxima (ver tabla 1) |
| 1.0 (CM + $w_{ins} +/- 0.3S_x +/- S_y$) | W_{ins} - Carga Viva Instantánea (ver tabla 1) |
| b) Estado Límite de Falla | S_x - Sismo en dirección X (incrementado al 50% por ser del Grupo A) |
| 1.5 (CM + w_{max}) | S_y - Sismo en dirección Y (incrementado al 50% por ser del Grupo A) |
| 1.1 (CM + $w_{ins} +/- S_x +/- 0.3S_y$) | |
| 1.1 (CM + $w_{ins} +/- 0.3S_x +/- S_y$) | |

• **Dimensionamiento de elementos y conexiones**

Para el dimensionamiento y definición de las conexiones entre elementos estructurales se deben cumplir las disposiciones de la filosofía de diseño del RCDF-04 y sus correspondientes NTC, lo que implica afectar tanto a las acciones consideradas, como a la capacidad resistente de la estructura en busca de una respuesta estructural adecuada en relación a los estados límite de comportamiento, por lo que a continuación se definen dichos estados límite y los respectivos factores de reducción de resistencia.

➤ **Estado Límite de Servicio**

Se evaluará que el comportamiento de la estructura bajo condiciones operativas sea adecuado mediante la revisión de las distorsiones, agrietamientos, vibraciones o daños que no afecten la correcta funcionalidad de la estructura bajo las combinaciones de carga correspondientes tanto a corto plazo durante la construcción, como a largo plazo durante la vida útil de la edificación.

Los parámetros admisibles de comportamiento bajo condiciones de servicio son los definidos en el RCDF-04 y sus NTC correspondientes.

Los desplazamientos verticales admisibles para traveses o cubiertas sujetas a cargas permanentes y/o variables son los siguientes:

1. $L/240 + 0.5\text{cm}$, para efectos a largo plazo y cuando no hay elementos no-estructurales que puedan sufrir daño.
2. $L/480 + 0.3\text{cm}$, para efectos a largo plazo y cuando existen elementos no-estructurales que puedan sufrir daño, como cristales.

Siendo L, el claro total en cm.

Los desplazamientos horizontales admisibles se definirán siguiendo las disposiciones de las NTC-Sismo de acuerdo al apéndice A.

Las deformaciones admisibles para la cimentación se definen en las NTC-Cimentaciones del RCDF-04 como sigue:

1. La deformación vertical elástica de la cimentación no excederá los 2.5cm.
2. La deformación horizontal elástica de los muros Milán no excederá los 2.0cm. Para este análisis debe considerarse la sección agrietada del muro (ver apartado 1.4.1 de las NTC-Concreto del RCDF-04).
3. La distorsión angular de la cimentación no excederá de 0.004.

➤ **Estado Límite de Falla**

El diseño se desarrollará revisando que la resistencia de cada elemento estructural, con respecto a cada fuerza o momento actuante, sea igual o mayor. Esto se realiza, de acuerdo a la filosofía de diseño, implementando factores de carga que incrementan las acciones y factores de reducción de resistencia que afectan a los miembros de la estructura; esto debido a las incertidumbres de análisis, diseño y construcción de la edificación. Lo anterior se resume en la siguiente expresión:

$$F_R R_N \geq \sum F_C A_N$$

Donde:

F_R - Factor de reducción de resistencia

R_N - Resistencia nominal de la estructura

F_C - Factor de carga

A_n -Acción nominal

Los factores de reducción de resistencia definidos por el RCDF-04 se muestran a continuación:

Condición de trabajo	Factor de Resistencia
Flexión	0.9
Cortante y torsión	0.8
Aplastamiento	0.7
Flexocompresión	0.8

Tabla 2.14. Factores de reducción de resistencia

- **Análisis Estructural**

Para el análisis estructural de cualquiera de los dos sistemas constructivos se considerará lo siguiente:

1. La losa tapa se modelará con conexiones a cortante en sus extremos para garantizar el comportamiento como puntal.
2. Se colocarán resortes definidos con las rigideces de cada estrato para tener en cuenta la interacción suelo-estructura.
3. Las losas de mezzanine y de fondo se modelarán con conexiones a cortante y momento en sus extremos teniendo en cuenta la continuidad y rigidez del marco.

Se tomarán tres secciones transversales que sean representativas de la estructuración y que estén sujetas a condiciones críticas tanto constructivas como de operación. La modelación bidimensional se desarrollará mediante elementos barra que formen marcos rígidos definidos con las propiedades de los elementos resistentes propuestos, para este caso muros Milán y sistemas de piso combinados con prefabricados (presfuerzo) y elementos colados "in situ". En adición a ello, se desarrollarán dos grupos de modelos analíticos: modelos para el proceso constructivo y modelos para la operación. En ambos grupos se propondrán variantes que permitan encontrar una optimización del sistema constructivo y estructural.

Los modelos contemplarán las condiciones de borde adecuadas para simular las condiciones del terreno sobre el cual se apoyan los elementos estructurales, mediante la inclusión de apoyos elásticos cuya rigidez estará determinada en el estudio geotécnico.

Para el análisis de la condición sísmica de cada modelo se simulará tanto el efecto dinámico del terreno circundante mediante la aplicación de cargas equivalentes de acuerdo con lo reglamentado, como de la estructura misma, para ello se muestra a continuación las condiciones generales y análisis estructurales de estructuras importantes dentro de la estación.

➤ **Losa de fondo y cimentación:**

La losa de fondo o losa de cimentación será la encargada de distribuir en el suelo todas las cargas transmitidas por los muros Milán para todas y cada una de las combinaciones de carga en las que se involucren los empujes laterales del suelo, la subpresión del agua, cargas muertas y vivas, paso del tren y en su momento el paso del equipo de perforación.

Este elemento estructural será de concreto reforzado y se unirá mediante conectores mecánicos a los muros Milán en los que previamente (durante su construcción) se ahogaran las varillas conectoras correspondientes. En algunos casos será necesario hacer barrenos para cumplir con la demanda de refuerzo.

A continuación se presenta en la Figura 2.12 la planta de la Losa Fondo, con una longitud aproximada de 155.00 m y un ancho promedio de 27.00 m con un espesor de 1.20 m.

⊕ **Criterios de análisis y diseño**

Se utilizarán para el diseño de la losa de fondo los modelos desarrollados para los muros Milán (programa SAP Version 12), obteniendo de éstos los elementos mecánicos, deformaciones, reacciones etc. La losa se diseñará a flexión y cortante como viga, para las condiciones o combinaciones de carga más críticas, incluyendo el efecto de la subpresión del agua, la cual es una condición probable a largo plazo y que aún combinada con las cargas muertas, empujes a largo plazo y carga viva nula, provoca un comportamiento crítico para diseño.

⊕ **Parámetros de diseño**

Clasificación de la Estructura	Grupo A
Factor de carga (Condiciones permanentes)	F.C = 1.5
Factor de carga (Condiciones de Sismo)	F.C = 1.1
Factor de resistencia por flexión	F.R = 0.9
Factor de resistencia por cortante	F.R = 0.8
Factor de resistencia por flexocompresión	F.R = 0.8
Factor de carga por subpresión	F.C = 1.0

⊕ **Cargas de diseño**

◆ **En cubierta (Cargas muertas)**

Relleno compactado ($t_{prom} = 2.00 \text{ m} \times 1.7 \text{ t/m}^3$)	3400	kg/m ²
Losa maciza de concreto ($t_{prom}=22.5 \text{ cm}$)	540	kg/m ²
Tabletas de concreto precolado	Según peralte	kg/m ²
Reencarpetamiento ($t = 0.1 \text{ m} \times 1.95 \text{ t/m}^3$)	195	kg/m ²
Ductos, lámparas e instalaciones	15	kg/m ²
Por Reglamento (Art. del RCDF)	20	kg/m ²

Cargas vivas

Carga Viva Máxima (a nivel de vialidad)	1500	kg/m ²
Carga Viva Máxima (a nivel de cubierta)	1450	kg/m ²

Cargas muertas (En galerías de ventilación)

Peso propio de Rejilla	200	kg/m ²
Peso de vigas metálicas	100	kg/m ²

Carga viva (En galerías de ventilación)

Carga viva máxima	1500	kg/m ²
--------------------------	------	-------------------

◆ **En mezzanine**

Cargas Muertas

Losa maciza de concreto (t = 25 cm)	600	kg/m ²
Peso uniforme por trabes (propuestas de 60 x150)	400	kg/m ²
Ductos, lámparas e instalaciones	15	kg/m ²
Por Reglamento (Art. del RCDF)	40	kg/m ²
Acabado de piso (mortero) (t = 0.03 m × 2.0 t/m³)	60	kg/m ²
Acabado de piso (mármol) (t = 0.02 m × 2.8 t/m³)	56	kg/m ²

Cargas vivas

Carga viva máxima de construcción.	500	kg/m ²
Carga viva máxima de operación	500	kg/m ²

◆ **En andén y cuneta**

Cargas Muertas (en andén)

Losa maciza de concreto (t=20 cm)	480	kg/m ²
Por Reglamento (Art. del RCDF)	40	kg/m ²
Acabado de piso (Mármol y mortero)	120	kg/m ²
Ductos, lámparas e instalaciones	15	kg/m ²

Cargas Muertas (en cuneta)

Durmientes, rieles, barras guía, etc.	1300	kg
Balastro ($\gamma = 1.7 \text{ t/m}^3$)	5066	kg
Base de concreto	15091	kg
Relleno compactado ($\gamma = 1.8 \text{ t/m}^3$)	10516	kg
Total de cargas muertas en cuneta	31973	kg

Que distribuida uniformemente en el ancho de la cuneta será de $31.973 / 6.5 \times 1 = 4.9 \text{ t/m}^2$

Cargas vivas (en andén)

Carga viva máxima	500	kg/m ²
--------------------------	-----	-------------------

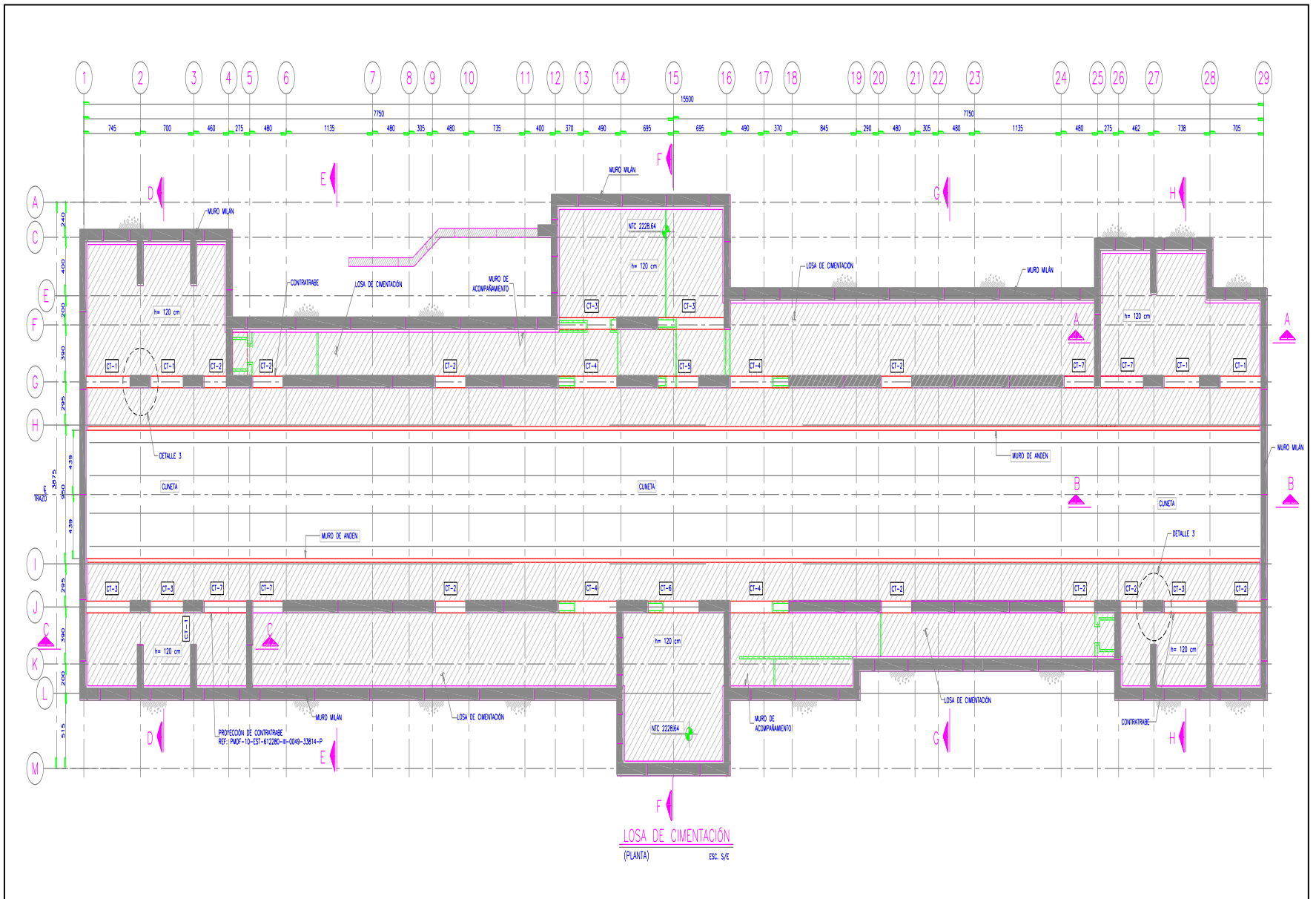


Figura 2.12. Vista en planta de la Losa de Fondo

◆ Empujes del suelo

A continuación se presentan los esquemas de empujes del suelo obtenidos del estudio geotécnico con una sobrecarga de 1.5 t/m² y 5 t/m², se tomo la más desfavorable de ellas para el análisis de los muros.

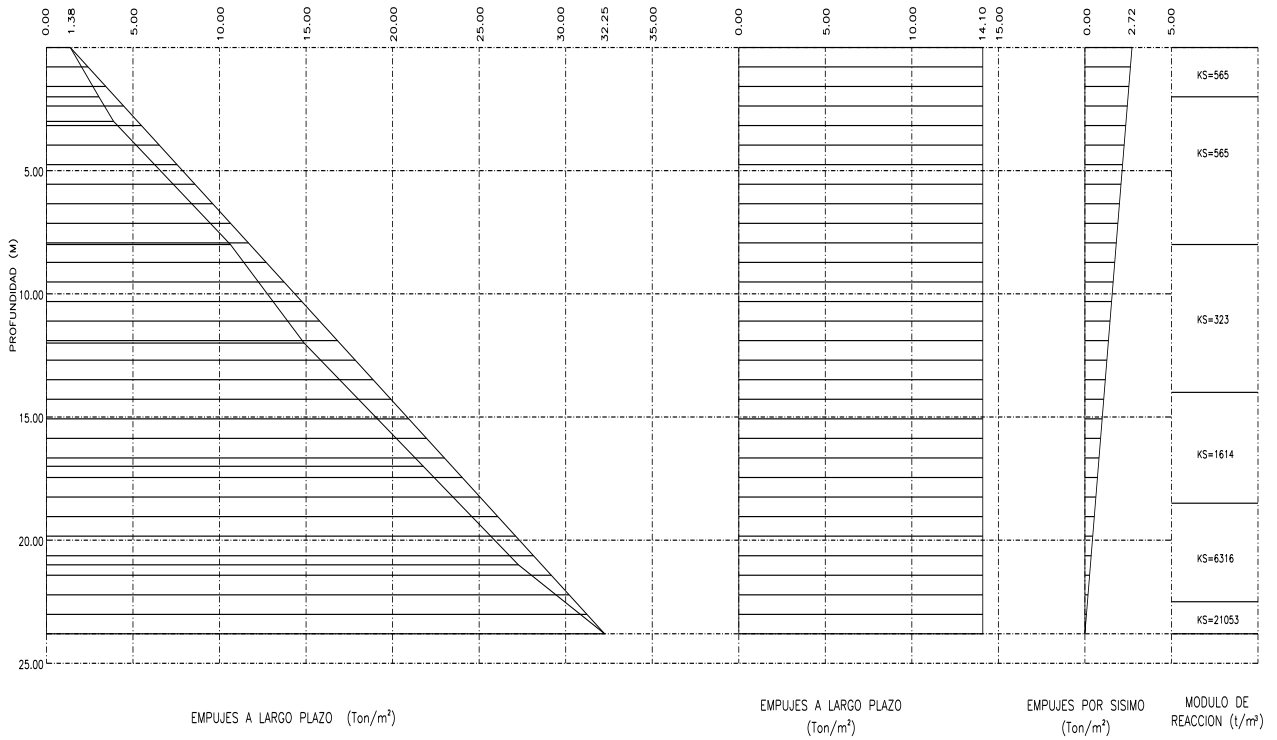


Figura 2.13. Empujes del suelo.

◆ Carga por subpresión

Magnitud de la subpresión generada por debajo de la losa fondo 18 t/m²

◆ Cargas especiales

Por concepto de equipo perforador (escudo Robbins Epb-Shield series 300)

A partir de los siguientes conceptos del equipo de perforación obtenidos del fabricante cuyo nombre es "THE ROBBINS COMPANY" se determinó el peso del equipo, para diseño de la estructura se muestran a continuación en la Tabla 2.15.

Descripción del Escudo Robbins Epb-Shield series 300 para estimación de peso (kg.)		
Nº	CONCEPTO.	PESO (kg).
1	FWD SHIELD, FRONT RING, LOWER	55000
2	FWD SHIELD, REAR RING, LOWER	50000
3	CUTTERHEAD SUPPORT	125000
4	FWD SHIELD, FRONT RING, UPPER	60000
5	MAN LOCK	3350
6	MATERIAL LOCK	1050
7	FWD SHIELD, REAR RING, UPPER	50000
8	REAR SHIELD, REAR RING, LOWER	30000
9	REAR SHIELD, FRONT RING, LOWER	50000
10	REAR SHIELD, FRONT RING, UPPER	50000
11	ERECTOR, ERECTOR ARM, VACUUM GRIP	48000
12	SCAFFOLD	SIN INFORMACIÓN
13	SCREW CASING 2, SCREW CASING 1	43000
14	REAR SHIELD, REAR RING, UPPER	30000
15	CUTTERHEAD, OUTER (QTY 3)	75000
16	CUTTERHEAD, INNER	10000
17	SCREW CASING 5	22000
18	SCREW CASING 4	15000
19	SCREW CASING 3	21000
20	BRIDGE	SIN INFORMACIÓN
21	GANTRY 1	SIN INFORMACIÓN
22	GANTRY 2	SIN INFORMACIÓN
23	GANTRY 3	SIN INFORMACIÓN
24	GANTRY 4	SIN INFORMACIÓN
25	GANTRY 5	SIN INFORMACIÓN
26	GANTRY 6	SIN INFORMACIÓN
27	ROTARY UNION	4000
28	LIFTING ROD, SCREW CONVEYOR	1500
29	DRIVE MOTOR & GEARBOX (QTY 12)	60000

Tabla 2.15. Descripción del Escudo Robbins Epb-Shield series 300

Peso

total estimado de equipo perforador: 803,900 kg (804 t)

◆ **Por concepto de tren**

Se consideran para esta condición las cargas del tren de mantenimiento por ser mayores a las del tren de servicio. La descarga máxima por rueda (incluyendo el 25 % de incremento por impacto) y de acuerdo a las especificaciones de COVITUR para el tren de mantenimiento tenemos que: $P_2/2 = 12.5$ t, mismas que por la geometría de la cuneta y por sistema de apoyo (balasto, rieles, durmientes etc.) se distribuirán cuatro de éstas descargas en un área definida de $6.5 \times 8 = 52$ m², con lo que la carga uniforme a considerar será de; $4 \times 12.5 / 52 = 0.96$ t/m² (tomaremos para fines prácticos $W_{TREN} = 1.0$ t/m²).

⊕ **Análisis de cargas**

Se determinan a continuación las cargas muertas y vivas que actuarán sobre los marcos de la estructura, cada una de ellas tendrá que afectarse por su correspondiente área o ancho tributario obteniendo así las cargas uniformes o puntuales que se aplican en cada uno de los modelos de análisis.

◆ **En cubierta (En la franja central de la estación)**

$$\begin{array}{rcl}
 W_{\text{RELLENO}} = w \times h = 1.7 \times 2.00 = & 3.40 & \text{t/m}^2 \\
 W_{\text{FIRME}} = w \times h = 2.40 \times 0.225 = & 0.54 & \text{t/m}^2 \\
 W_{\text{TABLETA}} = w \times h = 1.10 \times 2.4 = & 2.64 & \text{t/m}^2 \\
 W_{\text{RCDF}} (20 \text{ kg/m}^2) = & 0.02 & \text{t/m}^2 \\
 W_{\text{INSTALACIONES}} (\text{valor supuesto}) = & 0.015 & \text{t/m}^2 \\
 \hline
 W_{\text{MUERTAS}} = & 6.62 & \text{t/m}^2 \\
 W_{\text{VIVA}} = & 1.45 & \text{t/m}^2 \\
 \hline
 W_{\text{SERVICIO}} (W_{\text{MUERTAS}} + W_{\text{VIVA}}) = & 8.07 & \text{t/m}^2
 \end{array}$$

◆ **En cubierta (En las franjas laterales de la estación)**

$$\begin{array}{rcl}
 W_{\text{RELLENO}} = w \times h = 1.7 \times 2.00 = & 3.40 & \text{t/m}^2 \\
 W_{\text{FIRME}} = w \times h = 2.40 \times 0.775 = & 1.86 & \text{t/m}^2 \\
 W_{\text{TABLETA}} = w \times h = 0.6 \times 2.40 = & 1.44 & \text{t/m}^2 \\
 W_{\text{RCDF}} (20 \text{ kg/m}^2) = & 0.02 & \text{t/m}^2 \\
 W_{\text{INSTALACIONES}} (\text{valor supuesto}) = & 0.015 & \text{t/m}^2 \\
 \hline
 W_{\text{MUERTAS}} = & 6.74 & \text{t/m}^2 \\
 W_{\text{VIVA}} = & 1.45 & \text{t/m}^2 \\
 \hline
 W_{\text{SERVICIO}} (W_{\text{MUERTAS}} + W_{\text{VIVA}}) = & 8.19 & \text{t/m}^2
 \end{array}$$

◆ **En cubierta (Zona de galerías de ventilación)**

$$\begin{array}{rcl}
 W_{\text{REJILLA}} = & 0.20 & \text{t/m}^2 \\
 W_{\text{VIGAS}} = & 0.10 & \text{t/m}^2 \\
 W_{\text{C.VIVA}} = (\text{Nota 1}) & 1.95 & \text{t/m}^2 \\
 \hline
 W_{\text{SERVICIO}} (W_{\text{MUERTAS}} + W_{\text{VIVA}}) = & 2.25 & \text{t/m}^2
 \end{array}$$

Nota 1: Esta carga incluye el 30 % por concepto de impacto vertical

◆ **En mezzanine**

$$\begin{array}{rcl}
 W_{\text{LOSA}} = w \times h = 2.40 \times 0.25 = & 0.60 & \text{t/m}^2 \\
 W_{\text{MORTERO}} = w \times h = 2.0 \times 0.03 = & 0.06 & \text{t/m}^2 \\
 W_{\text{MARMOL}} = w \times h = 2.8 \times 0.02 = & 0.056 & \text{t/m}^2 \\
 W_{\text{TRABES}} = (\text{NOTA 2}) & 0.40 & \text{t/m}^2 \\
 W_{\text{RCDF}} (\text{Art. 20+20} = 40 \text{ kg/m}^2) = & 0.04 & \text{t/m}^2 \\
 W_{\text{INSTALACIONES}} (\text{valor supuesto}) = & 0.015 & \text{t/m}^2 \\
 \hline
 W_{\text{MUERTAS}} = & 1.17 & \text{t/m}^2 \\
 W_{\text{VIVA MAX.}} = & 0.5 & \text{t/m}^2 \\
 \hline
 W_{\text{SERVICIO}} (W_{\text{MUERTAS}} + W_{\text{VIVA}}) = & 1.67 & \text{t/m}^2
 \end{array}$$

NOTA 2: Para determinar esta carga se suponen trabes de 60 × 150 cm colocadas a cada 550 cm aprox.

◆ **En andén**

$$\begin{aligned}
 W_{\text{LOSA}} &= w \times h = 2.40 \times 0.20 = 0.48 \text{ t/m}^2 \\
 W_{\text{MORTERO}} &= w \times h = 2.0 \times 0.03 = 0.06 \text{ t/m}^2 \\
 W_{\text{MARMOL}} &= w \times h = 2.8 \times 0.02 = 0.056 \text{ t/m}^2 \\
 W_{\text{RCDF}} &(\text{Art. 20+20} = 40 \text{ kg/m}^2) = 0.04 \text{ t/m}^2 \\
 W_{\text{INSTALACIONES}} &(\text{valor supuesto}) = 0.015 \text{ t/m}^2 \\
 W_{\text{MUERTAS}} &= 0.65 \text{ t/m}^2 \\
 W_{\text{VIVA MAX.}} &= 0.5 \text{ t/m}^2 \\
 W_{\text{SERVICIO}} (W_{\text{MUERTAS}} + W_{\text{VIVA}}) &= 1.15 \text{ t/m}^2
 \end{aligned}$$

◆ **En cuneta**

$$\begin{aligned}
 W_{\text{MUERTAS}} &= (\text{NOTA 3}) 4.9 \text{ t/m}^2 \\
 W_{\text{TREN}} &= 1.0 \text{ t/m}^2 \\
 W_{\text{SERVICIO}} (W_{\text{MUERTAS}} + W_{\text{VIVA}}) &= 5.9 \text{ t/m}^2
 \end{aligned}$$

NOTA 3: Carga correspondiente a peso de rieles, durmientes, balastro, etc.

◆ **Equipo de perforación.**

Ahora, por concepto del equipo de perforación cuyo peso total estimado es de 804 t y considerando que la longitud de dicho equipo es de 10.0 m aproximadamente, para una longitud unitaria (1.0 m) la carga correspondiente será de 804t /10.0m = 80.4 t/m y si ésta carga la concentramos en dos rieles equidistantes del centro de la cuneta, tendremos finalmente que cada carga puntual será:

$$P_{\text{MAQPERF}} = 80.4[\text{t/m}]/2 \text{ rieles} = 40.2 \text{ t/m por cada riel.}$$

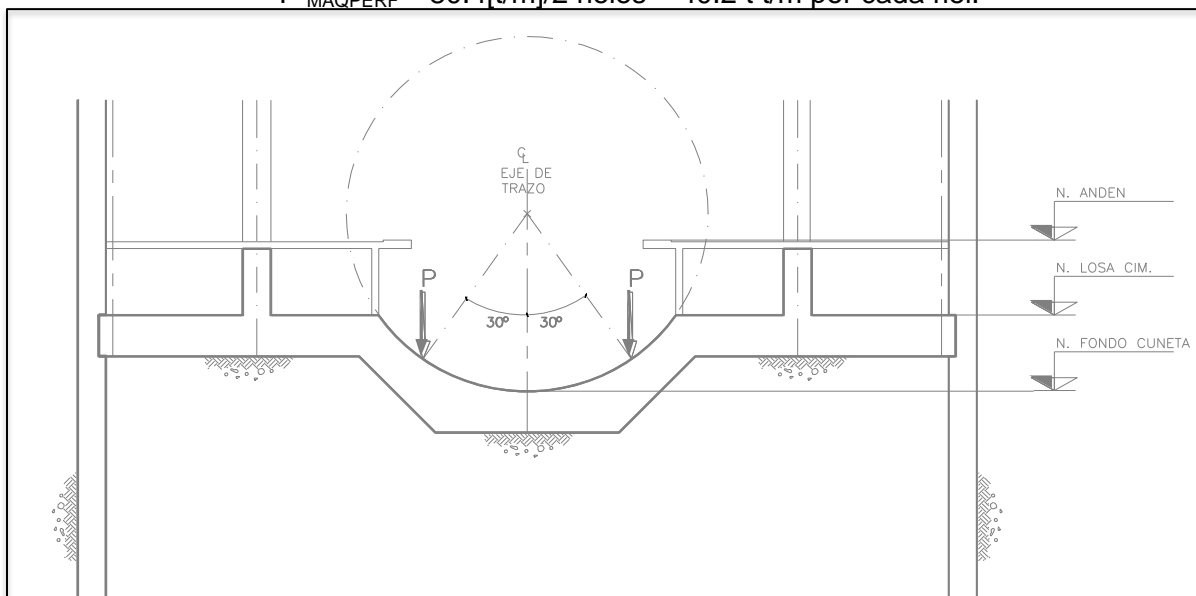


Figura 2.14. Cargas concentradas sobre los rieles de tránsito del equipo de perforación debido a su operación.

⊕ **Combinaciones de carga**

◆ **Definición de condiciones básicas**

Carga Muerta	CM
Carga Viva	CV
Empuje Activo a Corto Plazo	ECP
Empuje Activo a Largo Plazo	ELP
Empuje por Sismo	SX
Peso del tren	WT
Peso de la Máquina Perforadora (Tuneladora)	WEP
Subpresión	SUP
Peso del Balastro	WBAL

◆ **Combinaciones principales**

Combinación 1	$(CM + CV + ECP + WEP) \times 1.5$
Combinación 2	$(CM + CV + ELP + WBAL + WT) \times 1.5$
Combinación 3	$(CM + ELP + WBAL) \times 1.5 + SUP \times 1.0$
Combinación 4	$(CM + CV + ECP + SX) \times 1.1$
Combinación 5	$(CM + CV + ELP + WBAL + WT + SX) \times 1.1$
Combinación 6	$(CM + ELP + WBAL + SX) \times 1.1 + SUP \times 1.0$
Combinación 7	$(CM + CV + ECP + (-SX)) \times 1.1$
Combinación 8	$(CM + CV + ELP + WT + WBAL + (-SX)) \times 1.1$
Combinación 9	$(CM + ELP + WBAL + (-SX)) \times 1.1 + SUP \times 1.0$

⊕ **DISEÑO ESTRUCTURAL**

Se realizaron 4 modelos de acuerdo con las secciones más representativas de la estación, a continuación se presenta como ejemplo el marco de la zona central obtenido del modelo de diseño de muros Milán, el cual fue retomado para el diseño de la losa fondo.

◆ **Diseño de Losa Fondo**

Los valores presentados son los obtenidos al eje del elemento. Para el diseño de la losa, los momentos se toman al paño de los muros; el cortante, se toma al paño del muro más un peralte de la losa.

◆ **Diseño de Trabes de Cimentación.**

En las zonas donde no existirá muro Milán se utilizará una trabe de cimentación que servirá como apoyo para la losa de fondo, estas contratrabes se apoyaran en los muros milan. La trabe de cimentación se diseñará para las cargas verticales, laterales, etc. que

trasmite la losa de fondo, y para tal efecto tomaremos las reacciones obtenidas de los modelos de los marcos utilizados para el diseño de los muros Milán.

Se aplicaron los siguientes criterios de diseño:

- Elementos simplemente apoyados.
- Carga uniformemente repartida de abajo hacia arriba de acuerdo con los resultados de los modelos.
- El claro de cálculo se conto a partir del centro del apoyo.
- El diseño se realizo como vigas diafragma o vigas simples según la relación peralte largo de acuerdo a las NTC-04.
- El refuerzo mínimo en vigas diafragma es el de temperatura.
- La torsión se obtuvo con la diferencia de giros en los modelos entre las zonas consideradas de los modelos (centro, tipo, doble altura y galerías)
- La carga uniforme se obtuvo de la suma de cortantes de la losa fondo en ambos lados de los muros Milán interiores (en centro, tipo, y doble altura) y en galerías de la reacción obtenida en los apoyos del modelo.

Por lo tanto el diseño de las traves de cimentación queda así:

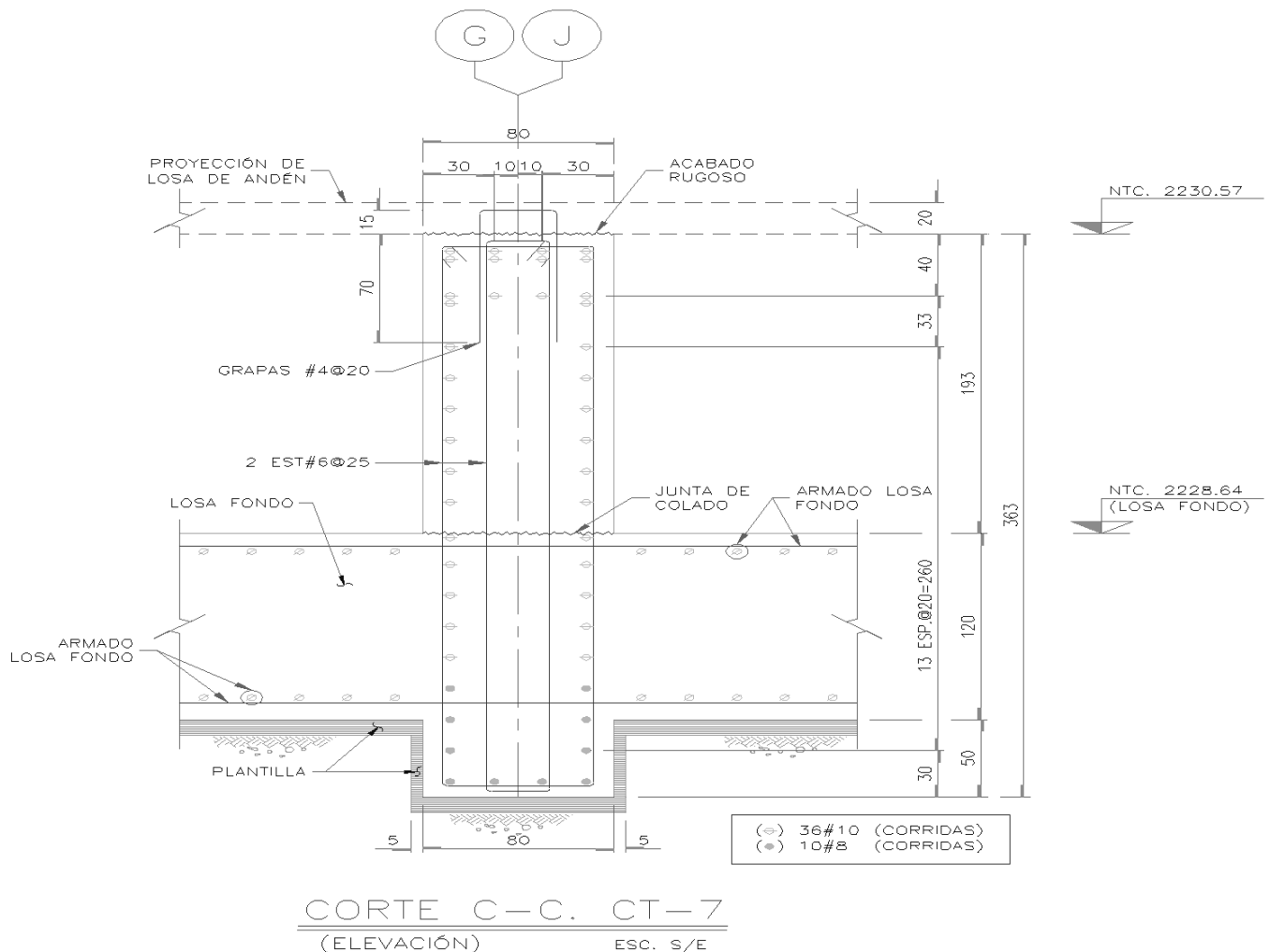


Figura 2.15. Esquema representativo de las traves de cimentación.

➤ **Sistema de piso nivel mezzanine**

El sistema de piso de mezzanine constará de traveses portantes rectangulares con anchos y peraltes de acuerdo a los requisitos de sus diseños, y de losas macizas; por otra parte el sistema de piso en nivel andén también constará de losas macizas apoyadas en muros Milán y traveses de cimentación, el peralte será el que resulte de acuerdo al diseño para cumplir los requisitos de resistencia y de deformaciones permitidas.

Como parte de la estructura principal de la Estación, estarán las traveses que además de formar marcos con las columnas ó muros Milán, serán las encargadas de recibir las cargas de las losas con sus correspondientes cargas vivas que formarán parte de los sistemas de piso en nivel mezzanine.

⊕ **Criterios de análisis y diseño.**

Se analizarán y diseñarán las traveses de forma aislada con sus cargas tributarias correspondientes en flexo compresión. Debido a que muchas de las traveses tienen similitudes en cuanto a anchos tributarios de losa, se realiza el diseño de 8 traveses que se consideran las más desfavorables en su tipo y que representan la mayoría.

Las Losas se modelarán como una viga continua, además del refuerzo necesario por Flexión y Cortante, se colocará el acero mínimo necesario para cambios volumétricos (temperatura) según especificaciones de las NTC del RCDF-2004. De acuerdo con la sección 5.7 del RCDF.

◆ **Parámetros de diseño**

Clasificación de la Estructura	Grupo A
Factor de carga (Condiciones permanentes)	F.C = 1.5
Factor de carga (Condiciones de Sismo)	F.C = 1.1
Factor de resistencia por flexión	F.R = 0.9
Factor de resistencia por cortante	F.R = 0.8
Factor de resistencia por flexocompresión	F.R = 0.8

⊕ **Cargas de Diseño**

◆ **En losa superior de mezzanine.**

Cargas Muertas.

Losa maciza de concreto (t=25 cm.)	600	kg/m ²
Peso uniforme por traveses (propuestas de 70x145)	400	kg/m ²
Ductos, lámparas e instalaciones	15	kg/m ²
Por Reglamento (Art. del RCDF)	40	kg/m ²
Acabado de piso (Mármol y mortero).	120	kg/m ²

Cargas vivas

Carga Viva Máxima de servicio	500	kg/m ²
Carga Viva de Construcción	250	kg/m ²

◆ En losa inferior de mezzanine

Cargas Muertas

Losa maciza de concreto (t=12.5 cm)	300	kg/m ²
Ductos, lámparas e instalaciones	15	kg/m ²
Por Reglamento (Art. del RCDF)	40	kg/m ²

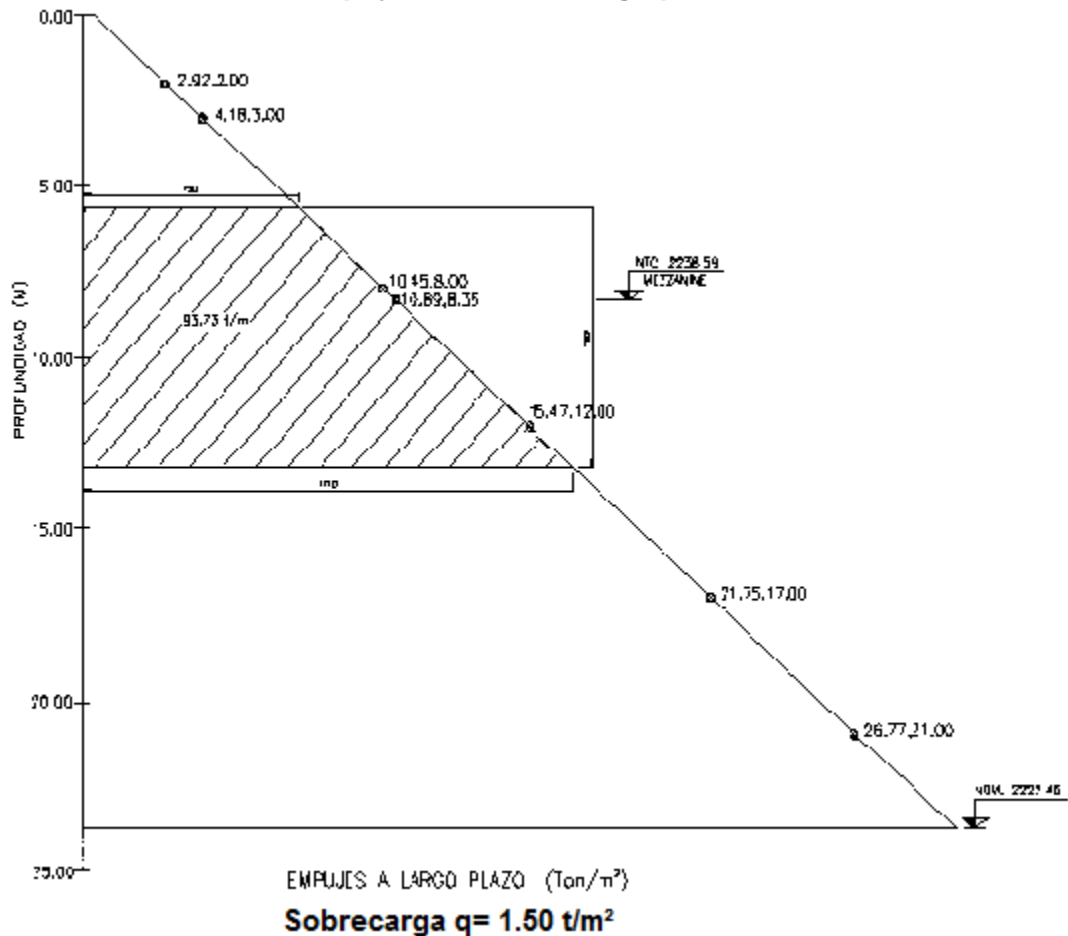
Cargas vivas

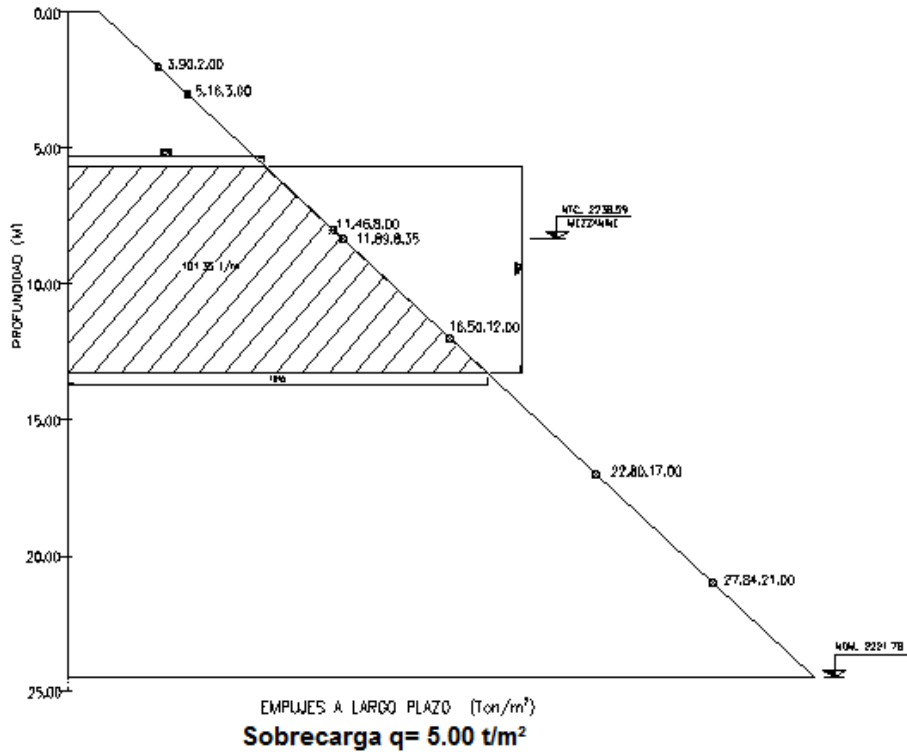
Carga Viva de Operación.	50	kg/m ²
---------------------------------	----	-------------------

◆ Empujes del suelo

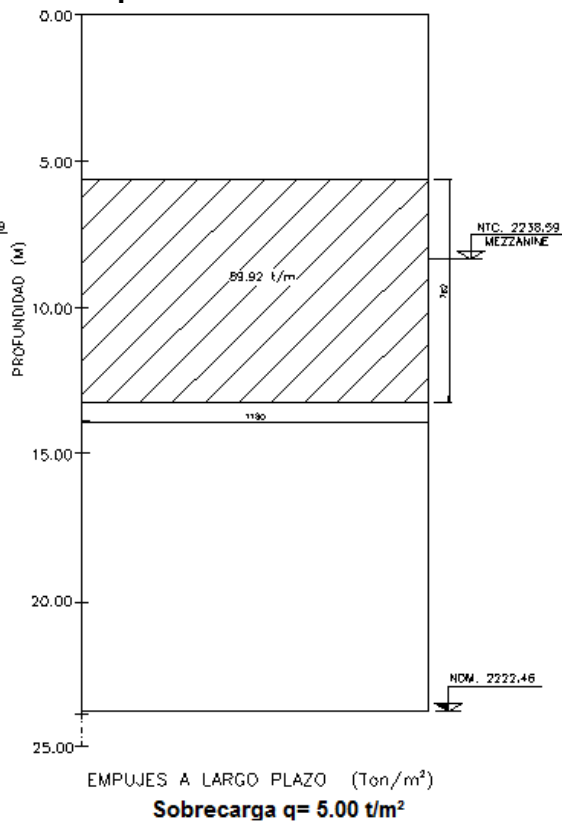
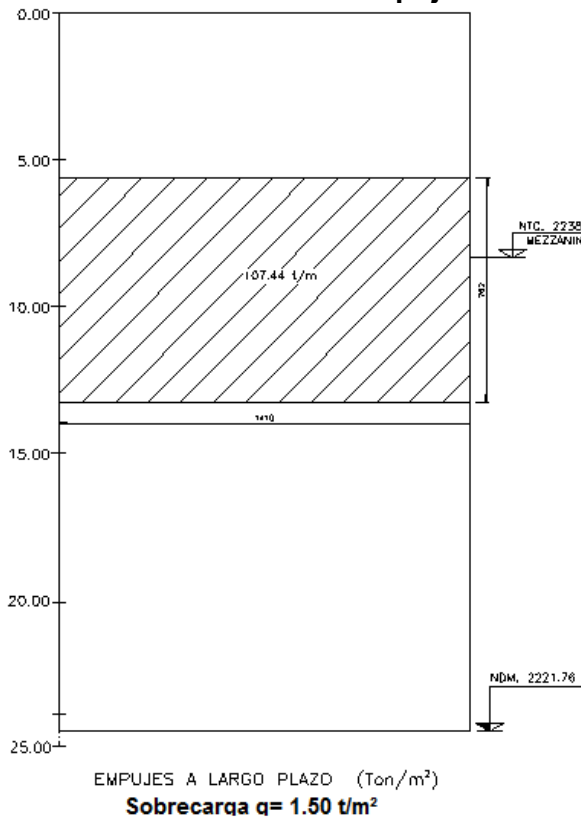
A continuación se presentan los esquemas de empujes del suelo obtenidos del estudio geotécnico. Dependiendo de las diferentes sobrecargas que se tienen al nivel de calle y también a las diferencias en las propiedades del suelo a lo largo de la estación (155 m aprox.) los empujes tienen mínimas variaciones, pero para fines de diseño utilizaremos conservadoramente los empujes más altos y los diagramas siguientes corresponden a esta condición.

Empujes de suelo a largo plazo

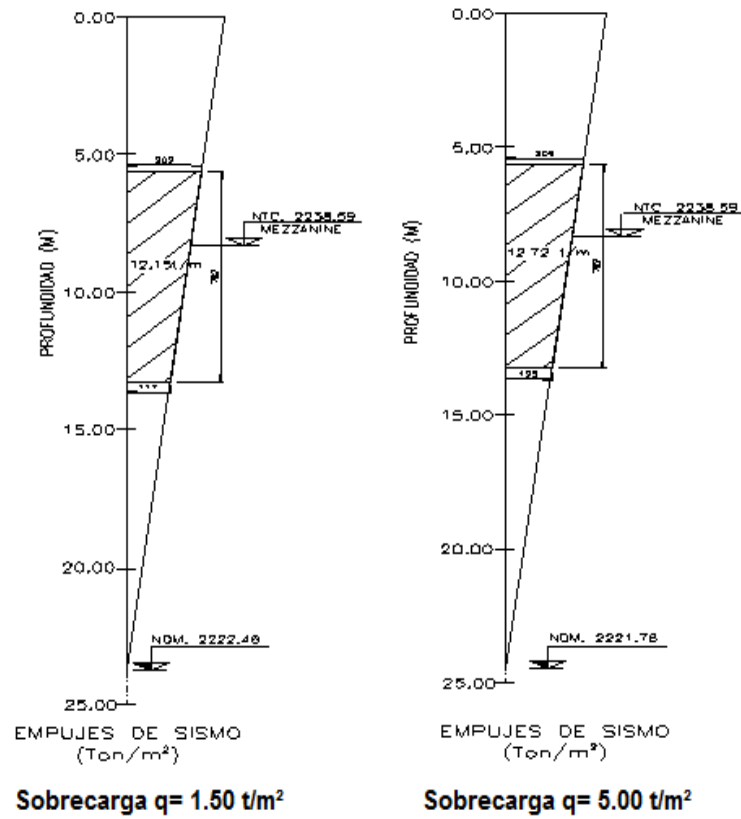




Empujes de suelo a corto plazo



Empujes de suelo por sismo



⊕ **Trabes portantes.**

◆ **Trabe TC-1.**

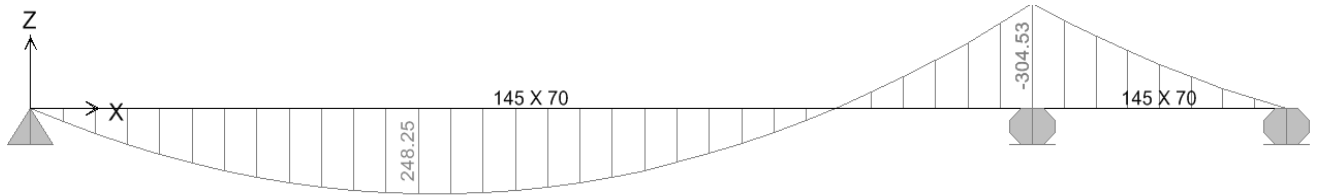


DIAGRAMA DE MOMENTO FLEXIONANTE (t-m).

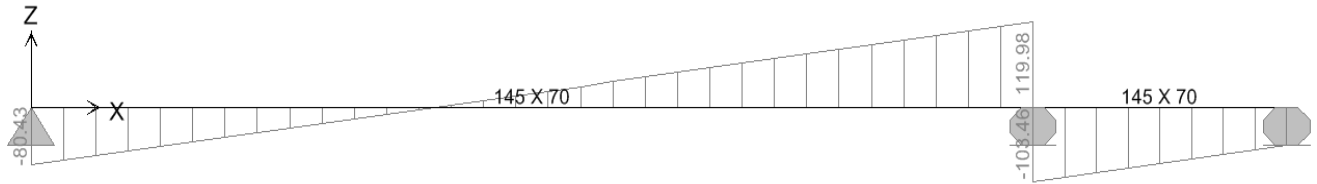


DIAGRAMA DE FUERZA CORTANTE (t).

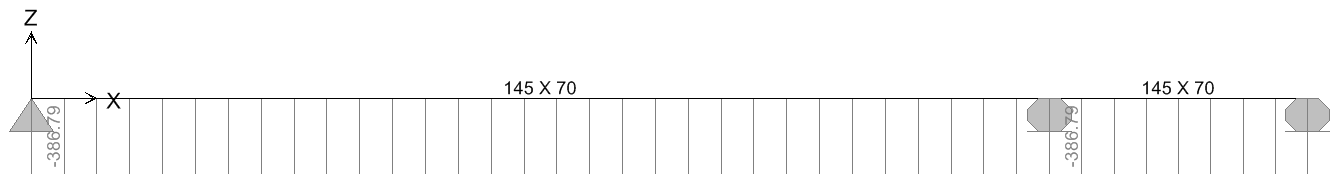


DIAGRAMA DE CARGA AXIAL (t).

Del análisis realizado se obtuvieron los siguientes elementos mecánicos

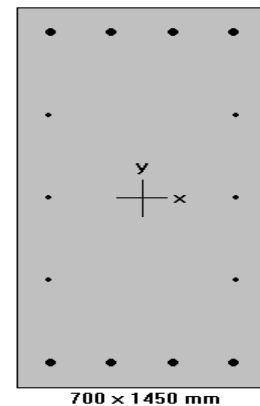
$$M_u \text{ positivo} = 248.25 \text{ t-m} ; \quad M_u \text{ negativo al paño} = 269.42 \text{ t-m}$$

$$V_u \text{ a un peralte del paño} = 96.56 \text{ t-m}$$

$$P_u = 386.80 \text{ t}$$

⊕ **Diseño por flexocompresión.**

Se propone un arreglo de 4 vars. del # 10 en la cara superior y 4 vars. del # 10 en la cara inferior y en las caras laterales 3 vars. # 6. Al analizar la sección se determinó que el armado propuesto es aceptable



◆ **Diseño por cortante.**

DATOS				
Ancho de la Seccion (b)=	70 cm	CONSTANTES		
Peralte total (h)=	145 cm	f'c=	300 kg/cm ²	
Longitud de la trabe(L)=	1450 cm	f*c=	240 kg/cm ²	
Peralte efectivo(d)=	140 cm	f''c=	204 kg/cm ²	
Recubrimiento (r)=	5 cm	fy=	4200 kg/cm ²	
Momento al paño(Mu)=	0 t-m	Estribos f _{ys} =	4200 kg/cm ²	
Cortante a un peralte "d"(Vu)=	96.56 t	β1=	0.85	
Momento de torsion(Tu)=	0 t-m			
CORTANTE- REFUERZO TRANSVERSAL				FR= 0.8
Limite para el cortante				
Vu	<	$V_{cr} = 2.5F_r b d \sqrt{f'_c} =$	303.64 t	
Cortante resistente del concreto				
L/H=	10 > 5	aplican las siguientes ecuaciones		
$V_{cr} = F_r b d (0.2 + 20p) \sqrt{f'_c} =$	37.17	t	p=0.0053 < 0.015 aplica esta ecuacion	
$V_{cr} = 0.5F_r b d \sqrt{f'_c} =$	60.73	t		
H=145 cm > 70cm por lo tanto el factor de reduccion de Vcr,		Fr=0.8		
entonces	Vcr=	29.73 t		
	Vcr	<	Vu	por lo tanto Requiere estribos
	$V_{cr} = 1.5F_r b d \sqrt{f'_c} =$	182.19 t		
La separacion de los estribos perpendiculares al eje del elemento no debera ser mayor que				
Smax=	0.5d=	70 cm	$A_{vmin} = 0.3 \sqrt{f'_c} \frac{bs}{f_y} =$	N/A
El area de acero minima a la separacion maxima es de				
Usar 2 ramas del # 5	Av=	3.96 cm ²		
$S_{calc} = \frac{F_r A_s f_{yd}}{V_s} =$	27.86	cm	Se usaran Estribos del #5@28 cm	

⊕ Pérgolas.

En las escaleras que van de mezzanine a anden se consideran pérgolas ya que sin ellas y al no haber losa de mezzanine estos muros serían de doble altura, por lo que las pérgolas se colocaran de tal forma que tomen su correspondiente carga horizontal producto de los empujes del suelo en el nivel mezzanine.

Por consideraciones geométricas de la estación se consideran dos tipos de pérgolas, con peralte de 145cm y 70cm, y con base de 70cm en ambos casos.

◆ Cargas obtenidas:

Pérgolas de 145cm x 70cm la longitud tributaria en donde actúa el empuje es de 2.125 m

Pérgolas de 70 cm x 70cm la longitud tributaria en donde actúa el empuje es de 1.80 m

El empuje a utilizar es el correspondiente más desfavorable a nivel mezzanine de 107.44 t/m (Empuje a corto plazo, sobrecarga de 5.00 t/m²)

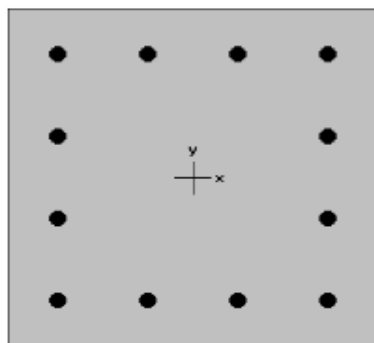
Carga axial = (107.44 t/m) (2.125m) = 228.31 t x 1.5 = 342.47 t → sección de 145cm x 70cm empuje correspondiente a sobrecarga de 5.00 t/m²

Carga axial = (93.70 t/m) (5.400m) = 506 t x 1.5 = 759 t → sección de 70cm x 70cm empuje correspondiente a sobrecarga de 1.50 t/m²

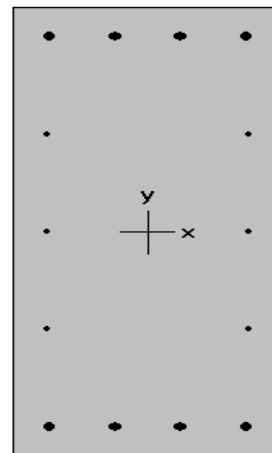
Diseño.

En la sección de 70 x 70 se propone un arreglo de 4 varillas del # 10 en la cara superior, 4 varillas del # 10 en la cara inferior y en las caras laterales 2 varillas # 10.

El refuerzo propuesto para la sección se acepta ya que cubre la carga axial correspondiente. Las dimensiones están limitadas al gálibo requerido por arquitectura.



700 x 700 mm
2.01% reinf.



700 x 1450 mm

En la sección de 145 x 70 se propone un arreglo de 4 varillas del # 10 en la cara superior e inferior y en las caras laterales 3 varillas del # 6.

El refuerzo propuesto para la sección se acepta ya que cubre la carga axial correspondiente.

➤ **Losa superior de mezzanine.**

Conforme a las cargas mencionadas anteriormente se muestra el modelo matemático en el que se representa la losa en una sola dirección con un ancho unitario, esto es porque al descansar en las traveses portantes este elemento es más corto conforme a su longitud en la otra dirección.

En lo sucesivo indicaremos dos modelos para evaluar la carga viva, de forma alternada y continua distribuida a lo largo de la losa, con el objetivo de representar el andar de los usuarios, en la primera se representa que la CV es interrumpida en algunos segmentos de la losa considerando que la demanda de usuarios es mínima, y por consiguiente al evaluar la CV a la largo de la losa se considera que la demanda de usuarios es la máxima.

◆ **Análisis de cargas.**

Peso en faldón

$$W_{(po,po)} = 2.40 \text{ t/m}^3 \times 0.15 \text{ m} \times 1.45 \text{ m} \times 1.00 \text{ m} = 0.522 \text{ t}$$

Por reglamento Capítulo 6 Tabla 6.1 de NTC sobre criterios y acciones.

$$0.35 \text{ t/m}^2 \times 0.15 \text{ m} \times 1.00 \text{ m} = 0.0525 \text{ t}$$

Carga lineal de 100 kg/m en barandales, pretilas, balcones

$$0.10 \text{ t/m} \times 1.00 \text{ m} = 0.10 \text{ t}$$

$$\text{Carga total} = 0.5220 \text{ t} + 0.0525 \text{ t} + 0.10 \text{ t} = 0.6725 \text{ t} \approx 0.70 \text{ t}$$

Al evaluar las cargas se consideran dos tipos de uso de piso según con las NTC sobre Criterios y Acciones para el diseño Estructural de las Edificaciones, el inciso d) y j) de la tabla 6.1 Cargas vivas unitarias para obtener la carga puntual del faldón.

Al evaluar la carga viva media ($W = 15 \text{ kg/m}^2$) en los volados de los extremos del sistema de piso se toma el valor indicado para ese tipo de carga del inciso j) de la citada tabla, esta carga es aplicada en la franja con mayor longitud del volado curvo.

◆ **Diseño por flexión y cortante.**

Lecho superior en voladizo momento negativo.

I) REVISIÓN DEFLECHA

i) Cálculo de la Flecha instantánea

$$d_{INST} = 1.13 \text{ cm} \quad \text{Flecha obtenida del modelo de análisis}$$

$$L = 265 \text{ cm}$$

ii) Cálculo de la Flecha Diferida

$$\text{coef} = \frac{2}{1 + 50 r'} \quad 3.2.1.2$$

donde:

$$r' = 0.0014$$

$$\text{coef} = 1.865$$

$$d_{DIF} = \text{COEF} \times d_{INST}$$

$$d_{DIF} = 1.865 \times 1.130 = 2.108 \text{ cm}$$

iii) Cálculo de la Flecha Total

$$d_{TOTAL} = d_{INST} + d_{DIF}$$

Sustituyendo:

$$d_{TOTAL} = 1.130 + 2.108$$

$$d_{TOTAL} = 3.238 \text{ cm}$$

iv) Cálculo de la Flecha Permisible

$$d_{PERM} = \frac{L}{240} + 0.5 \times 2$$

Sustituyendo valores:

$$d_{PERM} = \frac{265}{240} + 0.5 \times 2$$

$$d_{PERM} = 3.208 \text{ cm}$$

Conclusión:

$$d_{PERM} \quad d_{TOTAL}$$

$$3.21 > 3.24 \quad \text{SEACEPTA}$$

II) DISEÑO POR FLEXIÓN

FR= 0.90 Flexión
 FR= 0.80 Cortante
 $f_y = 4200$ kg/cm²
 $f'_c = 300$ kg/cm²
 $f^*c = 240$ kg/cm²
 $f^*c = 204$ kg/cm²

$$M_o = 6.13 \text{ t} \cdot \text{m} \quad \text{Momento obtenido del modelo de análisis}$$

$$M_u = M_o \times 1.50 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$M_u = 9.20 \text{ t} \cdot \text{m}$$

De la Tabla de cuantías de Acero para secciones rectangulares

$$\frac{M_u}{bd^2} = 10.22$$

De donde la cuantía de acero es:

$$r = 0.0029$$

$$A_s = 8.95 \text{ cm}^2 \quad \text{Acero por flexión}$$

Se armara con :

No. Varrilla 4 Area de va 1.27

No. Varrilla Area de va 0.00

Se colocaran vars. # 4 @30 cm más 2 bastones intercalados # 4 @30 cm

III) DISEÑO POR CORTANTE AL PAÑO

i) Cálculo de V_{CR}

$$\text{Factor de Afectación } V_{CR} = 1$$

De la tabla V_{CR} en función de la cuantía de Acero Y a partir de la sección en estudio.

$$\text{Valor de la tabla } 3.19$$

Por lo tanto:

$$V_{CR} = 9.58 \text{ t}$$

ii) Cálculo de V_u

$$V_{act} = 3.37 \text{ t} \quad \text{Cortante obtenido del modelo de análisis}$$

$$V_u = V_{act} \times 1.50 \text{ t}$$

$$V_u = 5.06 \text{ t}$$

iii) Conclusión: $V_u > V_{cr}$, NO REQUIERE ESTRIBOS

$$V_{cr} = 9.58 \text{ t} > V_u = 5.06 \text{ t}$$

Losa al centro lecho inferior momento positivo.

I) REVISIÓN DE FLECHA

i) Cálculo de la Flecha instantánea

$d_{INST} = 0.18 \text{ cm}$ Flecha obtenida del modelo de análisis

$L = 470 \text{ cm}$

ii) Cálculo de la Flecha Diferida

$coef = \frac{2}{1 + 50 r'}$

donde:

$r' = 0.000991$

$coef = 1.906$

$d_{DIF} = COEF \times d_{INST}$

$d_{DIF} = 1.906 \times 0.180 = 0.343 \text{ cm}$

$A_s = 3.99 \text{ cm}^2$ Acero por flexión

Se armara con :

No Varrilla 4 Areadeva 1.27 (var. Corridas)

No Varrilla Areadeva: 0.00

Por lo que se armara con varrilla del #4 @30

II) DISEÑO POR FLEXIÓN

- FR: 0.90 Flexión
- FR: 0.80 Cortante
- f_y: 4200 kg/cm²
- f_c: 300 kg/cm²
- f'_c: 240 kg/cm²
- f_c: 204 kg/cm²

$M_b = 1.63 \text{ t} \cdot \text{m}$ Momento obtenido del modelo cv alternad

$M_u = M_b \times 1.5 \text{ t} \cdot \text{m}$

$M_u = 2.45 \text{ t} \cdot \text{m}$

De la Tabla de cuantías de Acero para secciones rectangulares

$\frac{M_u}{bd^2} = 5.54$

De donde la cuantía de aceros es:

$r = 0.0020$

$A_s = 4.95 \text{ cm}^2$ Acero por flexión

Se armara con :

No Varrilla 4 Areadeva 1.27

No Varrilla Areadeva: 0.00

Por lo que se armara con varrilla del #4 @20

iii) Cálculo de la Flecha Total

$d_{TOTAL} = d_{INST} + d_{DIF}$

Sustituyendo:

$d_{TOTAL} = 0.180 + 0.343$

$d_{TOTAL} = 0.523 \text{ cm}$

iv) Cálculo de la Flecha Permisible

$d_{PERM} = \frac{L}{240} + 0.5$

Sustituyendo valores:

$d_{PERM} = \frac{470}{240} + 0.5$

$d_{PERM} = 2.46 \text{ cm}$

Conclusión:

$d_{PERM} > d_{TOTAL}$

$2.46 > 0.52$ **SE ACEPTA**

III) Conclusion: Vu > Vcr, NO REQUIERE ESRI RIBOS

$Vcr = 5.90 \text{ t} > Vu = 3.42 \text{ t}$

Losa al centro lecho superior bastones. Momento negativo.

II) DISEÑO POR FLEXIÓN

FR= 0.90 Flexión
 FR= 0.80 Cortante
 $f_y = 4200$ kg/cm²
 $f'_c = 300$ kg/cm²
 $f^*c = 240$ kg/cm²
 $f''c = 204$ kg/cm²

$$M_o = 1.42 \text{ t} \cdot \text{m} \quad \text{Momento obtenido del modelo cv alternada}$$

$$M_u = M_o \times 1.50 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$M_u = 2.13 \text{ t} \cdot \text{m}$$

De la Tabla de cuantías de Acero para secciones rectangulares

$$\frac{M_u}{bd^2} = 5.33$$

De donde la cuantía de acero es:

$$r = 0.0019$$

$$A_s = 3.99 \text{ cm}^2 \quad \text{Acero por flexión}$$

Se armara con :

No. Varrilla 4 Area de va 1.27 (var. Corridas)

No. Varrilla Arcadova 0.00

Por lo que se armara con varrilla del #4 @30

III) DISEÑO POR CORTANTE AL PAÑO

i) Cálculo de V_{CR}

$$\text{Factor de Afectación } V_{CR} = 1$$

De la tabla V_{CR} en función de la cuantía de Acero
 Ya partir de la sección en estudio.

$$\text{Valor de la tabla } 2.95$$

Por lo tanto:

$$V_{CR} = 5.90 \text{ t}$$

ii) Cálculo de V_u

$$V_{act} = 2.28 \text{ t} \quad \text{Cortante obtenido del modelo cv alternada}$$

$$V_u = V_{act} \times 1.50 \text{ t}$$

$$V_u = 3.42 \text{ t}$$

iii) Conclusión: $V_u > V_{cr}$, NO REQUIERE ESTRIBOS

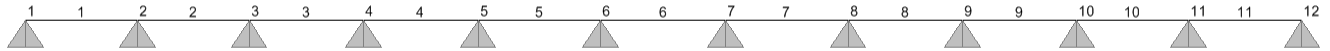
$$V_{cr} = 5.90 \text{ t} > V_u = 3.42 \text{ t}$$

➤ **Losa inferior de mezzanine.**

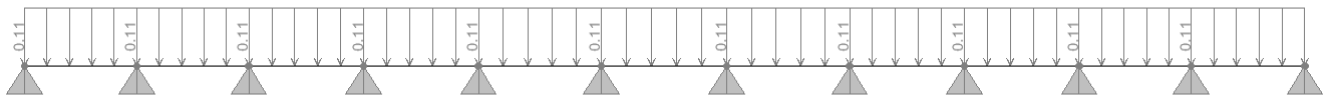
La importancia de esta losa es la alojar las instalaciones tanto eléctricas como sanitarias que se requieran en la estación, al igual que la losa superior las cargas de diseño se mencionan en el apartado correspondiente.

◆ **Análisis de cargas.**

Cargas de diseño.



Geometría de losa



CM + CV (t / m)

Elementos mecánicos.



DIAGRAMA DE MOMENTO FLEXIONANTE (t-m)

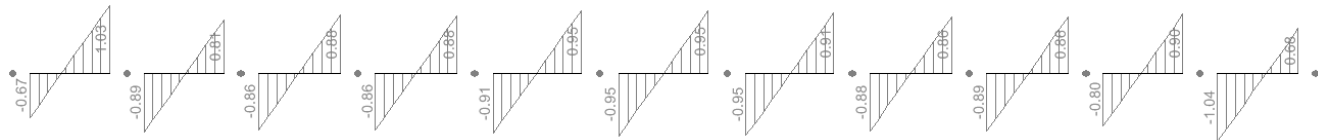


DIAGRAMA DE FUERZA CORTANTE (t)

◆ **Diseño por flexión y cortante.**

Momento positivo

II) DISEÑO POR FLEXIÓN

FR= 0.90 Flexión
 FR= 0.80 Cortante
 fy= **4200** kg/cm²
 f'c = **300** kg/cm²
 f*c= 240 kg/cm²
 f'c 204 kg/cm²

$$M_o = 0.60 \quad t \cdot m \quad \text{Momento obtenido del modelo de análisis}$$

$$M_u = M_o \times 1.50 \quad t \cdot m$$

$$M_u = 0.90 \quad t \cdot m$$

De la Tabla de cuantías de Acero para secciones rectangulares

$$\frac{M_u}{bd^2} = 9.97$$

De donde la cuantía de acero es:

$$r = 0.0029$$

$$A_s = 2.17 \quad \text{cm}^2 \quad \text{Acero por flexión}$$

Se armara con :

No. Varrilla 3 Area de va 0.71 cm²

Por lo que se propone un armado del #3 @20

III) DISEÑO POR CORTANTE AL PAÑO

i) Cálculo de V_{CR}

$$\text{Factor de Afectación } V_{CR} = 1$$

De la tabla V_{CR} en función de la cuantía de Acero Y a partir de la sección en estudio.

$$\text{Valor de la tabla } 3.19$$

Por lo tanto:

$$V_{CR} = 2.40 \quad t$$

ii) Cálculo de V_u

$$V_{act} = 0.85 \quad t \quad \text{Cortante obtenido del modelo de análisis}$$

$$V_u = V_{act} \times 1.50 \quad t$$

$$V_u = 1.28 \quad t$$

iii) Conclusión: Vu > Vcr, NO REQUIERE ESTRIBOS

$$V_{cr} = 2.40 \quad t \quad > \quad V_u = 1.28 \quad t$$

Momento negativo (bastones)

II) DISEÑO POR FLEXIÓN

FR= 0.90 Flexión
 FR= 0.80 Cortante
 $f_y = 4200$ kg/cm²
 $f'_c = 300$ kg/cm²
 $f^*c = 240$ kg/cm²
 $f''c = 204$ kg/cm²

$$M_o = 0.50 \quad t \cdot m \quad \text{Momento al paño obtenido del modelo de análisis}$$

$$M_u = M_o \times 1.50 \quad t \cdot m$$

$$M_u = 0.75 \quad t \cdot m$$

De la Tabla de cuantías de Acero para secciones rectangulares

$$\frac{M_u}{bd^2} = 8.31$$

De donde la cuantía de acero es:

$$r = 0.0029$$

$$A_s = 2.17 \quad \text{cm}^2 \quad \text{Acero por flexión}$$

Se armara con :

No. Varrilla 3 Area de va 0.71

No. Varrilla 5 Area de va 1.00

Por lo que se armara con varrilla del # 3 @15

III) DISEÑO POR CORTANTE AL PAÑO

i) Cálculo de V_{CR}

$$\text{Factor de Afectación } V_{CR} = 1$$

De la tabla V_{CR} en función de la cuantía de Acero Y a partir de la sección en estudio.

$$\text{Valor de la tabla } 3.19$$

Por lo tanto:

$$V_{CR} = 2.40 \quad t$$

ii) Cálculo de V_u

$$V_{act} = 0.90 \quad t \quad \text{Cortante obtenido del modelo de análisis}$$

$$V_u = V_{act} \times 1.50 \quad t$$

$$V_u = 1.35 \quad t$$

iii) Conclusión: $V_u > V_{cr}$, NO REQUIERE ESTRIBOS

$$V_{cr} = 2.40 \quad t \quad > \quad V_u = 1.35 \quad t$$

➤ **TRABES DE ACOSTILLAMIENTO.**

Estos elementos nos garantizan un apoyo horizontal en los muros milán, en específico donde es imposible colocar el sistema de piso o pérgolas en nivel mezzanine, estos casos se presentan en zonas de escaleras de vestíbulo, y en zona de galerías de ventilación.

◆ **Trabe TA-1 y TA-2.**

Estas traves se sitúan en los muros cabeceros, se analizan como una viga continua considerando una sección transversal de $h = 130$ cm y $b = 145$ cm.

A diferencia de las demás traves que se consideran en nivel mezzanine, estas se diseñan con un empuje de 7.60 t/m² que corresponde al empuje del suelo mejorado.

El diseño de la trabe se realiza con el empuje 7.60 t/m² que actúa en el muro milán, en la etapa de servicio este empuje disminuye ya que al realizar el túnel es menor la carga.

La carga horizontal de diseño se calcula como: $w = E * H$.

En donde $E = 7.60$ t/m² y $H = 7.62$ m correspondiente a la altura tributaria en nivel mezzanine por lo que tenemos:

$$E = 7.60 \text{ t/m}^2 * 7.62 \text{ m} = 57.912 \text{ t / m} = 58 \text{ t/m.}$$

En el siguiente esquema se muestra las área tributarias que tienen cada claro de la trabe, de esta forma se calcula el empuje por metro línea.

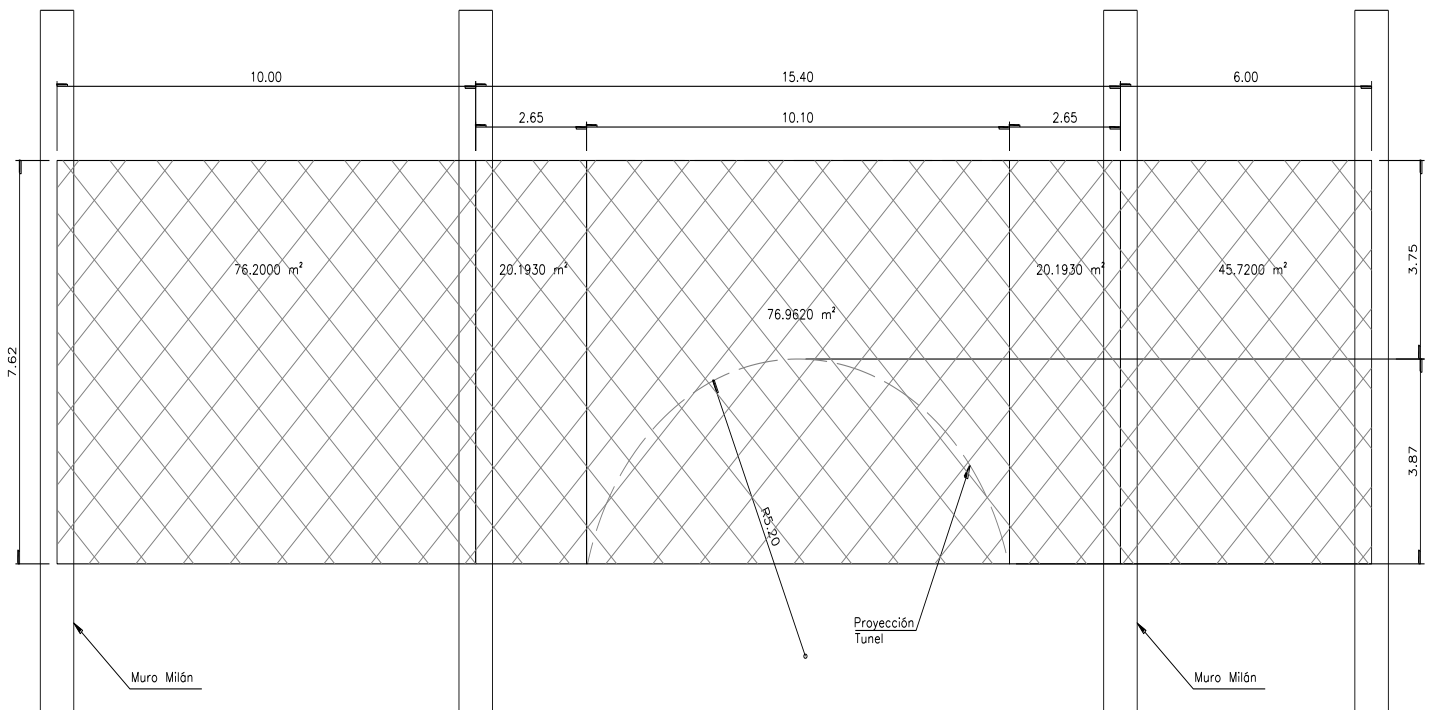
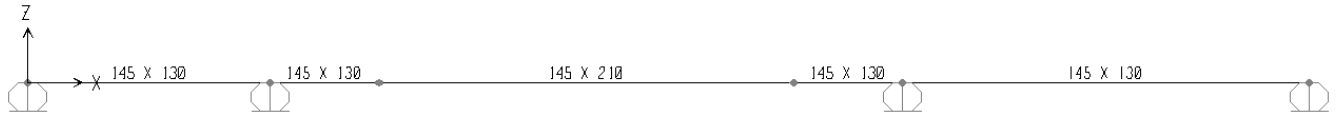
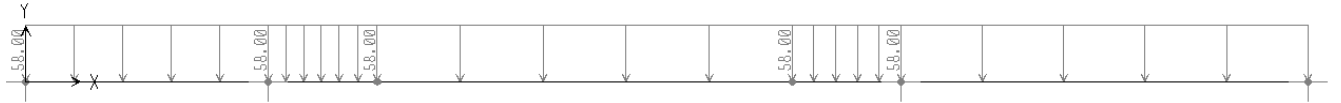


Figura 2.16. Esquema de las áreas tributarias en cada claro de la trabe

◆ Elementos mecánicos.



Geometría del modelo.



Carga debida al empuje de suelo mejorado.

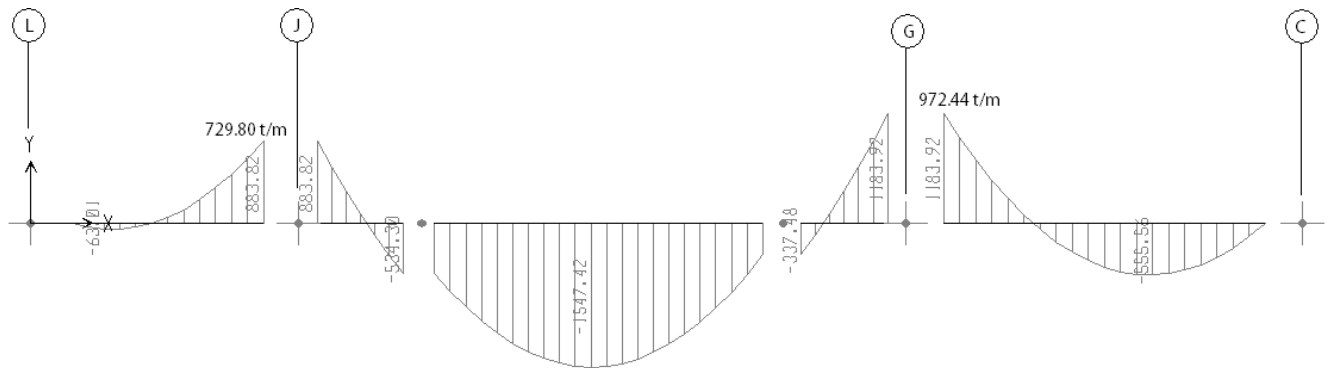


Diagrama de momentos (t-m) momentos, obtenidos al paño del elemento.

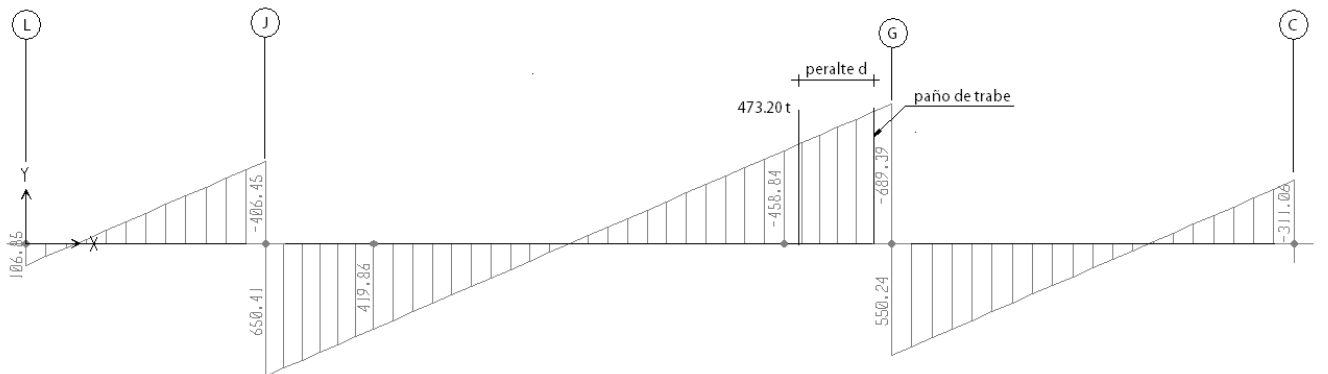
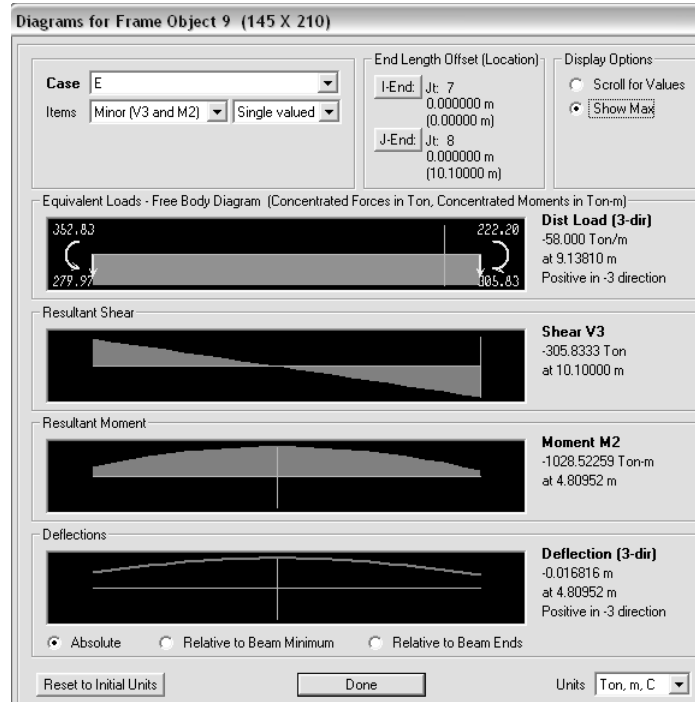


Diagrama de cortante (t), obtenidos a un peralte a partir del paño .

Deformación con la sección agrietada en la dirección horizontal del empuje en el claro central.



De las NTC de Criterios y acciones para el diseño estructural de las edificaciones, en el capítulo 4 inciso a) tenemos que:

Desplazamiento = $L / 240 + 5\text{mm}$ efectos a largo plazo.

$L / 240 + 5 = (1010 \text{ cm} / 240) + 0.50 \text{ cm} = 4.70 \text{ cm}$ por lo tanto cumple.

◆ **Diseño por flexión.**

Momento positivo.

Ancho de la Sección (b) =	145	cm	Constantes:	$f'_c =$	300	kg / cm ²
Peralte total (h) =	210	cm		$f^*_c =$	240	kg / cm ²
Longitud de la trabe (L) =	1540.0	cm		$f''_c =$	204	kg / cm ²
				$f_y =$	4200	kg / cm ²
Peralte efectivo (d) =	205.00	cm		Estribos $f_{ys} =$	4200	kg / cm ²
Recubrimiento (r) =	5	cm		$\beta_1 =$	0.850	
Momento (M_u) =	1547.42	t-m				
Cortante a un peralte "d" (V_u) =	473.20	t				

FLEXIÓN - REFUERZO LONGITUDINAL

$F_R = 0.9$ (Flexión)

Cuantías de acero mínima y máxima

$$\rho_{min} = 0.7 \frac{\sqrt{f_c'}}{f_y} = 0.00289$$

$$\rho_{max} = \frac{f_c' \cdot 6000 \beta_1}{f_y f_y + 6000} = 0.02429$$

$$\rho_{req} = \frac{f_c'}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2M_R}{F_R b d^2 f_c'}} \right) = 0.00726$$

$A_{smin} = 85.81 \text{ cm}^2$

$A_{smax} = 721.89 \text{ cm}^2$

$0.75 A_{smax} = 541.42 \text{ cm}^2$ NTC.2.2.2

$A_{sreq} = 215.82 \text{ cm}^2$

$1.33 A_{sreq} = 287.05 \text{ cm}^2$ NTC.2.2.1

A_s 1 varilla

11	Var #	12	11.40 cm ² → #12@9	$A_s = 125.41 \text{ cm}^2$
11	Var #	12	11.40 cm ² → #12@9	$A_s = 125.41 \text{ cm}^2$
				$A_{sTotal} = 250.82 \text{ cm}^2$

$\rho = \frac{A_s}{bd} = 0.00844 = 0.8\%$ **O.K.**

$q = \rho \frac{f_y}{f_c'} = 0.17372$

$M_R = F_R b d^2 q (1 - 0.5q) f_c' = 1774.78 \text{ t-m}$

$M_u / M_R = 0.87$ **O.K.**

Diseño por cortante.

CORTANTE - REFUERZO TRANSVERSAL

$F_R = 0.8$

Limite para el cortante

$V_u < V = 2.5 F_R b d \sqrt{f_c'} = 921.00 \text{ t}$

Cortante resistente del concreto

$L/h = 7.3 > 5$ aplican las siguientes ecuaciones según sea p

$V_{CR} = F_R b d (0.2 + 20\rho) \sqrt{f_c'} = 135.85 \text{ t (2.19)}$ $p=0.00844 < 0.015$ aplica esta ecuacion

CORTANTE - REFUERZO TRANSVERSAL

$F_R = 0.8$

Limite para el cortante

$V_u < V = 2.5 F_R b d \sqrt{f_c'} = 921.00 \text{ t}$

Cortante resistente del concreto

$L/h = 7.3 > 5$ aplican las siguientes ecuaciones según sea p

$V_{CR} = F_R b d (0.2 + 20\rho) \sqrt{f_c'} = 135.85 \text{ t (2.19)}$ $p=0.00844 < 0.015$ aplica esta ecuacion

$H = 210\text{cm} > 70 \text{ cm}$ por lo que el factor de Reducción de V_{cr} , $F_r = 0.8$

entonces: $V_{CR} = 108.68 \text{ t}$

$V_{CR} < V_u$ **Requiere estribos**

Cortante que tomaran los estribos $V_s = V_u - V_{CR} = 364.52 \text{ t}$

De la ecuación $s_{calc} = \frac{F_R A_v f_y d}{V_s}$ despejamos $V_s = \frac{F_R A_v f_y d}{s_{calc}}$ $A_v = \frac{s_{calc} V_s}{F_R f_y d}$

Considerando los conectores ahogados en el muro milan, tenemos una resistencia al cortante:

Usar	2	ramas del #	6	$A_v =$	5.70	cm^2
Separacion	30	cm		$V_s =$	130.88	t
Cortante que falta por tomar = $V_{s(total)} - V_{s(conectores)}$					233.64	t
Separacion	30	cm		$A_s =$	10.18	cm^2
Se utilizaran ramas del #	6	se colocaran	4	ramas		

Diseño por flexion.

Momento negativo

Ancho de la Sección (b) =	145	cm	Constantes:	$f'_c =$	300	kg / cm^2
Peralte total (h) =	130	cm		$f^*_c =$	240	kg / cm^2
Longitud de la trabe (L) =		cm		$f''_c =$	204	kg / cm^2
				$f_y =$	4200	kg / cm^2
Peralte efectivo (d) =	125.00	cm	Estribos $f_{ys} =$	4200	kg / cm^2	
Recubrimiento (r) =	5	cm	$\beta_1 =$	0.850		
Momento al paño (M_u) =	972.00	t-m				

FLEXIÓN - REFUERZO LONGITUDINAL

$F_R =$ **0.9** (Flexión)

Quantias de acero mínima y máxima

$$\rho_{min} = 0.7 \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} = 0.00289 \quad A_{smin} = \mathbf{52.32} \quad cm^2$$

$$\rho_{max} = \frac{f'_c}{f_y} \frac{6000\beta_1}{f_y + 6000} = 0.02429 \quad A_{smax} = \mathbf{440.18} \quad cm^2$$

$$\rho_{req} = \frac{f'_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2M_R}{F_R b d^2 f'_c}} \right) = 0.01312 \quad 0.75A_{smax} = \mathbf{330.13} \quad cm^2 \quad NTC2.2.2$$

$$1.33A_{sreq} = \mathbf{316.33} \quad cm^2 \quad NTC2.2.1$$

A_s 1 varilla

11	Var #	12	11.40 $cm^2 \rightarrow$ #12@	$A_s =$	125.41	cm^2
11	Var #	12	11.40 $cm^2 \rightarrow$ #12@	$A_s =$	125.41	cm^2
				$A_{sTotal} =$	250.82	cm^2

$\rho = \frac{A_s}{bd} = 0.01384 = 1.4\% \quad \mathbf{O.K.}$

$q = \rho \frac{f_y}{f'_c} = 0.28491$

$M_R = F_R b d^2 q (1 - 0.5q) f'_c = \mathbf{1016.30} \quad t-m$

$M_u / M_R = 0.96 \quad \mathbf{O.K.}$

◆ **TRABE PUNTAL TP-1.**

Se localizan en la zona de galerías de ventilación están apoyadas en el contrafuerte y el muro milán interior, trabajara a flexo-compresión.

La carga horizontal con la que estará sometido el elemento es la correspondiente del empuje a largo plazo en el muro milán; la carga vertical será la de peso propio y carga viva transitoria, en este caso consideraremos un peso de 150 kg/m², según lo dispuesto en el capítulo 6.1.3 cargas vivas transitorias, de las NTC de criterios de Acciones para el diseño estructural de las edificaciones.

El empuje a utilizar es a largo plazo con sobrecarga de 1.50 t/m² y el área tributaria es de 6.60 m obteniéndolo desde la mitad de los módulos milán al centro del contrafuerte.

$$E = 93.70 \text{ t/m}, \quad L=6.60 \text{ m}; \quad P_u = 93.70 \text{ t/m} \times 6.60 \text{ m} = 618.42 \text{ t} \times 1.50 = 927.63 \text{ t}$$

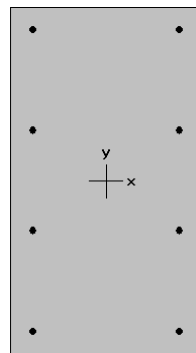
$$W = (2.40 \text{ t/m}^3)(0.80 \text{ m})(1.45 \text{ m})=2.784 \text{ t/m} + (0.15 \text{ t/m}^2 \times 0.80 \text{ m}) = 2.904 \text{ t/m} \approx 3.00 \text{ t/m}$$

$$M_u = (3.00 \text{ t/m})(6.60)^2/8 = 16.335 \text{ t-m} \times 1.50 = 24.5025 \text{ t-m} \approx 24.50 \text{ t-m.}$$

Para analizarlo a elemento a flexo-compresión nos apoyaremos en programa PCACOL, el cual nos arrojó los siguientes resultados:

Carga Pu (t)	Momento (t-m)	Carga Pu (KN)	Momento (KN-m)
927.63	24.50	9100.00	240.35

Se propone un arreglo del refuerzo de 4 varillas del # 10 en cada cara, para lo cual el análisis del elemento propuesto es aceptable.



800 × 1450 mm

⊕ **CERRAMIENTOS.**

Estos elementos se localizan en la zona de vestíbulo en nivel mezzanine, su sección es de $h = 145 \text{ cm}$ y $b = 80 \text{ cm}$, se colocan en los espacios en donde no se encuentran los muros milán; para la carga vertical se considera el peso propio del cerramiento, y la reacción más desfavorable de la trabe portante que toma la carga de la losa de mezzanine, como carga horizontal se toma la reacción de la trabe de acostillamiento del muro cabecero.

◆ **Cerramiento C-1 y C-2.**

$$E = 1073.60 \text{ t}; L = 4.80\text{m}; \quad W = 2.4 \text{ t/m} \times 0.80\text{m} \times 1.45\text{m} = 2.784 \text{ t/m};$$

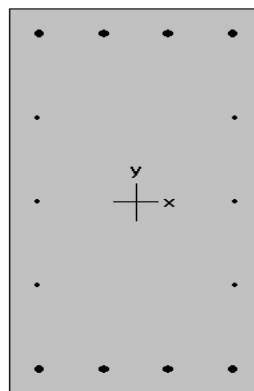
$$M_u = (2.784 \text{ t/m}) (4.80\text{m})^2 / 8 = 8.02 \text{ t-m} \times 1.50 = 12.0 \text{ t-m.}$$

$$V_u = (2.784 \text{ t/m}) (4.80 \text{ m}) / 2 = 6.6816 \text{ t} \times 1.50 = 10.00 \text{ t.}$$

Se analiza a flexocompresión nos apoyaremos en programa PCACOL, el cual nos arrojó los siguientes resultados:

Carga Pu (t)	Momento (t-m)	Carga Pu (KN)	Momento (KN-m)
1073.60	12	10532.00	117.72

Se propone un arreglo del refuerzo de 4 varillas del # 10 tanto en la cara superior como inferior, y en las caras laterales 3 varillas del # 6, para lo cual el análisis del elemento propuesto es aceptable.



800 × 1450 mm

◆ **Diseño por cortante.**

Ancho de la Sección (b) =	80	cm	Constantes:	$f'_c =$	300	kg / cm ²
Peralte total (h) =	145	cm		$f^*_c =$	240	kg / cm ²
Longitud de la trabe (L) =	480	cm		$f''_c =$	204	kg / cm ²
				$f_y =$	4200	kg / cm ²
Peralte efectivo (d) =	140.00	cm		Estribos $f_{ys} =$	4200	kg / cm ²
Recubrimiento (r) =	5	cm		$\beta_1 =$	0.850	
Momento al paño (M_u) =	12.03	t-m				
Cortante a un peralte "d" (V_u) =	10.20	t				
Momento de Torsión (T_u) =	0.00	t-m				

Se revisarán las secciones de acuerdo a los momentos y cortantes ultimos arrojados por el análisis:

CORTANTE - REFUERZO TRANSVERSAL

$F_R =$ **0.8**

Límite para el cortante

$V_u < V = 2.5 F_R b d \sqrt{f'_c} = 347.02 \text{ t}$

Cortante resistente del concreto

$L/h = 3.3$ **Aplica la ecuación 2.20**

$V_{CR} = F_R b d (0.2 + 20\rho) \sqrt{f'_c} = 35.61 \text{ t (2.19)}$

$V_{CR} = 0.5 F_R b d \sqrt{f'_c} = 69.40 \text{ t (2.20)}$ **Aplica esta ecuación si $L/h < 4$**

$H = 145\text{cm} > 70 \text{ cm}$ por lo que el factor de Reducción de V_{cr} , $F_r = 0.8$

entonces: $V_{cR} = 55.52 \text{ t}$

$V_{CR} > V_u$ **El concreto resiste el cortante**

➤ **Tabletas losa tapa**

La estructuración de la cubierta de azotea(nivel de pavimento) en la estación 20 de Noviembre está compuesta por módulos de tabletas reforzadas ó pretensadas, La estructuración de la losa de cubierta consta de trece tabletas tipo, de la TB-1 a la TB-8 , con tres tabletas subíndices TB-4A, TB-5A y TB-5B que conforman el total, incluyendo la cubierta de escalera, las cuales se apoyaran sobre muros y trabes portantes cubriendo la mayoría de su área, en zonas de menor dimensión del ancho tipo (94 cm) y que no se ajusten a la modulación se cubrirán con losas coladas en sitio, esto aplica también para la cubierta en zona de escaleras.

◆ **Consideraciones de cargas y diseño.**

Las cargas que actúan sobre las tabletas serán las generadas por las instalaciones, firme de sobre losa, relleno, carpeta de la superficie y la carga viva que actúan a nivel de superficie.

En el diseño se considera la revisión en condiciones ultimas bajo la combinación de carga 1.5 (CM + CV) más impacto de la carga viva, en el caso de que aplique, para las trabes pretensadas se hace la revisión de esfuerzos en condiciones de transferencia y de servicio, los cuales deberán ser menores que los esfuerzos

permisibles indicados en las normas NTC , el diseño y revisión por cortante bajo condición ultima también se realizo con las normas indicadas. En caso del cálculo de las pérdidas de presfuerzo se hará con las normas AASTHO, las tensiones generadas en la etapa de transferencia y servicio se pondrá acero en ambos lechos de la tableta para solventarlos.

Para el caso de tabletas reforzadas se hará la revisión de la flecha considerando la inercia de la sección compuesta, y el diseño es de acuerdo a lo indicado en las NTC, bajo condiciones ultimas 1.5 (CM + CV) se colocara acero para solventar las condiciones de momento y cortante.

El espesor del relleno es variable de acuerdo al espesor de la tableta y su ubicación, si la tableta es parte de la cubierta de mezzanine ó escalera.

◆ Cargas consideradas

Carga viva = 1500 kg/m^2

Instalaciones y sobrecargas = 39 kg/m^2

Carpeta de en la superficie = 1900 kg/m^3

Relleno sobre tabletas = 1900 kg/m^3

Firme de sobre losa , entre calles y peso propio = 2400 kg/m^3

Impacto en la carga viva del 30% para rellenos menores de 120 cm (1950 kg/m^2)

◆ Consideraciones a la revisión de vibración de tabletas.

Debido al servicio que prestaran las tabletas, se deberá revisar su comportamiento por efectos de vibración con la finalidad de garantizar su buen funcionamiento ante cargas cíclicas, que podrían generar inseguridad o molestias a los usuarios del servicio. Los rangos de vibración deberán estar en el rango comprendido por el recomendado por las normas de confort debidas a actividades humanas ya establecido, por su condición más crítica se hará solamente la revisión de la tableta TB-1.

A continuación se presentan las memorias de cálculo de una tableta esquematizando el procedimiento de cálculo .

PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO DE LA ESTACIÓN 20 DE NOVIEMBRE, DEL PROYECTO LÍNEA 12 DEL METRO

TABLETA TB-1

Claro entre ejes =	14.30 m
Ancho de tableta =	0.94 m
Espesor de losa =	0.225 m
Espesor de relleno =	2.355 m
Ancho de relleno =	0.94 m
W de entrecalles =	0.126 ton/m
Número de vigas =	1 pieza
patin de tableta =	0.94 m
Área de tableta =	0.8926 m ²
W de carga viva =	1.50 ton/m ²
W de carpeta =	1.950 ton/m ³
Peso de banquetas =	0.000 ton/m ²
Volumen de losa =	0.000 m ³
Inst , sobrecargas y pisos =	0.039 ton/m ²
Carga viva de banquetas =	0.000 ton/m ²
0.000 ton	
Area de sonotubos =	0.141 m ²
Inercia de sonotubos =	0.00080 m ⁴
Cargas por trabe	T1
Peso propio	2.142 t/m
Losa y entrecalles	0.796 t/m
Relleno	4.964 t/m
Inst, sobec argas y carpeta	0.243 t/m
Reaccion por tableta	
	15.53 ton
	5.77 ton
	35.99 ton
	1.764
	59.06 ton

Factor de carga muerta = **1.5**
 Factor de carga viva = **1.5**

Datos :

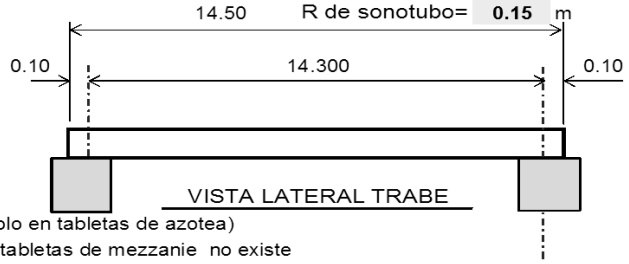
TABLETA TB-1

Inercia seccion simple =	10346645	cm ⁴
Inercia seccion compuesta =	19248342	cm ⁴
L =	1430	cm
f'c =	350	kg/cm ²
fci =	280	kg/cm ²
α =	2.4	Coefficiente de deformacion axial diferida final.
E _c =	261916.0	kg/cm ²
E _{cl} =	234264.8	kg/cm ²
fsr =	19,000	kg/cm ²
w de peso propio =	21.42	kg/cm
w de peso losa =	7.96	kg/cm
w de carga viva =	15.00	kg/cm
Relleno + sobrecargas =	52.08	kg/cm
ei =	45.54	cm
Pi =	317,235	kg
Pf =	294,710	kg
ef =	60.4	cm
Flecha de presfuerzo inicial =	-1.52	cm
Flecha por peso propio =	0.48	cm
contraflecha permisible =	3.3	cm
contraflecha inicial =	-1.04	cm
Deformacion por losa =	0.160	cm
Deformacion por sobrecargas =	0.562	cm
Deformacion por carga muerta =	0.722	cm
Deformacion por carga viva =	0.162	cm
Flecha de presfuerzo final =	0.9	cm
Deformacion de presfuerzo prom. =	-3.81	cm
FLECHA FINAL =	0.44	cm

OK

OK

Prof de nivel de calle a niv inf de tableta = **3.68** m
 Long de apoyo = **0.20** m
 Entrecalle = **0.30** m
 PV RELLENO = **1.7** ton/m³
 H Tableta = **1.10** m
 R de sonotubo = **0.15** m



1 PIEZAS (Cubierta)	IMT 20.5	0
2 sonotubos	IMT 20.5	0
	IMT 68.5	0
	IMT 68.5	0
	CARGAS TOTAL	0
	CONSTRUCION No. DE CARGAS	0

Carga muerta total
 W = 118.1 ton
 (se suma peso de carpeta de 10 cm de espesor)

Impacto =	0
1 Sudo =	0 ton
1 Sudo + Coef 1.4 =	13 ton

CLARO = 14.3 m
 COMBINACION: (CM+CV)

TABLETA TB-1

MATERIALES

TRABE

CONCRETO $f'_c = 350$ kg/cm²
 ESFUERZO DEL CONCRETO f_c AL TENSADO = 280 kg/cm²
 $f_{ci} = 0.8$ del f'_c ACERO DE PRESFUERZO $f_{rg} = 19,000$ kg/cm²
 BAJA RELAJACIÓN SI

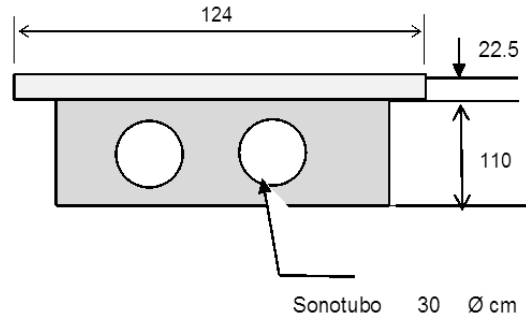
TENSAR ACERO (1.3 ϕ) A

0.74 $f_{SR} = 14,060$ kg/cm²
 Fuerza = 333,053 kg
 ϕ de toron **T13**
 Area = **0.987** cm²

LOSA

CONCRETO $f'_c = 300$ kg/cm²
 ACERO $f_y = 4200$ kg/cm²

CARGAS	Peso propio	2.14 ton/m
	Losa	0.80 ton/m
	Relleno	4.96 ton/m
	Intalaciones y sobrecargas	0.24 ton/m
	Suma de Carga Muerta	8.15 ton/m
	Carga Viva Tributaria	1.86 ton/m



PROPIEDADES GEOMÉTRICAS

SECCIÓN SIMPLE	SECCIÓN COMPUESTA	LOSA
H = 1.10 m	H = 1.3250 m	PERALTE = 22.5 cm
$I_x = 0.10347$ m ⁴	$I_x = 0.19248$ m ⁴	Ancho Patín Losa = 124 cm
A = 0.8926 m ²	A = 1.1509 m ²	Trabe
$Y_i = 0.5500$ m	$Y_i = 0.6987$ m	Ancho alma = 94 cm
a = 0.1000 m	a = 0.1000 m	Ancho Patín Inf. = 94 cm

HUMEDAD RELATIVA PROMEDIO ANUAL

HR = 50 %

MÓDULO DE ELASTICIDAD DEL ACERO DE REFUERZO

$E_s = 2,100,000$ kg/cm²

MÓDULO DE ELASTICIDAD DEL CONCRETO

$E_c = 261,916$ kg/cm²

ESF. ACERO DE REF. LONG.

0.60 $f_y = 2,520$ kg/cm²

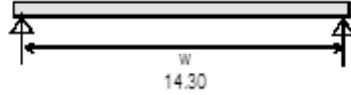
ESF. ACERO DE REF. VERT.

$f_y = 4,200$ kg/cm²

PÉRDIDAS DE TENSION	
INICIALES	FINALES
4.75%	11.51%

PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO DE LA ESTACIÓN 20 DE NOVIEMBRE, DEL PROYECTO LÍNEA 12 DEL METRO

TABLETA TB-1
 SECCION: 0.00 m
 COMBINACION: (CM+CV)



CARGAS		Momentos	
Peso propio	2.14 ton/m	0.00	ton-m
Losa	0.80 ton/m	0.00	ton-m
Relleno	4.96 ton/m	0.00	ton-m
Ins y sobrecargas	0.24 ton/m	0.00	ton-m
Carga Viva tributaria	1.86 ton/m	0.00	ton-m

% DE ESFUERZOS PERMISIBLES =	12.82%	fc tensado =	280 kg/cm ²	Pérdidas		p* = 0.000779535
		fc =	350 kg/cm ²	Iniciales	Diferidas	p = 0.000545729
		frg =	19000 kg/cm ²	4.75%	11.51%	f _s = 2,520 kg/cm ²

SECCION SIMPLE	SECCION COMPUESTA	POR RUPTURA	PRESFUERZO:	
			Y TORONES	CANTIDAD
H = 1.1000 m	H = 1.3250 mts.	As* = 10.86 cm ²	8	4
Ix = 0.1035 m ⁴	Ix = 0.1925 m ⁴	e losa = 22.50 cm	13	7
A = 0.8926 m ²	A = 1.1509 m ²	b equiv = 114.80 cm	18	0
Yi = 0.5500 m	Yi = 0.6987 m	d* = 121.32 cm	23	0
Ys = 0.5500 m	Ys = 0.6263 m	p* = 0.00078 s/u	28	0
Si = 0.1881 m ³	Si viga = 0.2755 m ³	fsu = 18642.7 kg/cm ²	33	0
Ss = 0.1881 m ³	Ss viga = 0.4796 m ³	eje neutro = 11.18 cm	38	0
Ycable = 11.182	Ss losa = 0.3073 m ³	Refuerzo: As = 7.80 cm ²	43	0
Fuerza de cable = 19.83 ton	Ys viga = 0.4013 m	d = 124.50 cm	Total =	11
		a = 7.98		

Elemento estructural				Esfuerzos en trabe ton/m2				Esfuerzos en losa ton/m2				Secc.
ETAPA	P (ton)	e (m)	M (ton-m)	Inferior	Inf. acum.	Superior	Sup. acum.	Inferior	Inf. acum.	Superior	Sup. acum.	
Po.Po Viga	0.00	0.00	0.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	S
Presfuerzo Incl. 10% Pérd.	18.89	0.44	0.00	65.2	65.2	-22.8	-22.8	0.0	0.0	0.0	0.0	I
Losa	0.00	0.00	0.00	0.0	65.2	0.0	-22.8	0.0	0.0	0.0	0.0	M
100% Pd.Dif.1a.	-1.34	0.59	0.00	-4.0	61.1	0.5	-22.4	0.5	0.5	1.4	1.4	P
Relleno+inst.	0.00	0.00	0.00	0.0	61.1	0.0	-22.4	0.0	0.5	0.0	1.4	C
Carga viva	0.00	0.00	0.00	0.0	61.1	0.0	-22.4	0.0	0.5	0.0	1.4	O
ESTADO FINAL EN kg / cm2				Inf. acum=	6.11	Sup. acum=	-2.24	Inf. acum=	0.05	Sup. acum	0.14	M
Esfuerzos admisibles	AL TENSADO kg/cm2		EN SERVICIO kg/cm2		OBSERVACIONES							
Compresión	168.00		157.50		BIEN							
Tensión: con/sin refzo.	-13.39	-14.07	-29.93									
REV POR RESIST.	Momento último		Momento resistente		OBSERVACIONES							
MOMENTO	0.00 ton-m		205.82 ton-m		BIEN MOMENTO ULTIMO							

Mp: 219.7

PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO DE LA ESTACIÓN 20 DE NOVIEMBRE, DEL PROYECTO LÍNEA 12 DEL METRO

	zona maciza	zona hueca	TABLETA TB-1								
DISEÑO POR CORTANTE DE TRABES PRETENSADAS											
x en metros	0.550	0.715	1.43	2.145	2.86	3.575	4.29	5.005	5.72	6.435	7.15
M _{CM} (t-m)	30.80	39.56	74.96	106.19	133.26	156.16	174.90	189.47	199.88	206.13	208.21
M _{CV} (t-m)	7.03	9.03	17.12	24.25	30.43	35.66	39.94	43.26	45.64	47.07	47.54
M _U (t-m)	56.75	72.89	138.11	195.65	245.53	287.73	322.25	349.11	368.29	379.80	383.63
V _{CM} (t)	53.76	52.42	46.59	40.77	34.94	29.12	23.30	17.47	11.65	5.82	0.00
V _{CV} (t)	12.28	11.97	10.64	9.31	7.98	6.65	5.32	3.99	2.66	1.33	0.00
V _U (t)	99.06	96.58	85.85	75.12	64.39	53.66	42.92	32.19	21.46	10.73	0.00
2.5FRbd(f*c ^{0.5})	387.07	140.00	140.00	140.00	140.00	140.00	140.00	140.00	140.00	140.00	140.00
V _U < 2.5FRbd(f*c ^{0.5})	OK.	OK.	OK.	OK.	OK.	OK.	OK.	OK.	OK.	OK.	OK.
(V _U *d/M _U) ó (V _U *dp/M _U)	2.15	1.63	0.76	0.47	0.32	0.23	0.16	0.11	0.07	0.03	0.00
(*) V _{CR1}	30.97	11.20	11.20	11.20	11.20	11.20	11.20	11.20	11.20	11.20	8.40
V _{CR} (min)	30.97	11.20	11.20	11.20	11.20	11.20	11.20	11.20	11.20	11.20	28.00
V _{CR} (max)	30.97	11.20	11.20	11.20	11.20	11.20	11.20	11.20	11.20	11.20	72.80
V _{CR} (rige)	30.97	11.20	11.20	11.20	11.20	11.20	11.20	11.20	11.20	11.20	28.00
Factor de red. por peralte	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80
V _{CR}	24.77	8.96	8.96	8.96	8.96	8.96	8.96	8.96	8.96	8.96	22.40
V _{SR} = V _U - V _{CR}	74.28	87.62	76.89	66.16	55.43	44.69	33.96	23.23	12.50	1.77	0.00
Av/S =	0.180	0.212	0.186	0.160	0.134	0.108	0.082	0.056	0.030	0.004	0.000
Av/S (min) =	0.112	0.041	0.041	0.041	0.041	0.041	0.041	0.041	0.041	0.041	0.041
Av/S (Rige) =	0.180	0.212	0.186	0.160	0.134	0.108	0.082	0.056	0.041	0.041	0.041
Est #	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
# ramas	4	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
Av (cm ²)	2.85	2.14	2.14	2.14	2.14	2.14	2.14	2.14	2.14	2.14	2.14
S cal (cm)	15.9	10.1	11.5	13.4	15.9	19.8	26.0	38.0	52.6	52.6	52.6
1.5FRbd(f*c ^{0.5})	232.24	84.00	84.00	84.00	84.00	84.00	84.00	84.00	84.00	84.00	84.00
S max (cm)	61.5	30.8	30.8	61.5	61.5	61.5	61.5	61.5	61.5	61.5	99.4
S rige (cm)	15.9	10.1	11.5	13.4	15.9	19.8	26.0	38.0	52.6	52.6	52.6
	enduc	enduc	enduc	enduc	enduc	enduc	enduc	enduc	enduc	enduc	enduc

zona maciza zona hueca L/h = 10.8 > 5

W_{cm} = 8.15 t/m

FC_{CM} = 1.5

W_{cv} = 1.86 t/m

FC_{CV} = 1.5

L = 14.30 m

FR = 0.8

f_c = 350 kg/cm²

f_y = 4,200 kg/cm²

f_c' = 280 kg/cm²

b = 34 cm (descontando los huecos)

d = 123.0 cm > 0.8 h = 106 cm o.k.

dp = 123.0 cm (presfuerzo)

h = 132.5 cm h tableta = 110 cm

bt = 94.0 cm (ancho total)

- 1) LA SEPARACIÓN MÁXIMA DE ESTRIBOS NO SERA MAYOR A 50 cm (TEMPERATURA)
- 2) EN ZONA DE ENDUCTADOS LA SEPARACIÓN DE ESTRIBOS SE PROLONGARÁ HASTA UNA DISTANCIA ADICIONAL IGUAL A 50 VECES EL DIÁMETRO DEL TORÓN (*) Para el cálculo del cortante resistente del concreto (V_{CR1}), se utilizaron las expresiones correspondientes a vigas sin presfuerzo en la zona de enductado de torones y las expresiones correspondientes a miembros de concreto presfuerzo en zona de torones adheridos. Lo anterior de acuerdo al inciso b) del punto 2.5.1.4 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto. El área de acero de refuerzo (A_s) = 0, ya que se consideró para diseño un elemento totalmente presfuerzo.

Cálculo de la separación máxima de estribos en la zona maciza debido al 4% de la fuerza de presfuerzo en esa zona

f_y = 1400 kg/cm²

f presf = 14,060 kg/cm² = 0.74 f_{sr}

torones = 11 tar)

A / torón = 0.987 cm²

A total = 10.86 cm²

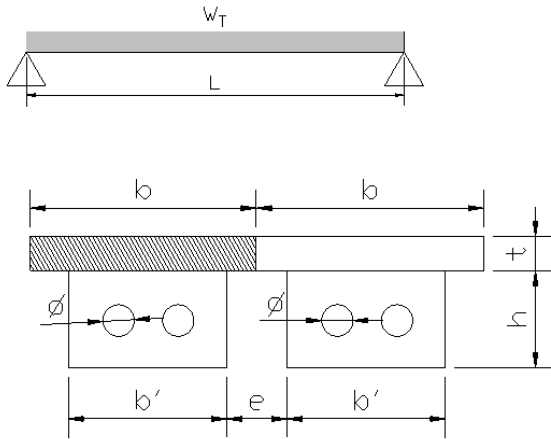
P presf = 153 t

V_{act} = 6.1 t = 0.04 P presf entonces considerando estribos # 3 en 4 ramas: S = 80.4 cm

Nota importante: La separación de estribos mostrada corresponde a la separación a partir de dicha sección hacia la siguiente

REVISIÓN POR VIBRACIÓN DE TABLETAS TIPO TB-1

DATOS



L = 14.3 m

Carga muerta

Wfirme = 0.54 ton/m2	Wfirme = 0.67 ton/ml
Wrelleno = 4.004 ton/m2	Wrell = 4.964 ton/ml
W en/calles = 0.36 ton/m2	W en/calles = 0.126 ton/ml
Wscar(10 cm) = 0.19 ton/m2	Wscar = 0.236 ton/ml
Winst = 0.015 ton/m2	Winst = 0.019 ton/ml
	Wpp = 2.142 ton/ml

Carga viva

Wcv = 1.5 ton/m2

W _{CM} = 8.156 ton/ml
W _{cv} = 1.86 ton/ml
W _T = 10.02 ton/ml

f'c firme = 300 kg/cm2

f'c tablet = 350 kg/cm2

b' = 0.94 m

e = 0.3 m

b = 1.24 m

h = 1.10 m

t = 0.225 m

phi = 0.3 m

Relleno = 3.68 m hasta nivel inferior de tableta

DESARROLLO*

PROPIEDADES DE LA TABLETA

E tab = 2619160.17 ton/m2

A tab = 0.893 m2

yt = 0.55 m

I tab = 0.103 m4

n = relacion modular = 1.08

PROPIEDADES DEL FIRME (TRANSFORMADO)

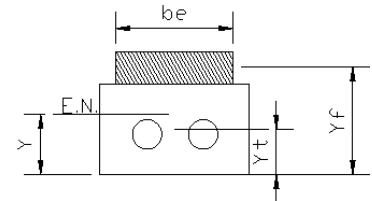
E firme = 2424871 ton/m2

be = 1.148 m

A firme = 0.258 m2

yf = 1.21 m

I firme = 0.001 m4



Sección transformada
Propiedades de la sección transformada

Y = 0.699 m

I_t = 0.192 m4

El peso por metro lineal sobre la tableta sera: W_t = 10.02 ton/ml

la deflexion es $\Delta = \frac{5w_t L^4}{384E_{tab} I_t} = 0.011$ m donde g = 9.81 m/s2

la frecuencia de la viga será: $f = 0.18 \sqrt{\frac{g}{\Delta}} = 5.42$ Hz y el periodo sera T = 1/f = 0.184 seg

El peso soportado por la viga será: W = w_tL = 143.2 ton

de la tabla 4.1 tenemos:

aplicando la ecuación :

opciones de revisión

Oficinas, residencias e iglesias	1
centros comerciales	2
pasarelas en interior	3
pasarelas en exterior	4

beta = 0.010
Po = 0.042 ton

$\frac{a_p}{g} = \frac{P_o \exp(-0.35f)}{\beta W} = 0.44$ %

de la figura 2.1 tenemos:

a_o/g (%) = 6 %

relación $\frac{a_p/g}{a_o/g} = 0.07 < 1.1$

o.k.

* Referencia: "floor vibration due human activity" steel design guide series AISC

2.3. Materiales de construcción

A continuación se enlistan los materiales especificados para la construcción de la estación “20 de Noviembre”.

- **Acero Estructural**

- Perfiles laminados y placas de acero

1. Los perfiles laminados y placas de acero que se usará, deberán ser de acero A-572 con esfuerzo de fluencia de $F_y=3,515\text{kg/cm}^2$, $F_u=4,570\text{kg/cm}^2$ y módulo de elasticidad $E_s=2,100,000\text{kg/cm}^2$.
2. Los perfiles tubulares para uso de troqueles que se empleará deberán ser de acero A-53 grado B con esfuerzo de fluencia de $F_y=2,463\text{kg/cm}^2$, $F_u=4,220\text{kg/cm}^2$ y módulo de elasticidad $E_s=2,100,000\text{kg/cm}^2$.

- Anclas

1. Las anclas usadas en las conexiones serán de acero A-36, con esfuerzo de fluencia de $F_y=2,530\text{kg/cm}^2$ y módulo de elasticidad $E_s=2,100,000\text{kg/cm}^2$.
2. Las anclas usadas en las conexiones también podrán ser de acero A-325, con esfuerzo a la tensión de $F_t=6,330\text{kg/cm}^2$ y módulo de elasticidad $E_s=2,100,000\text{kg/cm}^2$.

- Soldadura

1. En perfiles estructurales y placas de acero se usarán electrodos de la serie E-70XX*.
2. En perfiles doblados en frío se emplearán electrodos E-6012 para calibres de lámina de 14, 10 y 12; para espesores mayores se usará electrodo E-6010. Los electrodos cumplirán las especificaciones del ASTM A-233*.

**NOTA: Todas las soldaduras seguirán las especificaciones del American Welding Society Structural Welding Code, AWS D1.1.*

- **Acero de refuerzo**

El acero de refuerzo para estructuras de concreto reforzado será grado 60, de calidad ASTM A-615, con esfuerzo de fluencia $f_y=4,200\text{ kg/cm}^2$ y $E_s=2,100,000\text{kg/cm}^2$.

- **Acero de presfuerzo**

El acero de presfuerzo para estructuras de concreto presforzado será grado 190, de calidad ASTM A-416, con resistencia a la ruptura $f_r=18,900\text{ kg/cm}^2$ y $E_s=1,980,000\text{kg/cm}^2$.

- **Concreto**

El concreto que se usará para elementos estructurales será clase 1, mientras que el concreto para lastres y plantillas será clase 2; ambos tipos de concreto deben cumplir con las recomendaciones y parámetros de resistencia, peso volumétrico y módulo de elasticidad establecido por las disposiciones de las NTC-Concreto del RCDF-04.

La resistencia del concreto para los elementos estructurales será la siguiente:

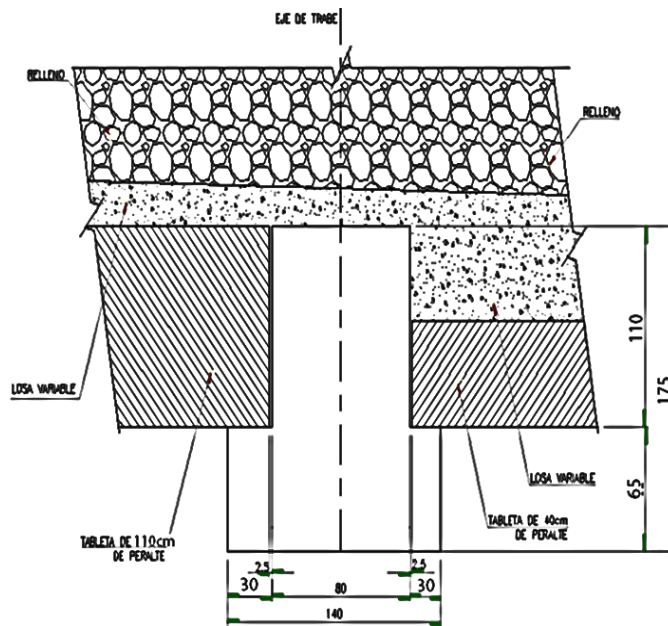
Muros Milán	$f'_c=300 \text{ kg/cm}^2$
Muros estructurales, trabes, contratrabes y losas	$f'_c=300 \text{ kg/cm}^2$
Tabletas pretensadas	$f'_c=350 \text{ kg/cm}^2$
Brocales	$f'_c=200 \text{ kg/cm}^2$
Plantillas y lastres	$f'_c=100 \text{ kg/cm}^2$

Para los concretos elaborados “in situ” que forman parte integral de la estructura del cajón de la estación, la relación agua–cemento no deberá ser mayor de 0.45.

En todos los casos el cemento empleado para la elaboración del concreto deberá ser Cemento Portland Puzolánico.

III. PROCEDIMIENTO DE SUB-EXCAVACIÓN SIN BANDEOS: EXCAVACIÓN A CIELO ABIERTO A NIVEL LOSA TAPA

Para el proyecto de la estación 20 de Noviembre, del Sistema de Transporte Colectivo Metro Línea 12, el sistema estructural de losa tapa se compone por traveses portantes para apoyar las tabletas, relleno, pavimento y carga vehicular. La trabe portante será de forma rectangular de diferentes secciones, según las cargas y el claro de la trabe. Estas a su vez tendrán 1 ménsula en cada costado con secciones en la mayoría de los casos de 30 cm x 65 cm, y con secciones que rigieron por las condiciones arquitectónicas del proyecto. La trabe portante sirve de apoyo a las tabletas pre esfordzadas en el nivel de cubierta. Un esquema detallado se muestra en la figura 3.1



GEOMETRÍA DE TRABE DE CUBIERTA

Figura 3.1 geometría de la cubierta de losa tapa

Con el fin constructivo para la Estación 20 de Noviembre se construirá por medio de un sistema de sub-excavación que consiste en una construcción descendente o “Top-Down”, en la cual la primera etapa comprende el desplante de los muros Milán, tanto interiores como perimetrales. Para la construcción de la losa tapa, a partir de la cual se inicia el proceso de sub-excavación, se ejecuta la excavación del suelo hasta alcanzar el nivel en el cual se colocarán las vigas-traveses portantes que servirán de apoyo de las vigas pretensadas prefabricadas de la losa tapa; luego se continúa con la excavación del suelo hasta llegar al nivel de desplante de la losas mezzanine y de fondo, las cuales serán coladas contra el terreno. Entre las losas tapa y de mezzanine se dejaron unas aberturas (ventanas) para retirar el material excavado. Dichas ventanas serán cerradas una vez se termine la construcción de la losa de fondo y de las plataformas para los andenes.

En el segundo caso, el procedimiento constructivo llamado “sistema mixto” consiste en la ejecución de una primera excavación a cielo abierto, con niveles de troquelamiento, hasta el nivel de losa de mezzanine y una segunda excavación mediante el procedimiento “Top Down”.

La ejecución de la excavación a cielo abierto se realiza colocando tablestacado para contener la zona central, desde el cual se instalarán progresivamente troqueles en distintos niveles, hacia los muros exteriores, hasta que la excavación alcance el nivel inferior de la losa mezzanine; Después de eso, se colarán las losas de mezzanine y de cubierta en ambas franjas laterales. De igual forma, se procederá para la ejecución de la excavación y colado de las losas mezzanine y de cubierta en la zona central.

Finalmente, se continúa con la excavación bajo la losa mezzanine hasta alcanzar el nivel final de excavación y colar la losa de fondo, empleando el procedimiento denominado “Top Down” para esta última fase de excavación.

Con ambos sistemas constructivos se garantiza el confinamiento de las cimentaciones de las estructuras aledañas.

3.1. Condiciones estratigráficas y de desplante de la estructura

De acuerdo con los sondeos exploratorios realizados en la zona donde se construirá la estación, sondeos correspondientes a la campaña de exploración preliminar y los sondeos de la campaña complementaria, se identificó una capa de material heterogéneo de baja humedad compuesta por arcilla arenosa con gravas y residuos de construcción presentes hasta una profundidad de 1,50 m, subyacente por una capa de arcilla de baja plasticidad con lentes de arena fina compacta desde una profundidad de 1,50 m hasta 8,50 m. Posteriormente, de 8,50 m a 11,50 m se encuentra una capa de arcilla de alta plasticidad y humedades altas, cuyo espesor se reduce gradualmente hasta desaparecer en el tramo comprendido entre las estaciones 20 de Noviembre e Insurgentes Sur. Hasta una profundidad de 17 m se observa una capa de arcilla arenosa de consistencia dura y baja plasticidad. Finalmente, entre los 17 m y 40 m se identificó una capa de arena arcillosa muy compacta con gravas de humedades bajas que corresponde a los depósitos de Las Lomas. Tal y como se muestra en la Tabla 2.3 del capítulo II.

En cuanto a las condiciones hidráulicas del sitio, el nivel de aguas freáticas (NAF) se detectó a la profundidad de 7.70 m; teniendo en cuenta lo anterior, y en concordancia con la estratigrafía típica en la zona de transición alta, se considera un manto de agua colgado. Por lo que la estación piezométrica más próxima al sitio reportó que la presión de poro se mantiene condiciones estables con un abatimiento nulo.

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 3.00 cm. a largo plazo.

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 de mezzanine 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. Tal como se muestra en el **Anexo 1 Condiciones estratigráficas y propiedades del subsuelo**.

3.2. 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.

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 17.00 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.

3.3. Aspectos geotécnicos considerados

Para definir la estabilidad de la excavación y su correspondiente procedimiento constructivo, que permitan un adecuado comportamiento durante la apertura y construcción de la estación, se revisó el estado límite de falla de acuerdo a las condiciones que estarán impuestas durante la obra considerando las propiedades del subsuelo del sitio, de acuerdo a lo siguiente:

- Estratigrafía y propiedades
- Estado de esfuerzos en el subsuelo y piezometría
- Cargas
- Estación
- Muro Milán
- Procedimiento constructivo

3.4. Estratigrafía y propiedades

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. Los sondeos representativos que fungieron como base para la determinación de la estratigrafía y caracterización del subsuelo del sitio corresponden al SM-07 y SM-08 de la campaña de 2008. Para lo cual la estratigrafía se presentó en la Tabla 2.3.

Propiedades de resistencia

Las propiedades de resistencia se obtuvieron a partir de las pruebas triaxiales ejecutadas en muestras seleccionadas de los sondeos SM-07 Y SM-08, Los parámetros de resistencia al corte (c y Φ) en condiciones no consolidadas no drenadas, consolidadas no drenadas y consolidadas drenadas se podrán determinar directamente del ensaye triaxial. Para el caso de condiciones no consolidadas no drenadas y consolidadas drenadas, los parámetros se podrán obtener del ensaye de corte directo. Se podrá obtener información de parámetros de resistencia al corte no drenada (UU) de ensayos en campo de cono y veleta. Así mismo, este parámetro podrá determinarse de pruebas de compresión, inconfínada, penetrómetro de bolsillo y torcómetro.

3.5. Estado de esfuerzos en el subsuelo y piezometria

Las condiciones hidráulicas del sitio se obtuvieron a partir de la estación piezométrica más cercana, que corresponde a la estación EPZ-2, instalada en 2008 de la cual se reportan sus últimas lecturas piezométricas, tales lecturas en los pozos de observación y piezómetros ubicados hasta una profundidad de 7,50 m indican un nivel freático que alcanza profundidades entre 2,0 m y 6,0 m. En contraste, los piezómetros ubicados entre 15,50 m y 20 m no indican la presencia de agua en forma consistente. Teniendo en cuenta lo anterior, y en concordancia con la estratigrafía típica en la zona de transición alta; se considera un manto de agua colgado ubicado en la parte superior del depósito entre 2,0 m y 11 m de profundidad.

La estimación del hundimiento regional se realizó en función de las condiciones piezométricas indicadas lo que arrojó como resultado que el hundimiento a largo plazo en la zona de la estación es de 3 cm, dicho hundimiento se llevara a cabo en un periodo del orden de 30 años con una velocidad de hundimiento de 0.1 cm/año, cabe aclarar que dicho hundimiento se asocia a cambios piezometricos y al reacomodo de las partículas del detrito superficial susceptible a presentar el fenómeno de la tubificación a largo plazo. Por tal motivo no se desarrollaran fricciones negativas en las caras externas del Muro Milán no siendo necesaria la colocación del sistema antifricción.

3.6. Cargas

El peso de la estación se obtuvo a partir de la información proporcionada por el área de estructuras, la cual se muestra en la Tabla 3.1

Concepto	Peso(ton)
Peso de tabletas, relleno y firme	23423.19
Trabes portantes (losa tapa)	1284.73
Trabes de acostillamiento (losa tapa)	427.74
Muros milan	28734.4
Columnas	554
Muros de acompañamiento	2036.7
Muros estructurales (mezzanine)	939.15
Muros de mamaposteria (mezzanine)	122.74
Losa, trabes portantes y trabes de acostillamiento(mezzanine)	3284.8
Losa de anden	2681.54
Muros no estructurales(losa de fondo)	272.74
Plantilla	1108.58
Losa de cimentacion y contratabes	13730.72
Escaleras	1072.82
Total	79673.85

Tabla 3.1 cargas en la estación 20 de nov.

3.7. Estación

Para el análisis de la estación se consideraron los siguientes aspectos:

- 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 mecanismo de falla analizado para materiales arcillosos y limosos se desarrolla como una superficie de falla que pasa debajo del muro y hacia el interior de la excavación como consecuencia de una falla de capacidad de soporte debida a la descarga del suelo en el fondo de excavación.

Los factores de seguridad mínimos establecidos por el Manual de Diseño Geotécnico en el numeral 2.4.2 son mayores o iguales a 1.7 para excavaciones cercanas a edificios susceptibles de sufrir daños por asentamientos, en una distancia igual al ancho de la excavación. Para otros casos, se establece un Factor de seguridad mínimo 6 1.5. En caso de no satisfacerse los límites establecidos, será necesario limitar la longitud de avance de la excavación o aumentar la profundidad del muro Milán. En el caso de materiales no cohesivos, la falla de fondo se genera como un proceso de tubificación debida a un gradiente hidráulico mayor al gradiente crítico del material del fondo de la excavación.

- Falla por flotación

Para la revisión de la estabilidad de flotación se considera lo siguiente:

- Se analizara la fuerza de flotación hasta el nivel del NAF, suponiendo que las condiciones piezometricas en la zona de la estación se restablezcan.
- Se tendrá que revisar que la fuerza de flotación es menor que la suma del peso total de la estructura más el efecto de la fricción negativa afectada por un factor de reducción.

- Falla por sub-presión

Dentro de los análisis que se efectúen para muros de contención es necesario revisar este criterio el cual se puede presentar cuando se tenga en el fondo de la excavación un estrato permeable subyaciendo un estrato de arcilla. El factor de seguridad mínimo para éste tipo de análisis de acuerdo con lo establecido en el Manual de Diseño Geotécnico editado por la Comisión de Vialidad y Transporte Urbano (COVITUR) será de 1.3; en caso tal que no se logre obtener dicho valor se deberá pensar en la posibilidad de abatir el nivel freático, para de esta manera reducir las fuerzas de filtración, teniendo presente las consideraciones particulares que esta actividad implicaría.

3.8. Muro milán

El muro Milán es una estructura de concreto armado, colado en sitio (in situ). Sirve principalmente como apoyo a las cimentaciones o para contener cortes verticales en excavaciones. Sus aplicaciones en las construcciones civiles son muchas, y entre ellas podemos mencionar obras subterráneas y túneles urbanos (Metro), sótanos y cajones de cimentación de edificios, estacionamientos subterráneos, muelles, presas, silos, canales de gran sección y cárcamos de bombeo de gran capacidad.

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. En el **Anexo 2 Procedimiento constructivo del Muro Milan** se detalla lo anterior mente dicho. En la Figura 3.2 se muestra la cimentación a base de muro Milán y para las cuales se tienen que analizar los siguientes parámetros:

- Condiciones de arriostamiento
- Empujes activos
- Empujes redistribuidos
- Empujes pasivos
- Longitud requerida de la pata
- Módulos de reacción laterales
- Capacidad de carga de punta
- Diseño de lodo bentonítico
- Diseño de lodo fraguante
- Análisis de la estabilidad de la zanja crítica

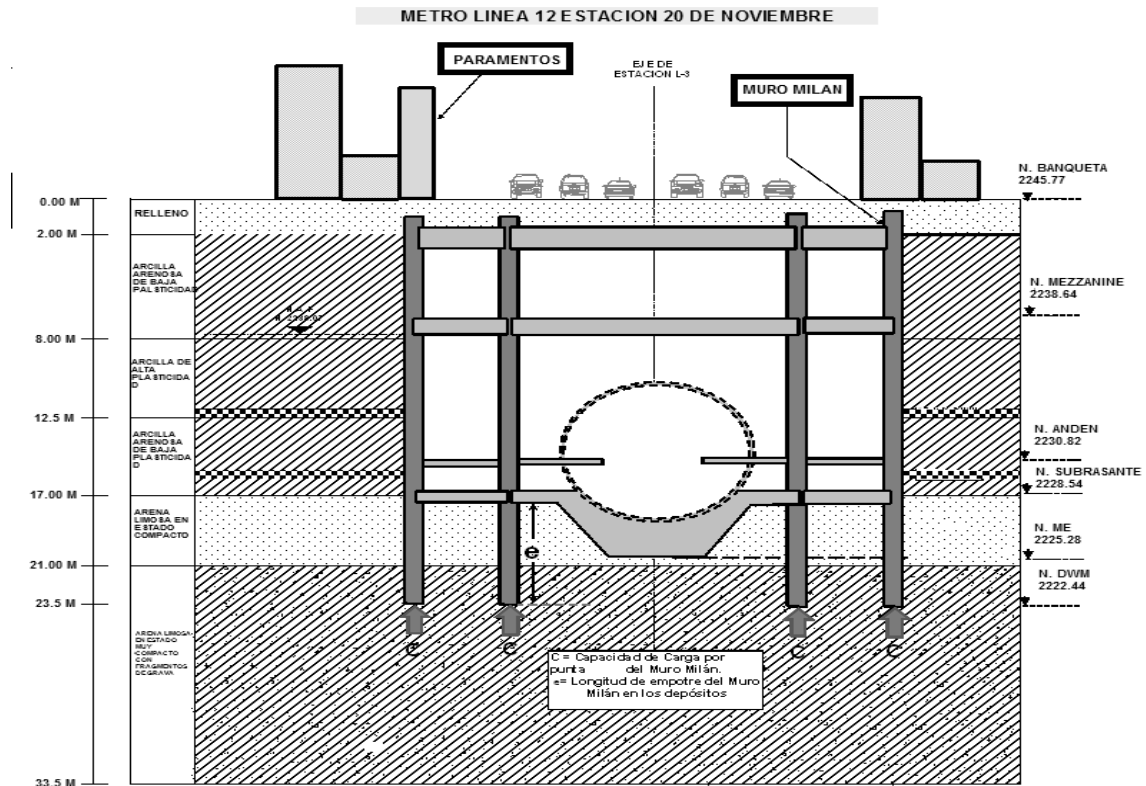


Figura 3.2 Cimentación adoptada en la estación 20 de Noviembre a base de Muro Milán

3.9. Procedimiento constructivo

Antes de hablar del procedimiento constructivo se citaran algunos conceptos:

- **EXCAVACIÓN A CIELO ABIERTO:**

Las excavaciones poco profundas pueden hacerse sin sostener el material circunvecino y dejando simplemente taludes adecuados, siempre que exista el espacio suficiente para ello. La inclinación de los taludes es función del tipo de suelo o roca, de la homogeneidad de las capas y su competencia, del flujo de agua, de las vibraciones, de las condiciones climáticas, de la profundidad de la excavación y del tiempo que esta vaya a permanecer abierta. El talud máximo que un suelo puede presentar depende de la resistencia al esfuerzo cortante del mismo. Si existe arcilla blanda abajo del nivel de la base de la excavación, es necesario tomar las precauciones necesarias para evitar el bufamamiento del fondo. Las arcillas duras desarrollan comúnmente grietas cerca de la superficie del terreno, las cuales, si se llenan de agua, pueden ocasionar fallas en los taludes, debido a

que la presión hidrostática reduce el factor de seguridad de los mismos. Para ello se tienen que revisar los siguientes parámetros:

- Análisis de expansiones elásticas
- Estabilidad de taludes de excavación
- Empujes sobre Muro Milán
- Cálculo de la longitud en avances laterales

• **SUB-EXCAVACIÓN:**

El término subexcavación se refiere esencialmente al proceso que consiste en extraer ordenadamente pequeños volúmenes de suelo para hacer descender de manera lenta y controlada la excavación de los niveles inferiores de la futura estación, mediante la extracción de suelo en los estratos más compresibles debajo de ellas. Para ello se hacen los siguientes análisis:

- Análisis de expansiones elásticas
- Estabilidad de taludes de excavación
- Determinación de la magnitud de contra-flechas por recompresión

El entorno urbano donde se construirán las estaciones profundas es complejo, para ello se ha optado por el empleo del sistema “Top–Down” (sub excavación) para la construcción de la estación 20 de Noviembre, el cual consiste en la excavación y construcción a cielo abierto en las franjas laterales de la estación hasta nivel de losa tapa empleando Muro Milán y troqueles con taludes de avance que cumplan con la relación 1 horizontal x 1 vertical con la calle parcialmente cerrada (ver figuras 3.3,3.4,3.5), continua la excavación y colado en una primera etapa hasta el nivel de losa de tapa; dejando espacios huecos bajo de la losa tapa para iniciar la excavación subterránea. Una vez terminada la losa de tapa se rellenan las excavaciones, se restituye la vialidad y se restablece el tráfico local, afectando lo menos posible el entorno urbano. Y se continúa con la excavación para llegar al nivel de la losa de mezzanine, de la cual se hablara más adelante en el tema 4.10.



a) Excavación de zanja para Muro Milán



b) Armado e izaje del Muro Milán

Figura 3.3. Proceso constructivo del Muro Milán



a) Preparación del terreno



b) Colocación de troqueles

Figura 3.4. Sistema de Troquelamiento



Figura 3.5. Preparación y colado de la losa tapa

IV. PROCEDIMIENTO COMBINADO SIN BANDEOS: EXCAVACIÓN A CIELO ABIERTO A NIVEL MEZZANINE

El sistema de piso de mezzanine es la parte de la estructura de la estación en donde se alojara el área de escaleras de acceso a la estación, taquillas, torniquetes, áreas de conexión a los andenes. La estructura constará de traveses portantes rectangulares con anchos y peraltes de acuerdo a los requisitos de sus diseños, y de losas macizas; por otra parte el sistema de piso en nivel andén también constara de losas macizas apoyadas en muros Milán y traveses de cimentación, el peralte será el que resulte de acuerdo al diseño para cumplir los requisitos de resistencia y de deformaciones permitidas.

Como parte de la estructura principal de la Estación, estarán las traveses que además de formar marcos con las columnas ó muros Milán, serán las encargadas de recibir las cargas de las losas con sus correspondientes cargas vivas que formarán parte de los sistemas de piso en nivel mezzanine.

4.1. Condiciones estratigráficas y de desplante de la estructura

Las condiciones estratigráficas de la estructura son las mismas para esta estructura tratadas en el apartado 3.1.

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 de mezzanine mediante la técnica de sub-excavación.

4.2 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 17.00 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.

4.3. Aspectos geotécnicos considerados

Para definir la estabilidad de la excavación y su correspondiente procedimiento constructivo, que permitan un adecuado comportamiento durante la apertura y construcción de la estación, se revisó el estado límite de falla de acuerdo a las condiciones que estarán impuestas durante la obra considerando las propiedades del subsuelo del sitio, de acuerdo a lo siguiente:

- Estratigrafía y propiedades
- Estado de esfuerzos en el subsuelo y piezometría
- Cargas
- Estación
- Muro Milán
- Procedimiento constructivo

4.4. Estratigrafía y propiedades

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. Los sondeos representativos que fungieron como base para la determinación de la estratigrafía y caracterización del subsuelo del sitio corresponden al SM-07 y SM-08 de la campaña de 2008 Para lo cual la estratigrafía se presentó en la Tabla 2.3.

4.5. Estado de esfuerzos en el subsuelo y piezometria

Las condiciones hidráulicas del sitio se obtuvieron a partir de la estación piezométrica más cercana, que corresponde a la estación EPZ-2, instalada en 2008 de la cual se reportan sus últimas lecturas piezométricas. Teniendo en cuenta lo anterior, y en concordancia con la estratigrafía típica en la zona de transición alta; se considera un manto de agua colgado ubicado en la parte superior del depósito entre 2,0 m y 11 m de profundidad.

La estimación del hundimiento regional se realizó en función de las condiciones piezométricas indicadas lo que arrojó como resultado que el hundimiento a largo plazo en la zona de la estación es de 3 cm, dicho hundimiento se llevara a cabo en un periodo del orden de 30 años con una velocidad de hundimiento de 0.1 cm/año, cabe aclarar que dicho hundimiento se asocia a cambios piezométricos y al reacomodo de las partículas del detrito superficial susceptible a presentar el fenómeno de la tubificación a largo plazo. Por tal motivo no se desarrollaran fricciones negativas en las caras externas del Muro Milán no siendo necesaria la colocación del sistema antifricción.

4.6. Cargas

El peso de la estación se obtuvo a partir de la información proporcionada por el área de estructuras, la cual se muestra en la Tabla 3.1 mostrada anteriormente.

4.7. Estación

Para el análisis de la estación se consideraron los siguientes aspectos:

- 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

Los factores de seguridad mínimos establecidos por el Manual de Diseño Geotécnico en el numeral 2.4.2 son mayores o iguales a 1.7 para excavaciones cercanas a edificios susceptibles de sufrir daños por asentamientos, en una distancia igual al ancho de la excavación. Para otros casos, se establece un Factor de seguridad mínimo 6 1.5. En caso de no satisfacerse los límites establecidos, será necesario limitar la longitud de avance de la excavación o aumentar la profundidad del muro Milán. En el caso de materiales no cohesivos, la falla de fondo se genera como un proceso de tubificación debida a un gradiente hidráulico mayor al gradiente crítico del material del fondo de la excavación.

- Falla por flotación

Para la revisión de la estabilidad de flotación se considera lo siguiente:

- Se analizara la fuerza de flotación hasta el nivel del NAF, suponiendo que las condiciones piezométricas en la zona de la estación se restablezcan.
- Se tendrá que revisar que la fuerza de flotación es menor que la suma del peso total de la estructura más el efecto de la fricción negativa afectada por un factor de reducción.

- Falla por sub-presión

Dentro de los análisis que se efectúen para muros de contención es necesario revisar este criterio el cual se puede presentar cuando se tenga en el fondo de la excavación un estrato permeable subyaciendo un estrato de arcilla. El factor de seguridad mínimo para éste tipo de análisis de acuerdo con lo establecido en el Manual de Diseño Geotécnico editado por la Comisión de Vialidad y Transporte Urbano (COVITUR) será de 1.3; en caso tal que no se logre obtener dicho valor se deberá pensar en la posibilidad de abatir el nivel freático, para de esta manera reducir las fuerzas de filtración, teniendo presente las consideraciones particulares que esta actividad implicaría.

4.8. Muro Milán

El sistema constructivo mencionado en el punto 3.8 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. En el **Anexo 2 Procedimiento constructivo del Muro Milán** se detalla lo anterior mente dicho.

4.9. Estructura de conexión

Para las conexiones entre Muros Milán se utilizan generalmente estructuras metálicas que constan de un cuerpo tubular de sección rectangular, de ancho igual al muro Milán, que sirve de respaldo y rigidizador a la parte de la junta que deja una huella en el concreto del tablero. Para el diseño de estas juntas se consideran los siguientes parámetros:

- Falla por extrusión.

Se evalúo el factor de seguridad contra la falla por extrusión a partir de los empujes actuantes contra los resistentes según la teoría de Rankine.

- Diseño del prisma de lodo fraguante.
- Estabilidad del prisma superior en la zona de contacto.

Se evalúo el factor de seguridad cumpliendo el equilibrio entre las fuerzas actuantes y las fuerzas resistentes.

- Análisis de estabilidad del prisma con la ventana abierta.

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

En el Anexo 2 inciso e) se muestra más a detalle el proceso de dichas juntas.

4.10. Procedimiento constructivo

Del procedimiento constructivo descrito en el tema 3.9, continua el proceso de excavación en forma subterránea hasta el nivel de Mezzanine (ver figura 4.1); se cuela la losa (ver figura 4.2) para posteriormente continuar la excavación en forma alternada hasta el nivel de losa de fondo (ver figura 4.3). Con este procedimiento se evita la utilización de troquelamiento de las estructuras durante la excavación; es un procedimiento rápido y limpio que hace más amigable la convivencia de la construcción con el contexto inmediato en la medida de lo posible.



Figura 4.1. Excavacion hasta nivel de Mezzanine



a) Armado y colado de losa mezzanine



b) Losa de mezzanine terminada

Figura 4.2.Etapas constructivas del nivel Mezzanine



a) Excavación de losa de fondo



b) Colado de losa de fondo

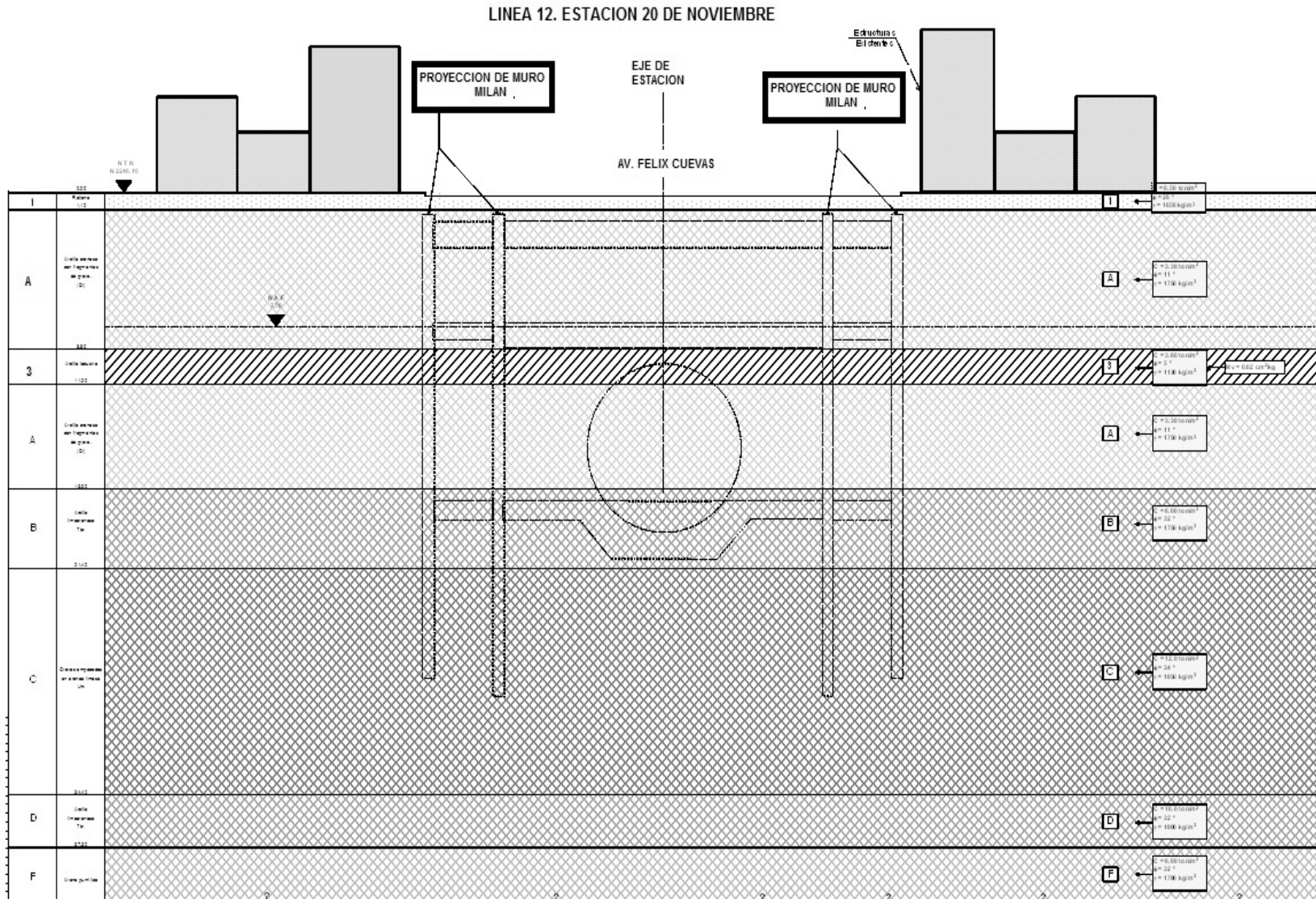
Figura 4.3.Etapas constructivas del nivel de Losa de Fondo

CONCLUSIONES

- La construcción de la Línea 12 “Línea Dorada” cuenta con una Longitud de 24,826 metros, está integrada por, 20 estaciones, 20 tramos, 3 pasarelas de correspondencia, 2 naves de depósito, 1 taller.
- . La construcción de la línea se realizara en dos etapas: la primera partiendo de Tláhuac a Atlalilco, iniciando el día 3 de Julio del 2008 y concluye el día 30 de abril del 2011. Para la segunda etapa se considera de Atlalilco a Mixcoac y termina el día 30 de abril del 2012.
- Se reducirá el tiempo de traslado de las personas de Tláhuac al Centro Histórico, de dos horas a 45 minutos; reduciéndose también el costo de transportación de \$13.00 a \$ 4.00 y además de poder movilizar diariamente la cantidad aproximada de 400 mil usuarios en días laborables.
- La construcción de la Línea 12”Línea Dorada” ha impuesto mejoras técnicas e innovaciones que optimizan recursos, costos y tiempo en la construcción del Metro.
- Una solución sustentable que genera valor en términos de los beneficios directos en el proyecto de construcción , así como a la población misma , con el empleo del concepto del Top-Down el cual tiene la ventaja de reducir importantemente las afectaciones a la vialidad y al entorno , así como de un túnel excavado con Escudo.
- La Estación 20 de Noviembre es una construcción enterrada tipo cajón rectangular. El sistema estructural se compone por muros Milán perimetrales, muros Milán interiores que definen los accesos a andenes (Losa de Fondo) y a mezzanine, las escaleras de acceso a la estación estarán ubicadas sobre Av. Félix Cuevas esquina con Av. Coyoacan. y serán rectangulares, en planta tendrá una longitud de 154.00 m. y un ancho variable comprendido entre los 24.20 y 37.75 m., este último, correspondiente a la zona de escaleras área de sub-estaciones.
- La Estación 20 de Noviembre se construirá por medio de un sistema de sub-excavación que consiste en una construcción descendente o “Top-Down” debido a que el entorno urbano donde se construirán las estaciones es complejo, y mediante el procedimiento constructivo llamado “sistema mixto” consiste en la ejecución de una primera excavación a cielo abierto, con niveles de troquelamiento, hasta el nivel de losa de mezzanine y una segunda excavación mediante el procedimiento “Top Down”.
- Para el caso de construcciones aledañas a los muros Milán que tengan como máximo 5 y 13 pisos de altura de la Unidad Habitacional Miguel Alemán, se requiere que el empotramiento de la estructura de contención sea de 2 y 3 metros respectivamente. Con lo anterior se garantizan factores de seguridad contra una posible inestabilidad

global de la excavación mayor a 1.70, lo cual está en concordancia con la normatividad vigente.

- En cuanto a los análisis de los empotramientos de los muros Milán establecidos a partir de los análisis realizados se puede decir que cumplen a satisfacción con los criterios de resistencia a nivel de mecanismos de rotura (falla global, falla de fondo, pateo y capacidad de carga) y deformabilidad (distorsión angular de edificaciones aledañas), de tal forma que la resistencia del suelo es mayor que las cargas de tierra y sobrecarga. De esta forma se establece que no ocurrirá una falla que emerja en el fondo de la excavación durante su proceso constructivo.
- La capacidad de carga de los muros Milán que tienen dos metros de empotramiento es de 230 toneladas por metro lineal (incluyendo los respectivos factores de resistencia y reducción), en tanto que las cargas mayoradas de la estación 20 de Noviembre que actúan sobre los muros Milán interiores (mas cargados que los muros Milán exteriores) son de 202 Ton/ml. Se concluye por lo tanto que por capacidad de carga los muros Milán deberán tener un empotramiento mínimo dos metros para tomar en forma segura las cargas aplicadas sobre este.
- De ser necesario, según el análisis estructural, se emplearán troqueles diagonales apoyados en la conexión losa mezzanine - muros Milán interiores, que darán soporte a los muros Milán exteriores en un nivel intermedio entre la losa mezzanine y la losa de fondo.
- El peso total estimado de la estación corresponde a 79673.85 ton.
- La estructura se resolverá bajo un sistema de una estructura de cajón con tres niveles de losa (losa tapa, losa mezzanine, losa de fondo) las cuales estarán apoyadas en los muros Milán perimetrales con sistemas de troquelamiento inferiores a nivel de losa de losa tapa y losa de mezzanine.
- 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.



Anexo 1 Condiciones estratigráficas y propiedades del subsuelo. LÍNEA 12 ESTACION 20 DE NOVIEMBRE

Anexo 2. Procedimiento constructivo del Muro Milán.

Proceso de construcción de muros Milán

La ejecución del muro colado in situ consta de las operaciones siguientes:

- a) Construcción de muro guía
- b) Excavación de tramo de zanja estabilizada con lodo
- c) Colocación de armaduras
- d) Juntas con tubos metálicos
- e) Vaciado del concreto con tubería tremie

A continuación se describen a detalle las operaciones antes mencionadas

a) Muros-guía (pre-trinchera) o brocales

Esta estructura tiene de 1 a 1.5 m de altura y un ancho ligeramente superior al del futuro muro y, por lo general es de concreto armado o acero. Tiene las siguientes funciones:

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

En la Figura A2.1 se presentan los detalles constructivos para el colado de brocales.

b) Excavación de tramos de zanja

Desde el inicio de la excavación debe inyectarse lodo para evitar la socavación de la boca de la trinchera. Al sacar la herramienta con suelo, debe evitarse la caída de detritus y dejar escurrir el lodo sobrante en la zanja. Otro aspecto importante durante la excavación de la trinchera es cuidar la verticalidad de la herramienta de excavación, evitando desviaciones o inclinaciones en la trinchera, garantizando la verticalidad del muro. No se debe dejar la trinchera totalmente excavada y estabilizada por mucho tiempo, no más de 24 hrs. antes de colar el muro.

Se utilizan diferentes equipos según los terrenos y las especificaciones: retroexcavadora, almeja con cable, almeja con kelly e hidrofresa. Los anchos varían de 0.50 m a 1.50 m pero los anchos usuales son de 0.60 a 0.80 m. Son comunes las profundidades de 35 m, un equipo kelly puede alcanzar los 65 m, y la hidrofresa 100 m. Se construyen generalmente paneles yuxtapuestos: primero de orden impar y luego de orden par. La dimensión de los paneles elementales varía de 2 a 20 m; comúnmente la longitud es de 5 a 6 m. Las formas más sencillas en trazado en planta son las mejores para la calidad del trabajo terminado.

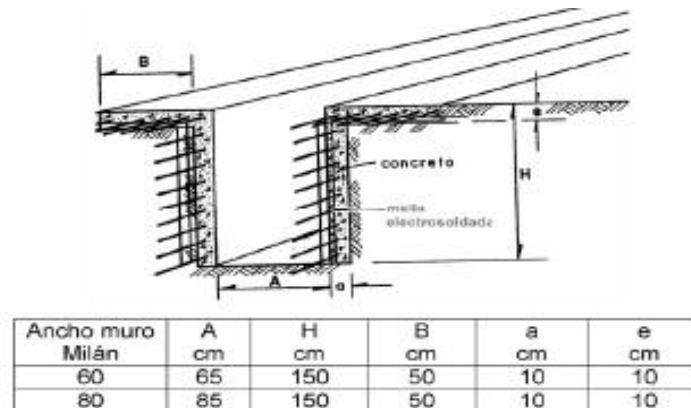


Figura A2.1. Colado de brocales

b.1) Selección del equipo

Dependiendo de la profundidad de las zanjas y de las características de los suelos se determina el equipo más adecuado para la excavación.

Retroexcavadoras: estos equipos son recomendables para zanjas de profundidad no mayor de 7 m, aunque existen máquinas de este tipo de mayor alcance. Presentan algunas ventajas con relación a otros equipos como su facilidad de movimiento, tránsito y posicionamiento, rapidez de operación y menor costo (Figura A2.2).

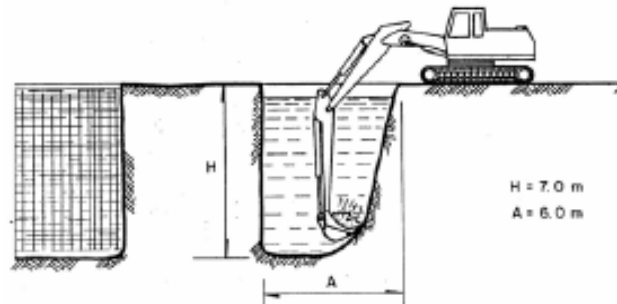


Figura A2.2. Excavación de zanjas con retroexcavadora.

Almejas libres auto-guiadas: Estos equipos fueron de los primeros que se desarrollaron con el objetivo específico de excavar zanjas profundas. Están integrados por dos quijadas operadas por medio de cables y un cuerpo metálico que le sirve de guía para mantener el alineamiento y la verticalidad durante la excavación; generalmente están montadas sobre dragas. Tienen la característica de que pueden alcanzar grandes profundidades ya que sólo dependen de la longitud de los cables que pueda manejar la grúa. El diseño racional de una excavación con almeja libre o auto-guiada debe tomar en consideración los siguientes aspectos:

- Tipo de suelos por excavar
- Peso de la almeja, abertura de las quijadas, posición y tipo de los dientes de ataque, empleo de cables adecuados
- Libre paso del fluido empleado para estabilizar las paredes de la excavación a través de la almeja
- Longitud del cuerpo guía para garantizar la verticalidad y mecanismo de descarga y limpieza de las quijadas

En la Figura A2.3 se muestra un esquema de una almeja libre auto-guiada. Para su operación se requiere de brocales que le sirvan de guía.

Almeja hidráulica guiada: Esta máquina consta de una almeja operada hidráulicamente fijada a una barra metálica deslizante llamada kelly que sirve de guía control de la verticalidad del sistema. Se recomienda para excavación de zanjas en suelos duros en donde el peso del Kelly, el de la almeja y la capacidad de corte que le proporciona el equipo hidráulico a las quijadas, incrementan su eficiencia y velocidad de ataque. Estos equipos van montados sobre dragas de 45 o más toneladas de capacidad y pueden alcanzar profundidades del orden de los 30 m (Figura A2.4).

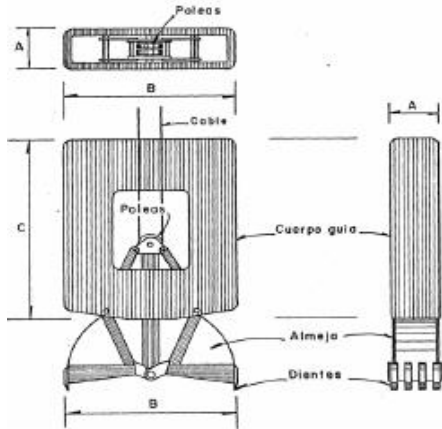


Figura A2.3. Almeja libre auto-guiada operada con cables

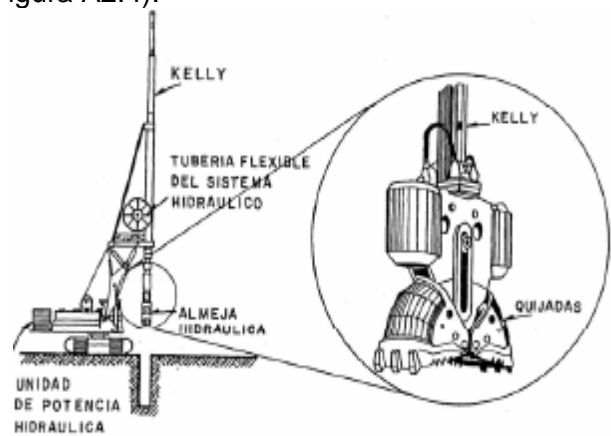


Figura A.2.4. Almeja hidráulica guiada

b.2) Esquema de un sistema de excavación

La excavación de un panel, por ejemplo de 6 m de longitud, se realiza como sigue: primero se excavan las porciones laterales y finalmente la central, con el propósito de lograr simetría y conservar la verticalidad. El tablero puede tener las siguientes características:

- Tablero independiente confinado por tubos junta, muros anterior y posterior no construidos.
- Tablero que liga, en ambos extremos hay muros construidos y tienen la edad mínima necesaria para soportar la maniobra de limpieza de sus juntas machihembradas.
- En uno de los extremos se tiene tubo junta y en el otro muro.

La manera más ordenada y eficiente de construir un muro Milán es como se indica en el esquema de la Figura A2.5. Consiste en una primera etapa de avance, la cual, se detiene cuando los muros iniciales alcanzan la edad mínima, en ese momento el equipo de excavación y colado retrocede para iniciar la segunda etapa de avance, que es la construcción de tableros intermedios.

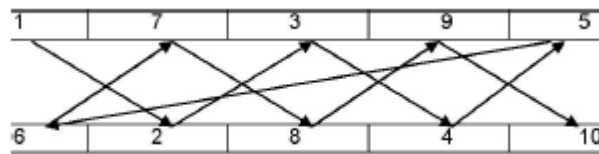


Figura A.2.5. Secuencia de avance de los muros Milán

c) Colocación de las armaduras

Los aceros especiales y verticales deben dejar entre sí un espacio libre de 10 a 15cm para el paso del concreto. Con la finalidad de garantizar una buena cobertura lateral, las armaduras deben tener un ancho inferior al de la pared en unos 10 cm. aproximadamente. Son necesarios centradores (rodillos o patines) y elementos de izado (asas, rigidizadores)

para manipular y posicionar la armadura. Una vez colocada la parrilla se debe amarrar al brocal por medio de unas orejas, para evitar su flotación durante el colado.

c.1) Maniobras de izaje

Esta maniobra es muy importante en el proceso de construcción de un muro Milán y debe realizarse tratando de evitar la deformación de la parrilla de acero. Debe contarse con un balancín como el que se muestra en la Figura A2.6a que sujete al armado en varios puntos a la vez. Con este aditamento, la parrilla será introducida en la zanja cuidando que no quede asentada en el fondo de ella, es decir, debe mantenerse suspendida en el nivel correcto. Para evitar el efecto de flotación del anclarse colocando barras transversales apoyadas en orejas de acero previamente colocadas en el brocal como se indica en la Figura A2.6b, que impidan el movimiento ascendente del armado.

c.2) Centrado del acero de refuerzo

Actualmente es muy generalizado el empleo de rodillos de concreto comúnmente llamados pollos fijos en ambos lechos del armado para centrarlo dentro de la excavación (Figura A2.7a). Esta técnica funciona adecuadamente cuando las paredes de la zanja son lo suficientemente resistentes para permitir que estos elementos giren sin hundirse. Para suelos muy blandos, no son recomendables, a menos que su longitud sea lo suficientemente grande para generar la capacidad de carga necesaria para no hundirse en la pared de la excavación. En caso contrario es recomendable el uso de centradores tubulares (patines) como los que se indican en la Figura A2.7b, hechos con perfiles PTR de 4" x 3". Se colocarán en la zanja apoyados en el brocal antes de proceder a instalar el armado y serán extraídos al momento de terminar el colado o antes si este se ha retrasado por algún imprevisto y ya se ha iniciado el fraguado del primer concreto vaciado. Terminada la excavación del primer tramo se introducen los tubos junta, de sección circular o trapecial, ligeramente inferior al ancho de la excavación

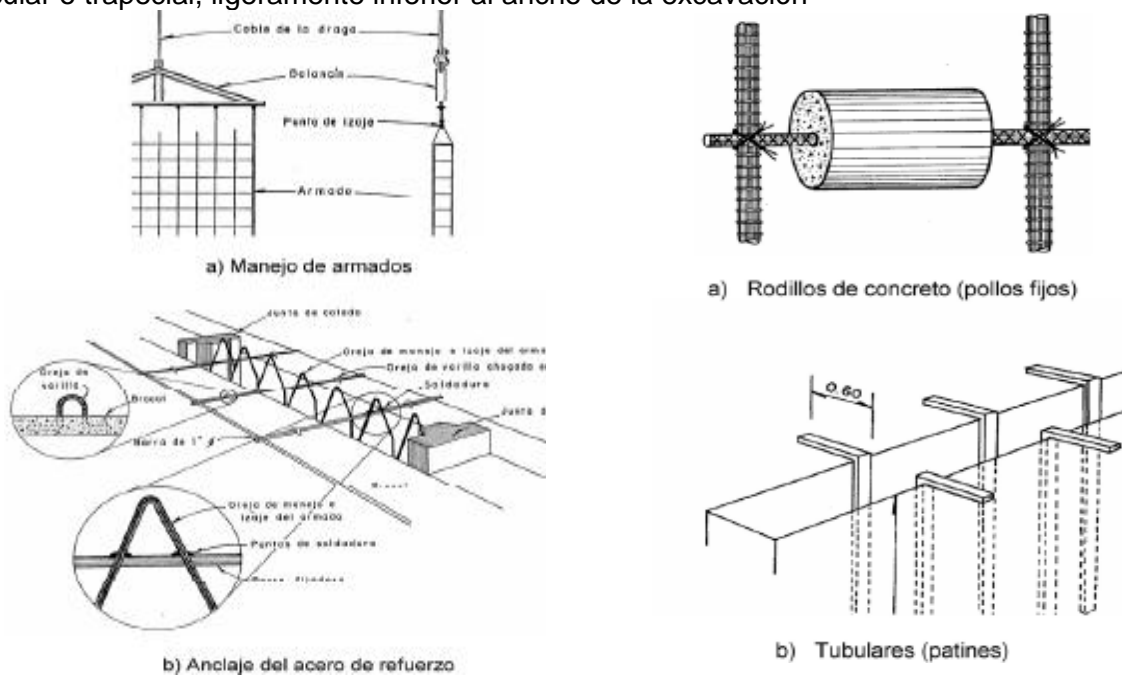


Figura A2.6. Detalle de la colocación de armaduras

Figura A2.7. Centradores

d) Vaciado del concreto (colado)

El concreto para un muro Milán no se vibra nunca. Se hace el colado con una tubería Tremie (columna de vaciado o trompa) bajo agua o lodo (Figura A2.8). La operación de vaciado no debe ser interrumpida: debe hacerse en una sola operación. El proceso se inicia con la introducción y armado de las líneas de tubería, de 8", 10" ó 12", según el ancho de la trinchera. El tubo debe llegar hasta 20 o 30 cm. arriba del fondo de la excavación, para vaciar la primera carga de concreto; antes de realizar el primer vaciado debe colocarse un tapón (pelota) en el interior del tubo para que sea empujado por el concreto, desaloje el lodo y sirva como seguro para evitar la penetración del lodo. A continuación se mencionan algunos puntos importantes de este procedimiento:

- El diámetro de la tubería debe ser entre 8" a 12" y su longitud de 3 m como máximo, Figura A2.9a. Debe ser lisa por dentro y por fuera para que el concreto fluya libremente y evitar que se atore con el armado.
- Las uniones entre los tramos deben ser herméticas; no se debe permitir que el lodo o agua penetre a través de ellas. Las cuerdas de cada tramo de tubería deben estar en perfecto estado para facilitar las maniobras de acoplado y desacoplado. Son recomendables las cuerdas de listón o trapezoidales. • Antes de iniciar el colado se coloca un tapón deslizante dentro de cada línea de colado que puede ser una pelota de vinilo, o de poliestireno, que impida la contaminación del concreto con el lodo o agua al inicio del colado (Fig. A2.9b).
- El extremo inferior de las líneas de colado debe permanecer ahogado en el concreto cuando menos 1.5 m.
- El concreto debe elaborarse con agregados de 19 mm como máximo y revenimiento de 18 ± 2 cm.
- El colado debe realizarse de manera continua evitando lapsos de espera prolongados que provoquen taponamientos en la tubería por el fraguado inicial del concreto.

e) Juntas

En la Figura A2.10 se observa un croquis de los elementos que comúnmente se emplean para moldear las juntas de los tableros del muro Milán, para lograr el machihembrado entre ellos. Son piezas generalmente metálicas que constan de un cuerpo tubular de sección rectangular, de ancho igual al muro Milán, que sirve de respaldo y rigidizador a la parte de la junta que deja una huella en el concreto del tablero. Esta parte es trapezoidal y en algunos casos tiene un pequeño canal para alojar una banda de PVC usada como sello entre tablero y tablero. Se aclara que estas juntas se emplean en tableros alternados. Se instalan inmediatamente después de terminar la excavación y antes de que se coloque el acero de refuerzo. Su extracción debe realizarse al concluir el colado; es importante determinar el momento en que es conveniente moverlas tomando en consideración el fraguado del concreto ya que pueden quedar atrapadas cuando el concreto se endurece o bien provocar que el concreto fluya hacia el hueco que deja la junta cuando se le levanta si aún no tiene la resistencia adecuada. Se recomienda obtener testigos de fraguado de cada olla que se vacíe y cuidar el tiempo en que presente su fraguado inicial. En este momento se podrá mover ligeramente la junta para despegarla, repitiendo esta operación hasta que el concreto tenga auto-soporte y sean retiradas las juntas.

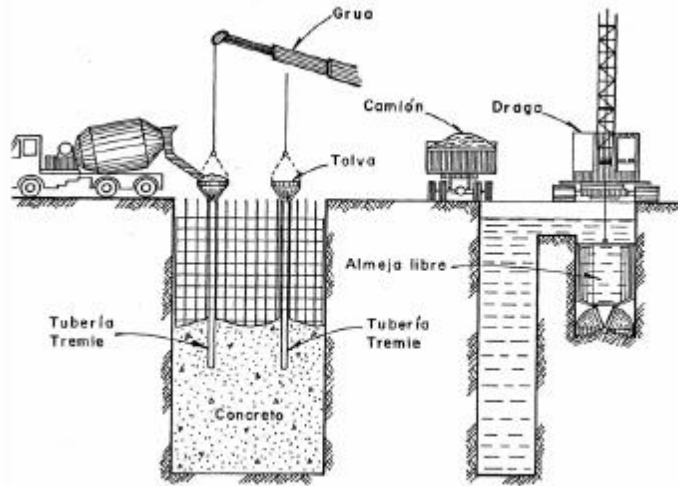


Figura A2.8. Secuencia de construcción de tableros para muros Milán

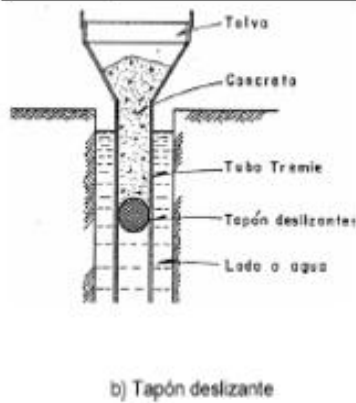
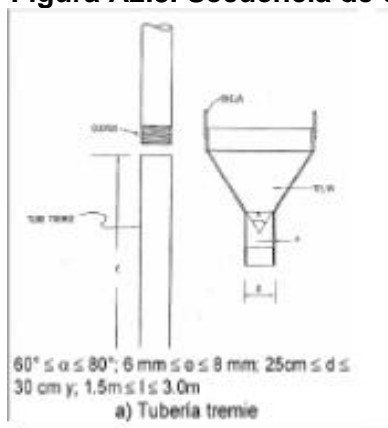


Figura A2.9 Detalles del colado

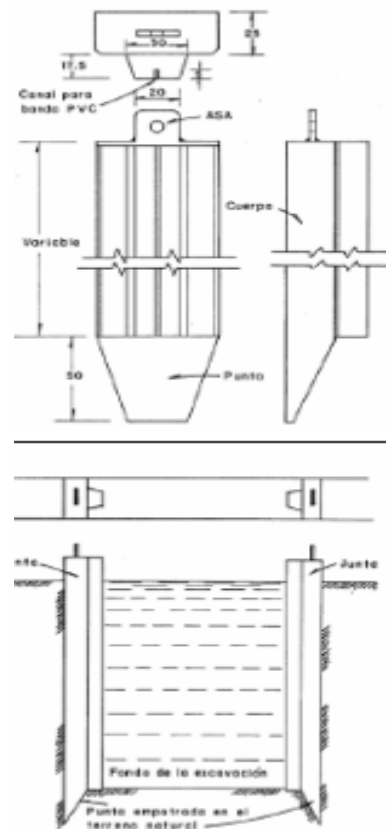


Figura A2.10 Junta de muros Milán

f) Controles

Durante las operaciones antes citadas, debe prestarse atención a los puntos siguientes:

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

BIBLIOGRAFIA Y REFERENCIAS

- ⊕ Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal – 2004 (RCDF-04).
- ⊕ Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (RCDF-NTCS-2004).
- ⊕ Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (RCDF-NTCC-2004).
- ⊕ Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones (RCDF-NTCG-04).
- ⊕ Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas (RCDF-NTCG-04).
- ⊕ Libro 2 de Proyecto, Parte 2.01 Obra Civil, Sección 2.01.04 Proyecto Estructural de los Libros de Proyecto. Comisión de Vialidad y Transporte Urbano del Distrito Federal (COVITUR, 1987).
- ⊕ Libro 2 Proyecto, Parte 2.01, Obra Civil, Sección 2.01.03, Mecánica de Suelos. Comisión de Vialidad y Transporte Urbano del Distrito Federal (COVITUR, 1987).
- ⊕ Libro 3, Construcción e Instalaciones, Parte 3.01, Obra Civil, Sección 3.01.04, Líneas Subterráneas en Túnel. Comisión de Vialidad y Transporte Urbano del Distrito Federal (COVITUR, 1987).
- ⊕ Manual de agua potable alcantarillado y saneamiento, “Geotecnia en Construcción Especializada”, Comisión Nacional del Agua Diciembre de 2007
- ⊕ Manual de Diseño Geotécnico. Volumen 1. Comisión de Vialidad y Transporte Urbano del Distrito Federal (COVITUR, 1987).
- ⊕ Manual de Diseño Geotécnico, Volumen 2, Diseño del Metro En Túnel, Comisión de Vialidad y Transporte Urbano del Distrito Federal (COVITUR, 1987).
- ⊕ Manual de Construcción en Acero, IMCA, 1987.
- ⊕ Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-08) and Commentary (ACI 318R-08) American Concrete Institute, 2008.
- ⊕ Structural Welding Code-Steel, D1.1-92, American Welding Standard (AWS), 2009.
- ⊕ American Society for Testing and Materials Book Standards, Section 04, Construction, ASTM, 2009.