

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.

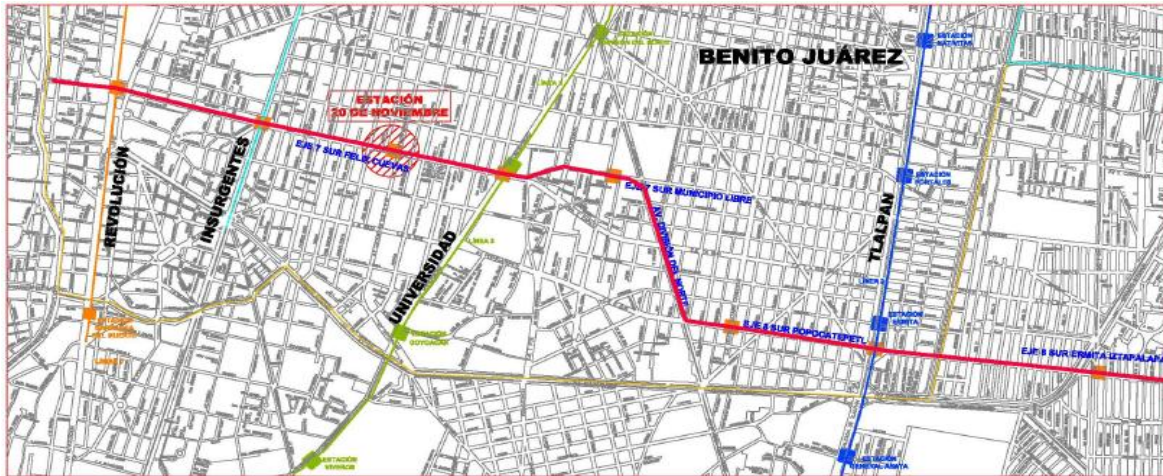


Figura 2.1. Localización general de la Estación 20 de Noviembre.

• **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

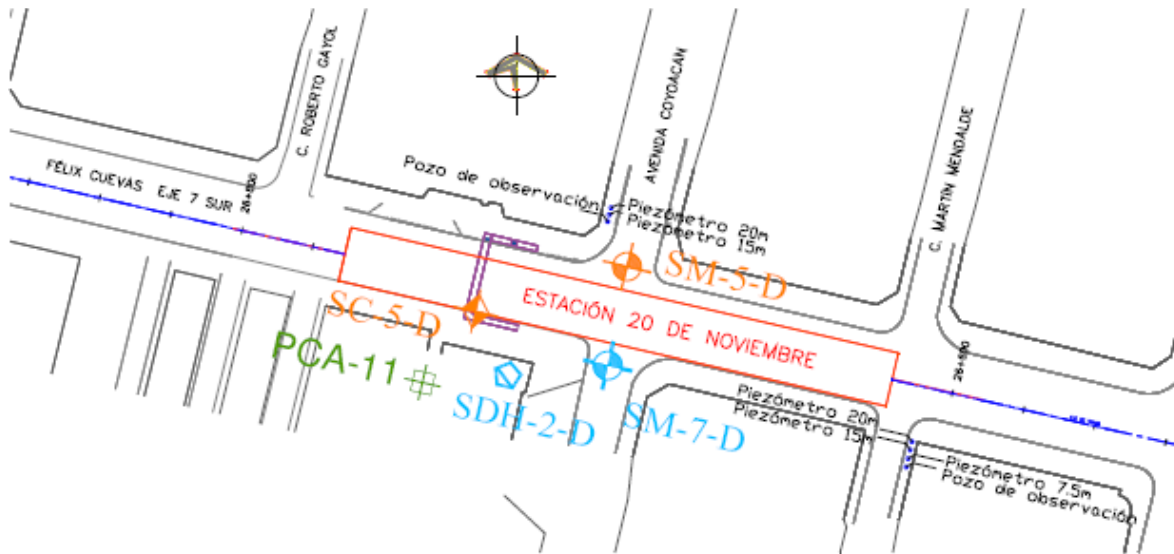


Figura 2.2. Estación 20 de Noviembre. Ubicación de sondes y piezómetros

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.

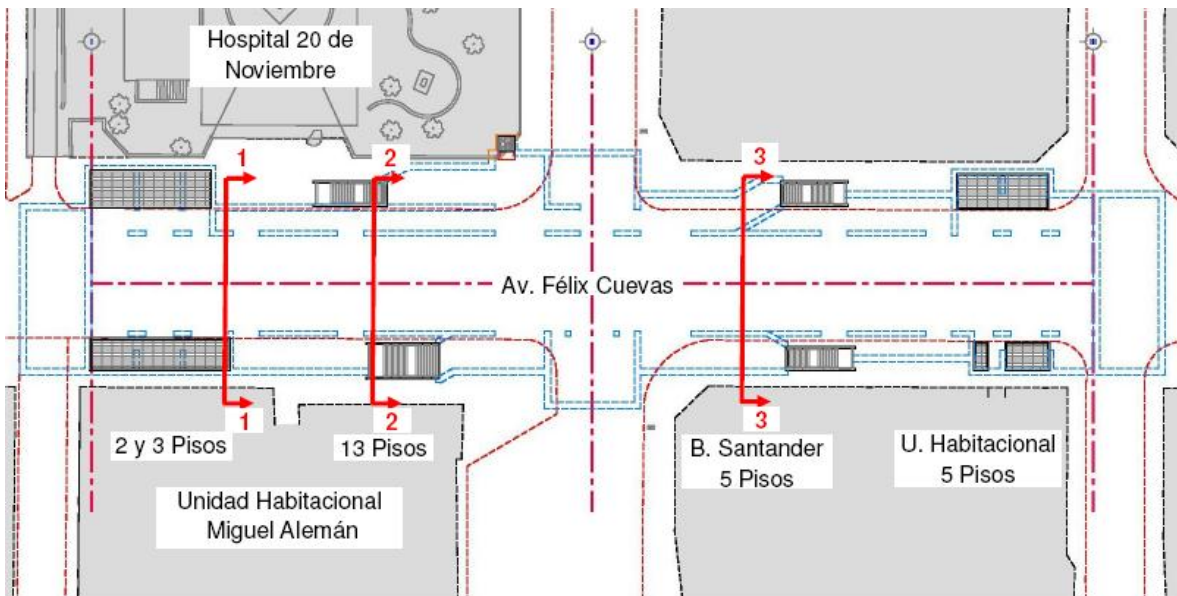


Figura 2.3. Localización de las secciones empleadas en los análisis de estabilidad de taludes para falla global

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.

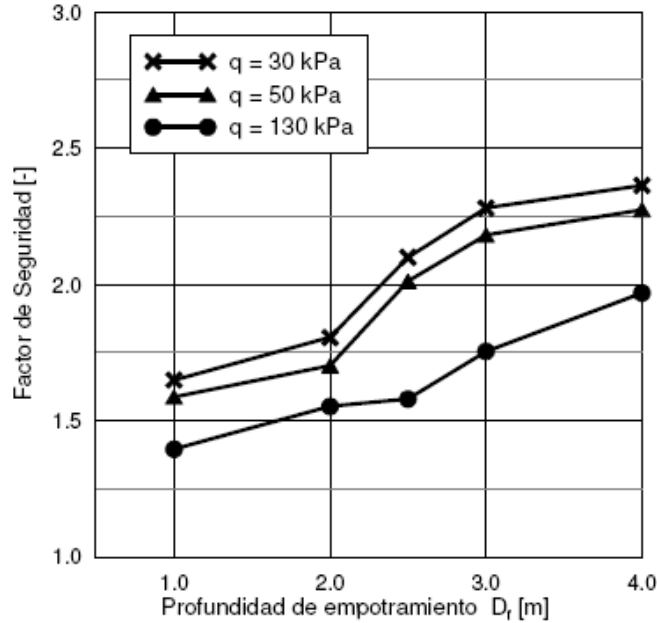


Figura 2.4. Análisis de sensibilidad para la profundidad de empotramiento del Muro Milán

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.

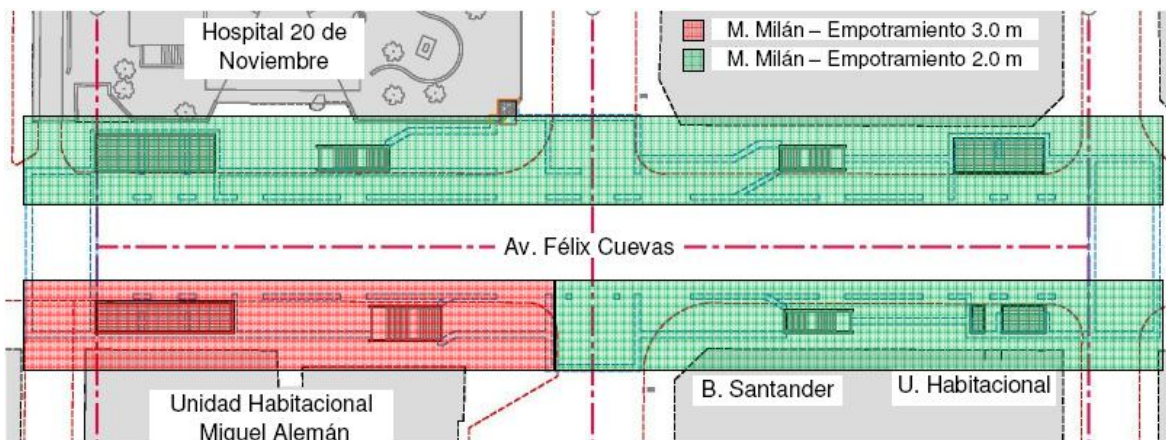


Figura 2.5. Profundidad de empotramiento muros Milán

- **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 límites 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 ($FS \geq 1.5$).

- **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.

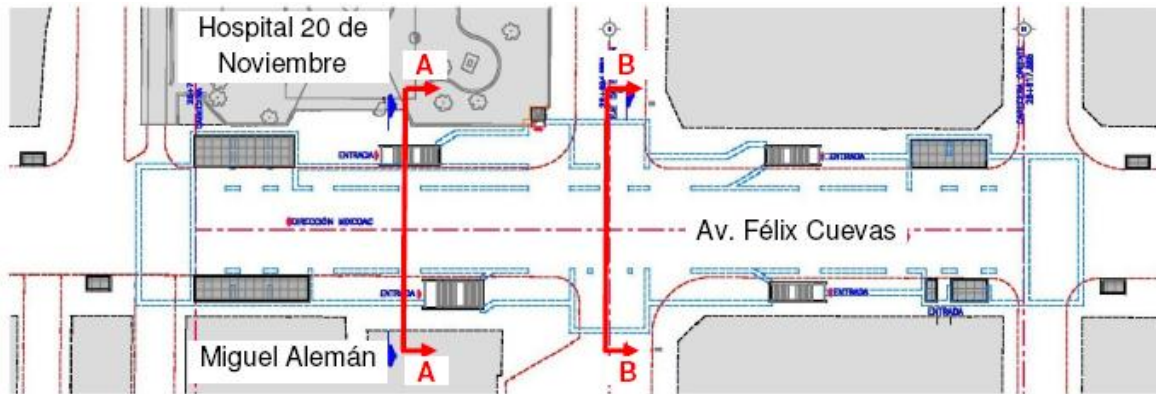


Figura 2.6. Localización en planta de las secciones empleadas en los análisis numéricos para la Estación 20 de Noviembre

➤ **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.

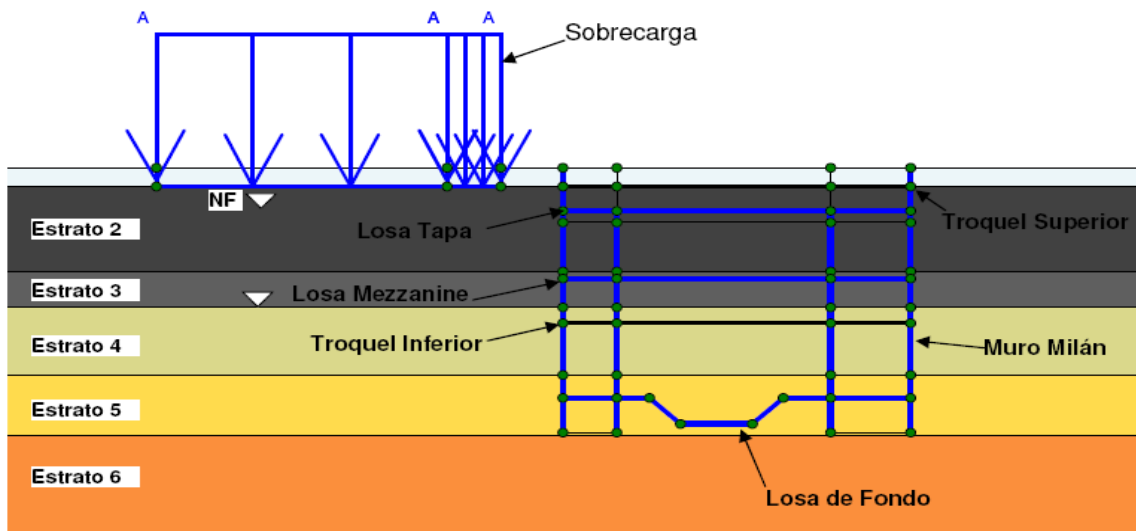


Figura 2.7. Geometría empleada en los modelos numéricos

➤ **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 | A: Área de la sección |
| H: Espesor del elemento | w: Peso del elemento por unidad de longitud. |
| E: Modulo de elasticidad del concreto | |
| I: Inercia del elemento | |

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).

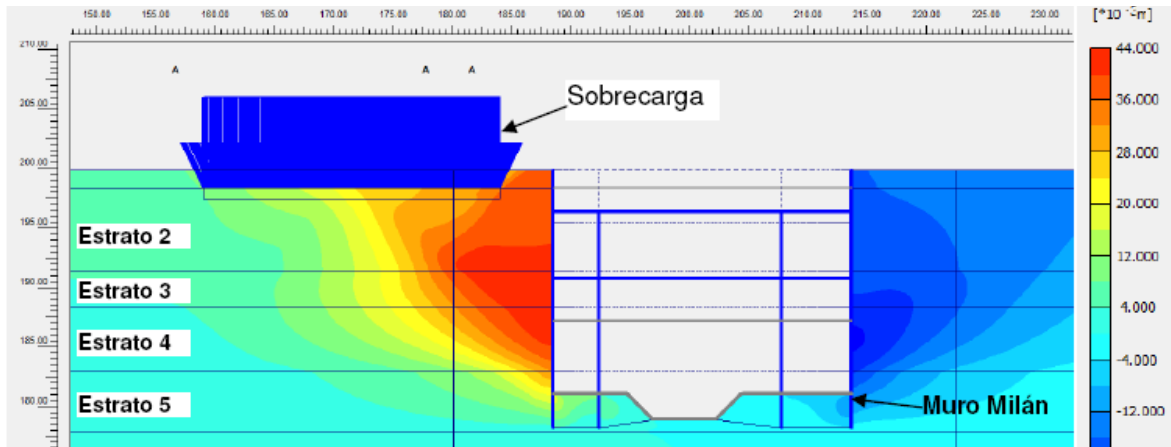


Figura 2.8. Deformaciones horizontales estimadas en la sección A-A para la Estación 20 de Noviembre – Etapa de excavación 6 sin troquelamiento

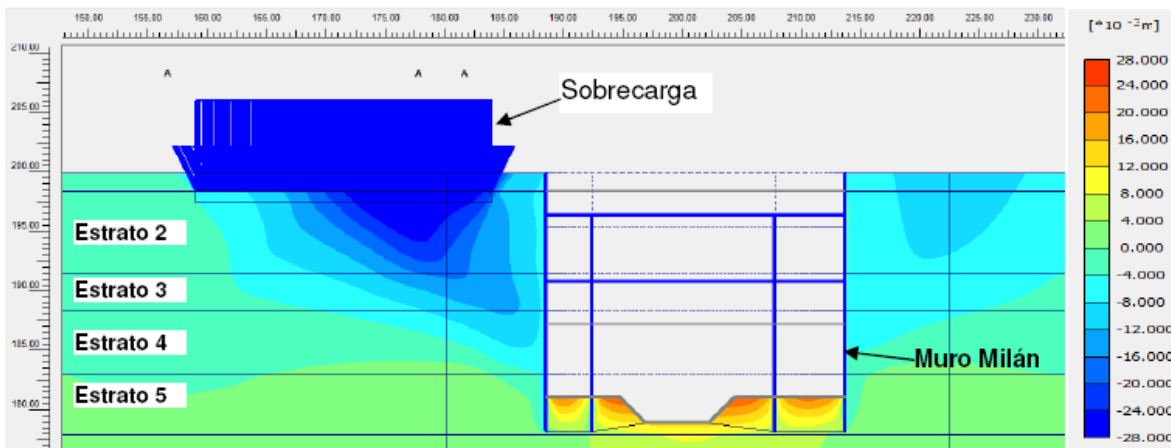
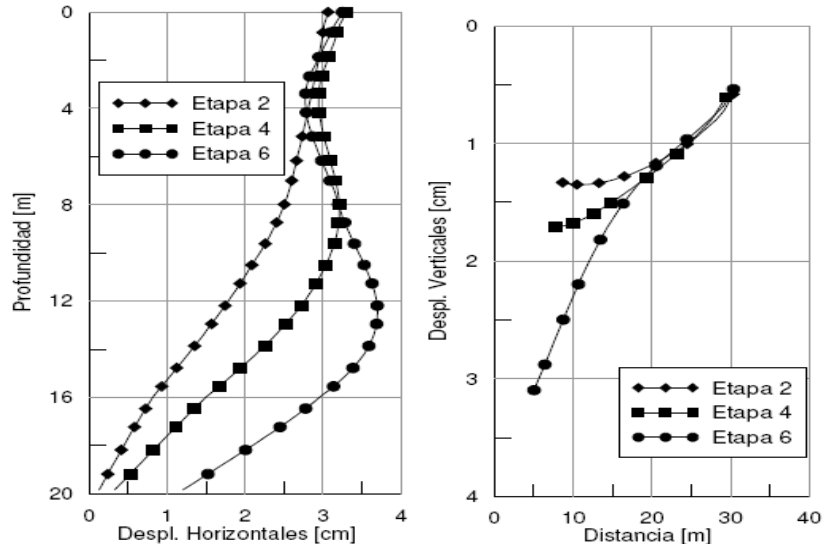


Figura 2.9. Deformaciones verticales estimadas en la sección A-A para la Estación 20 de Noviembre – Etapa de excavación 6 sin troquelamiento

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.

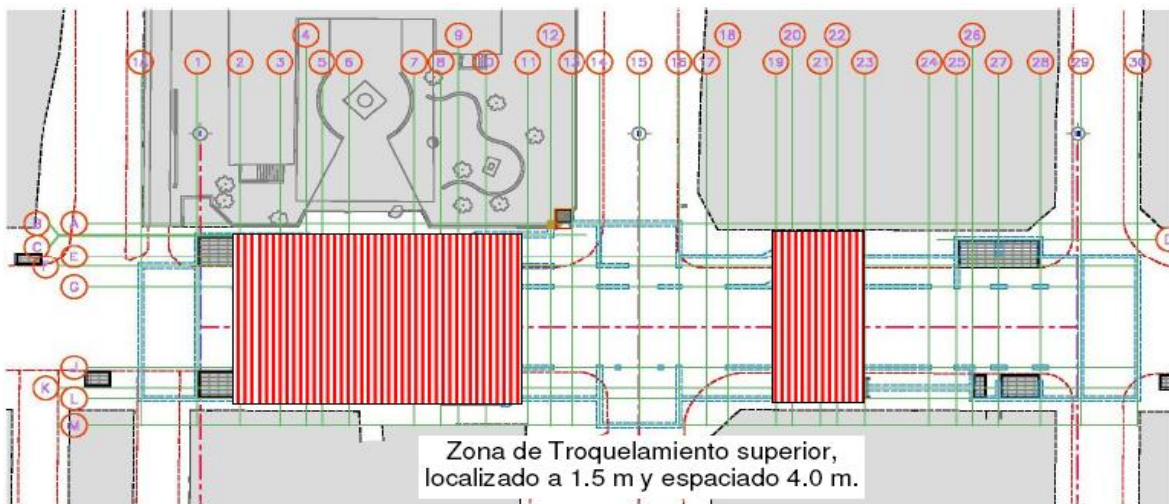


Figura 2.11. Localización del sistema de troquelamiento.

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/m ³)	60	kg/m ²
Acabado de piso (mármol) (t = 0.02 m × 2.8 t/m ³)	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
-------------------	-----	-------------------

◆ Empujes del suelo

A continuación se presentan los esquemas de empujes del suelo obtenidos del estudio geotécnico con una sobrecarga de 1.5 t/m^2 y 5 t/m^2 , se tomó la más desfavorable de ellas para el análisis de los muros.

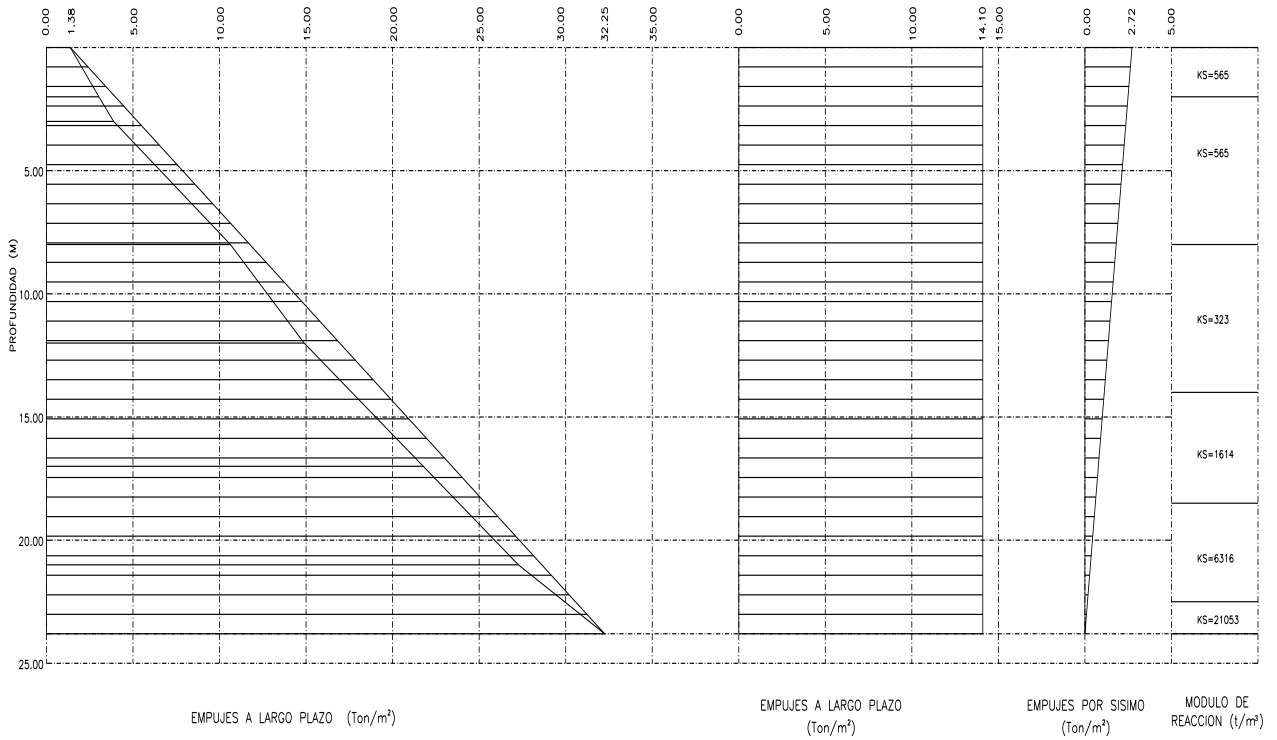


Figura 2.13. Empujes del suelo.

◆ Carga por subpresión

Magnitud de la subpresión generada por debajo de la losa fondo 18 t/m^2

◆ 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 $804\text{t}/10.0\text{m} = 80.4 \text{ t/m}$ y si ésta carga la concentramos en dos rieles equidistantes del centro de la cuneta, tendremos finalmente que cada carga puntual será:

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

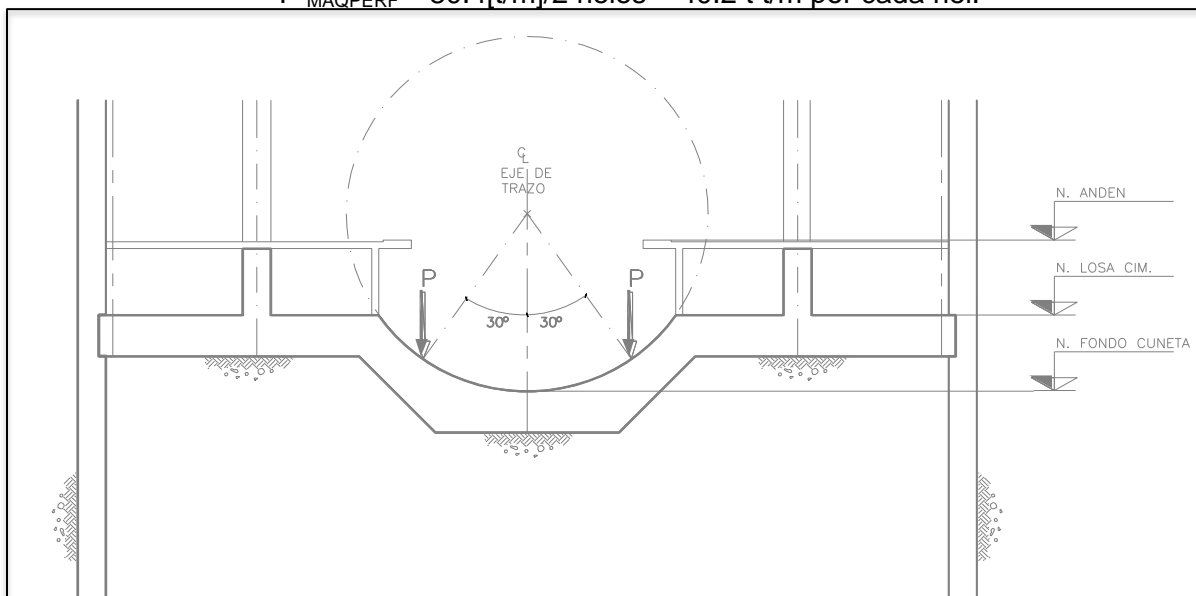


Figura 2.14. Cargas concentradas sobre los rieles de tránsito del equipo de perforación debido a su operación.

⊕ **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:

- a) Elementos simplemente apoyados.
- b) Carga uniformemente repartida de abajo hacia arriba de acuerdo con los resultados de los modelos.
- c) El claro de cálculo se conto a partir del centro del apoyo.
- d) El diseño se realizo como vigas diafragma o vigas simples según la relación peralte largo de acuerdo a las NTC-04.
- e) El refuerzo mínimo en vigas diafragma es el de temperatura.
- f) 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)
- g) 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:

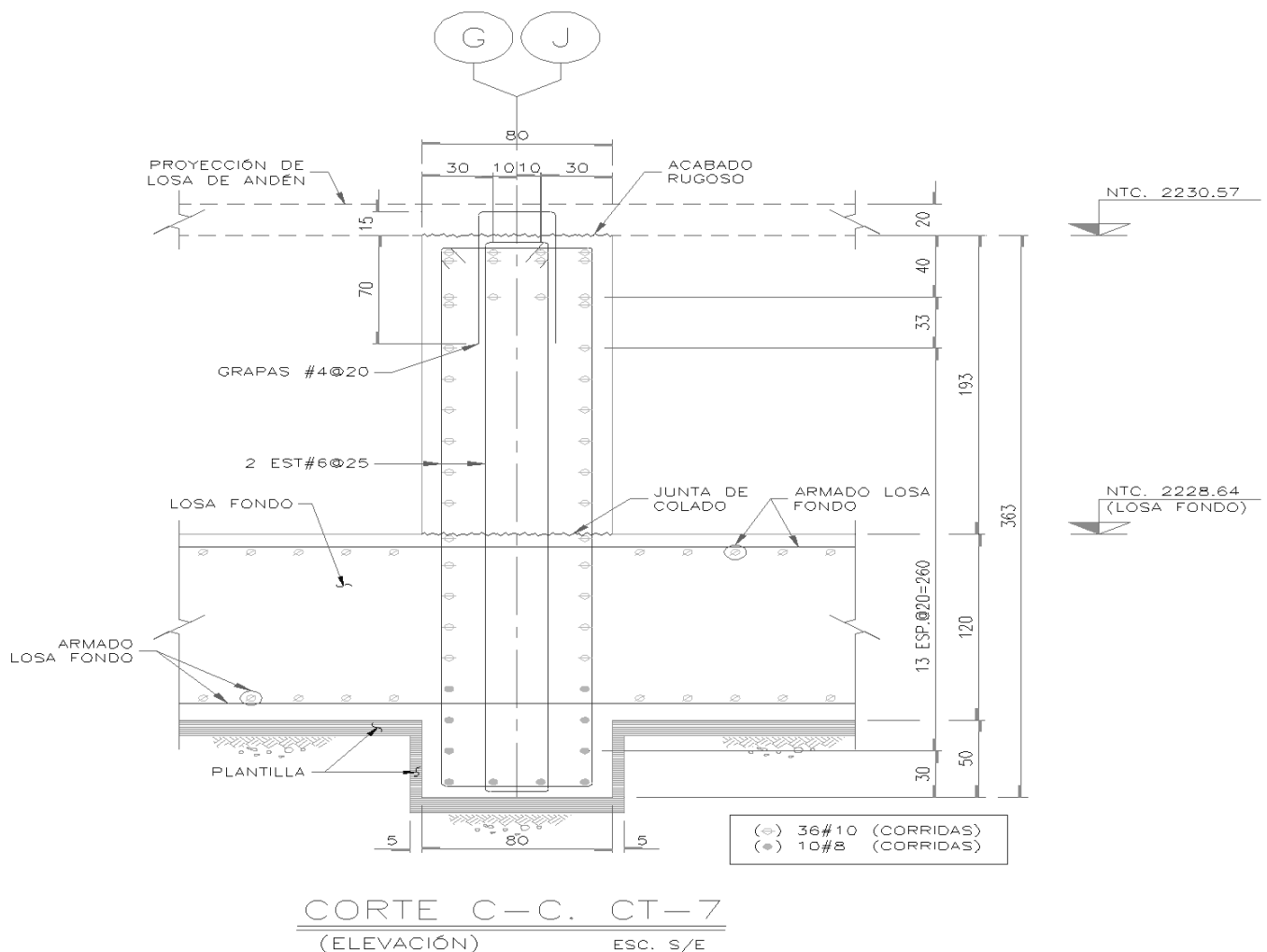


Figura 2.15. Esquema representativo de las traves de cimentación.

➤ **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

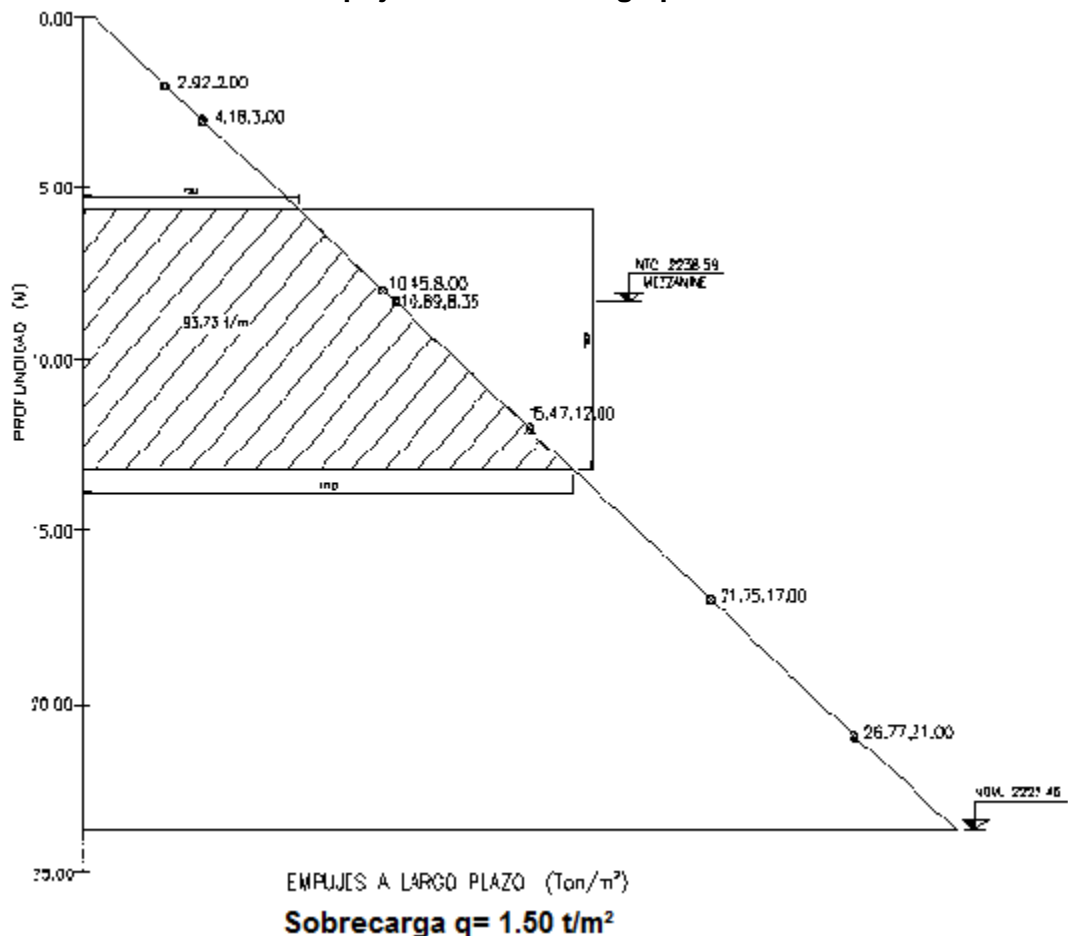
Cargas vivas

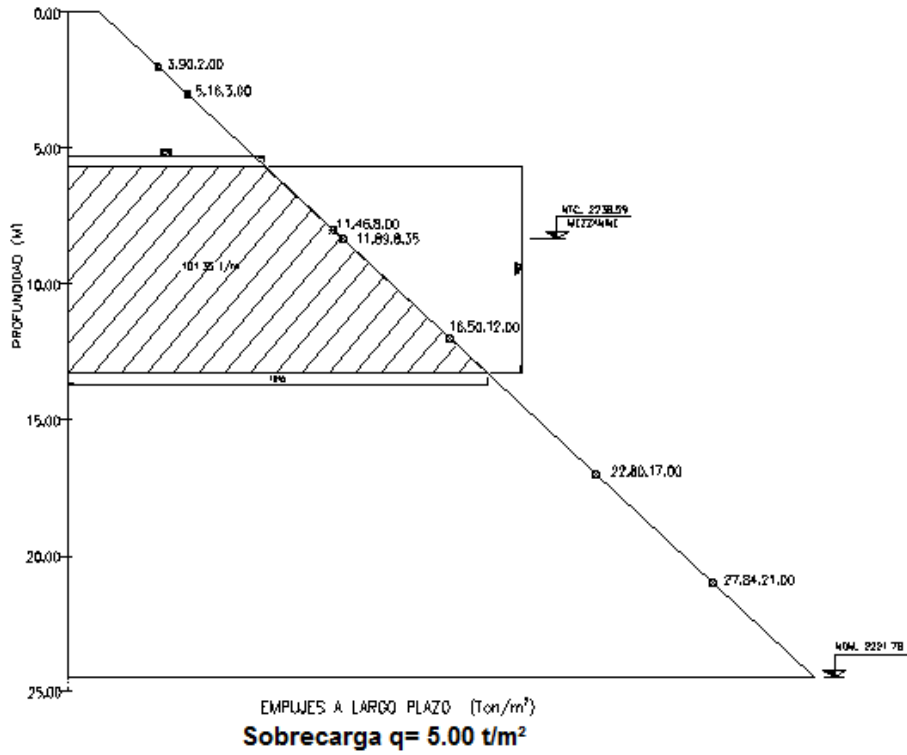
Carga Viva de Operación.	50	kg/m ²
---------------------------------	----	-------------------

◆ Empujes del suelo

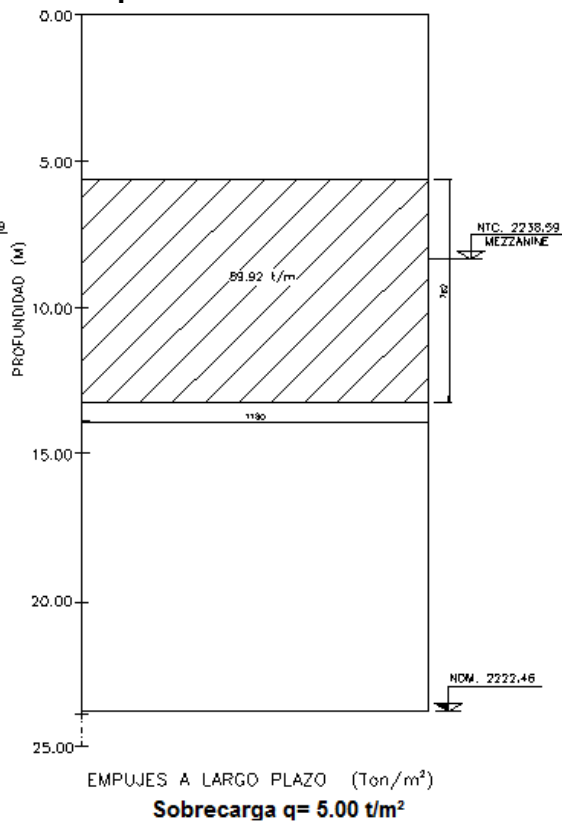
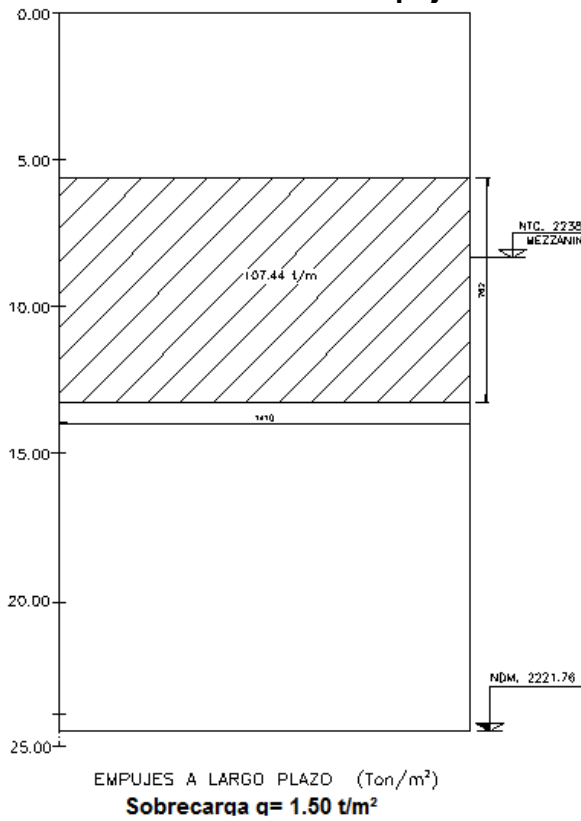
A continuación se presentan los esquemas de empujes del suelo obtenidos del estudio geotécnico. Dependiendo de las diferentes sobrecargas que se tienen al nivel de calle y también a las diferencias en las propiedades del suelo a lo largo de la estación (155 m aprox.) los empujes tienen mínimas variaciones, 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

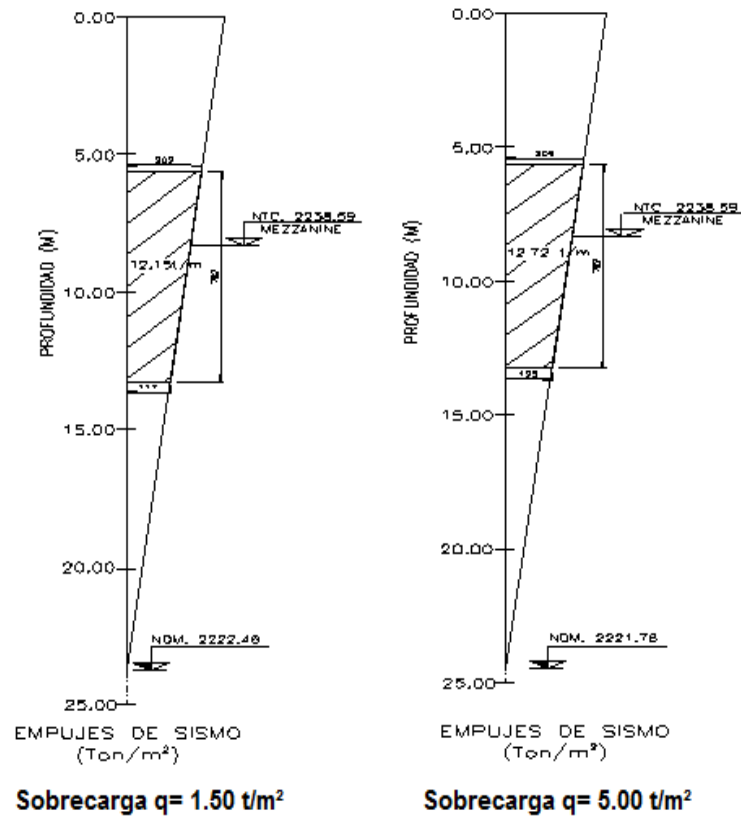




Empujes de suelo a corto plazo



Empujes de suelo por sismo



⊕ **Trabes portantes.**

◆ **Trabe TC-1.**

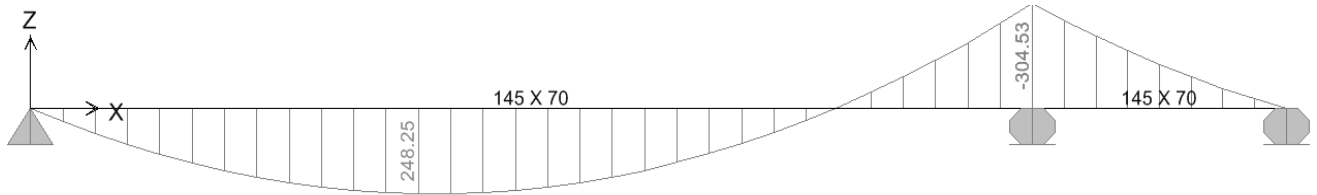


DIAGRAMA DE MOMENTO FLEXIONANTE (t-m).

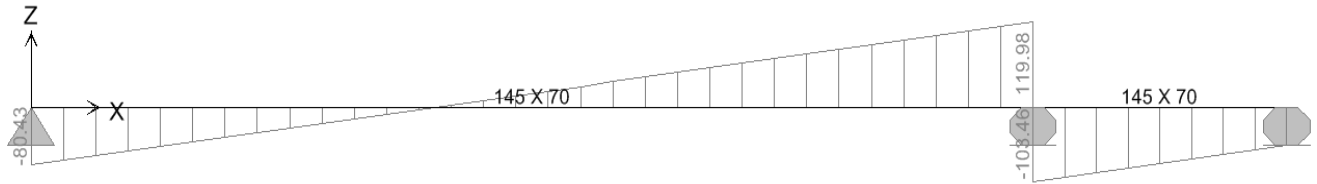


DIAGRAMA DE FUERZA CORTANTE (t).

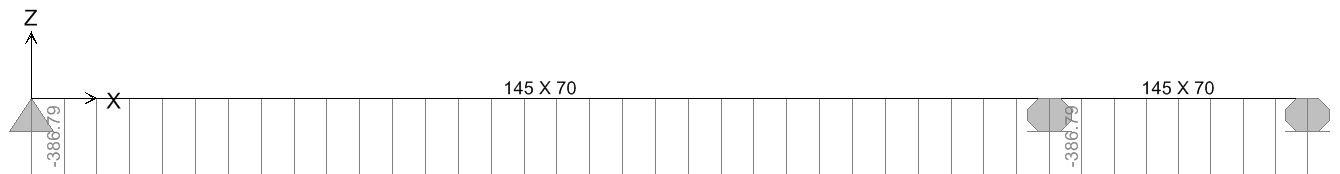


DIAGRAMA DE CARGA AXIAL (t).

Del análisis realizado se obtuvieron los siguientes elementos mecánicos

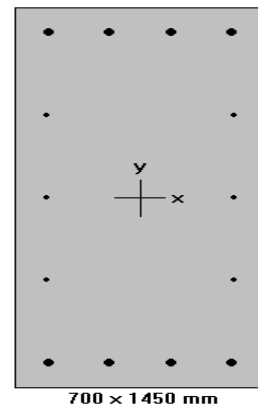
$$M_u \text{ positivo} = 248.25 \text{ t-m} ; \quad M_u \text{ negativo al paño} = 269.42 \text{ t-m}$$

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

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

⊕ **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	$A_{vmin} = 0.3 \sqrt{f'_c} \frac{b s}{f_y} =$	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)

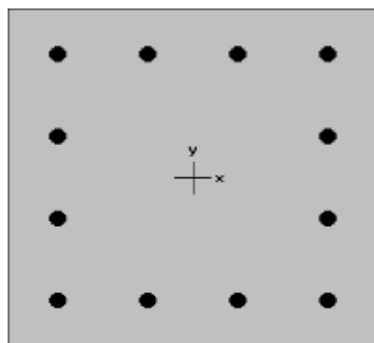
Carga axial = (107.44 t/m) (2.125m) = 228.31 t x 1.5 = 342.47 t → sección de 145cm x 70cm empuje correspondiente a sobrecarga de 5.00 t/m²

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

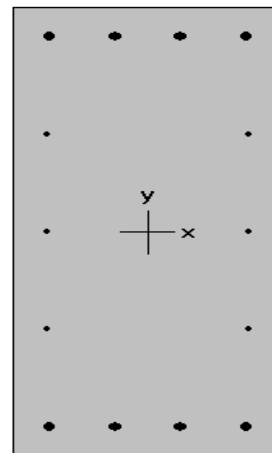
Diseño.

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

$$W_{(p_0,p_0)} = 2.40 \text{ t/m}^3 \times 0.15 \text{ m} \times 1.45 \text{ m} \times 1.00 \text{ m} = 0.522 \text{ t}$$

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
fy: 4200 kg/cm²
fc: 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 ESRIBOS

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

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

$$M_0 = 1.42 \text{ t} \cdot \text{m} \quad \text{Momento obtenido del modelo cv alternada}$$

$$M_u = M_0 \times 1.50 \text{ t} \cdot \text{m}$$

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

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

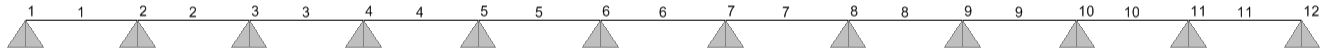
$$V_{cr} = 5.90 \text{ t} > V_u = 3.42 \text{ t}$$

➤ **Losa inferior de mezzanine.**

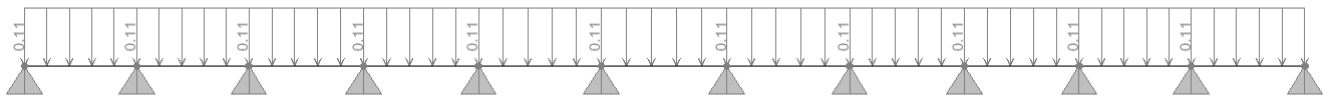
La importancia de esta losa es la alojar las instalaciones tanto eléctricas como sanitarias que se requieran en la estación, al igual que la losa superior las cargas de diseño se mencionan en el apartado correspondiente.

◆ **Análisis de cargas.**

Cargas de diseño.



Geometría de losa



CM + CV (t / m)

Elementos mecánicos.



DIAGRAMA DE MOMENTO FLEXIONANTE (t-m)

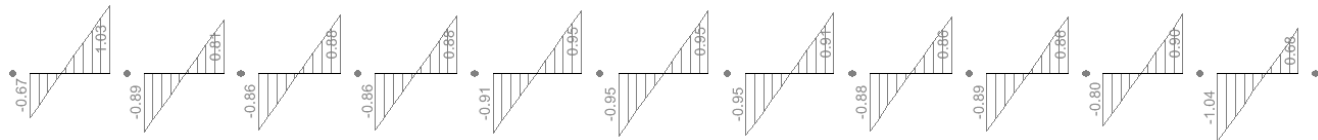


DIAGRAMA DE FUERZA CORTANTE (t)

◆ **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.

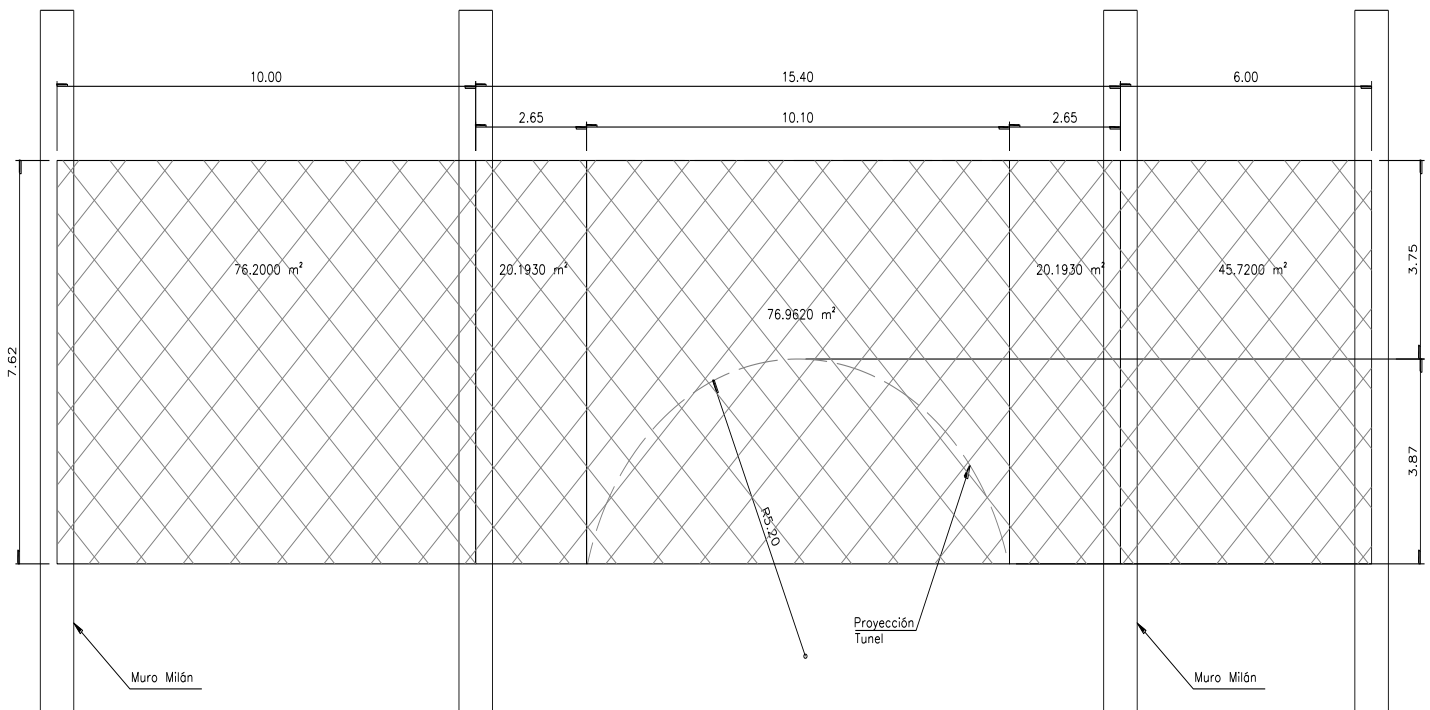
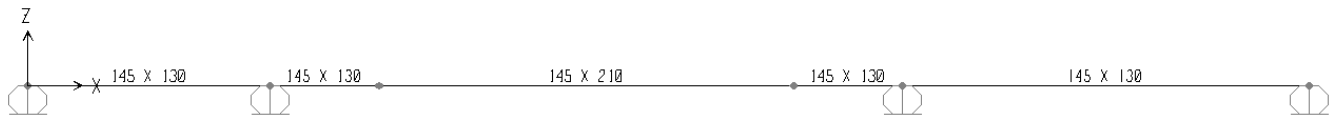
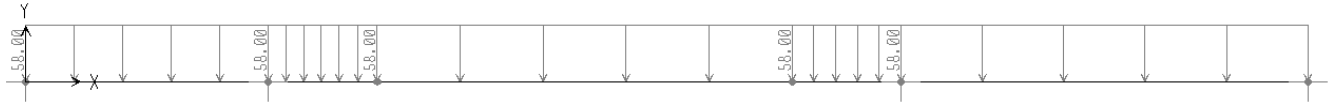


Figura 2.16. Esquema de las áreas tributarias en cada claro de la trabe

◆ Elementos mecánicos.



Geometría del modelo.



Carga debida al empuje de suelo mejorado.

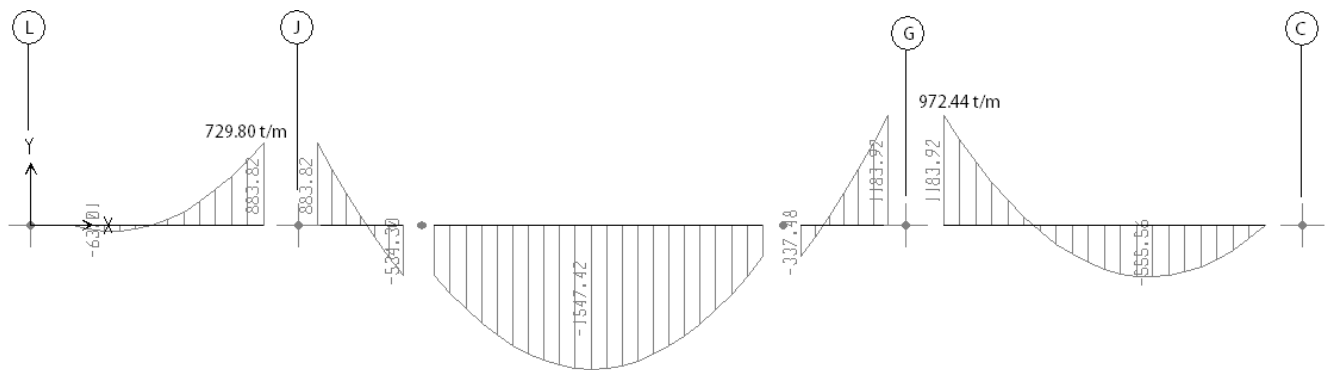


Diagrama de momentos (t-m) momentos, obtenidos al paño del elemento.

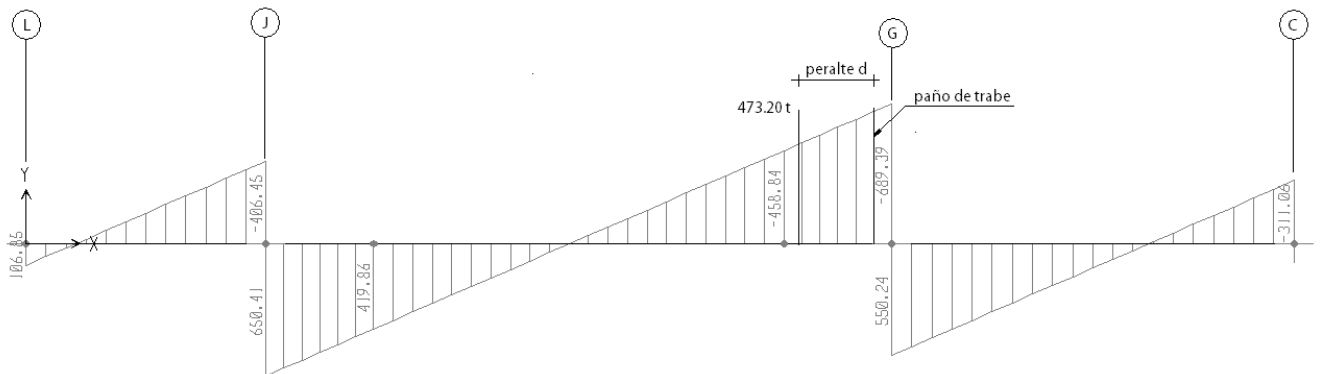
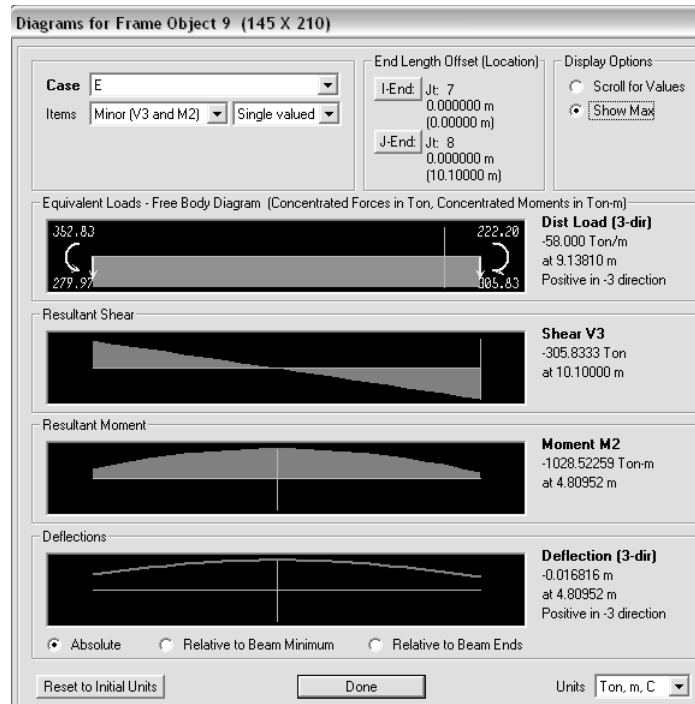


Diagrama de cortante (t), obtenidos a un peralte a partir del paño .

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
Peralte total (h) =	210	cm
Longitud de la trabe (L) =	1540.0	cm
Peralte efectivo (d) =	205.00	cm
Recubrimiento (r) =	5	cm
Momento (M_u) =	1547.42	t-m
Cortante a un peralte "d" (V_u) =	473.20	t

Constantes:		
$f'_c =$	300	kg / cm ²
$f^*_c =$	240	kg / cm ²
$f''_c =$	204	kg / cm ²
$f_y =$	4200	kg / cm ²
Estribos $f_{ys} =$	4200	kg / cm ²
$\beta_1 =$	0.850	

FLEXIÓN - REFUERZO LONGITUDINAL

$F_R = 0.9$ (Flexión)

Cuantías de acero mínima y máxima

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

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

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

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

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

$0.75 A_{smax} = 541.42 \text{ cm}^2$ NTC2.2.2

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

$1.33 A_{sreq} = 287.05 \text{ cm}^2$ NTC2.2.1

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.

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

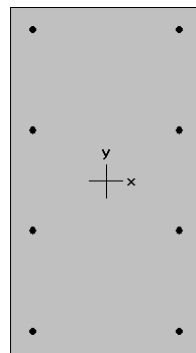
$$W = (2.40 \text{ t/m}^3)(0.80 \text{ m})(1.45 \text{ m})=2.784 \text{ t/m} + (0.15 \text{ t/m}^2 \times 0.80 \text{ m}) = 2.904 \text{ t/m} \approx 3.00 \text{ t/m}$$

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

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.**

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

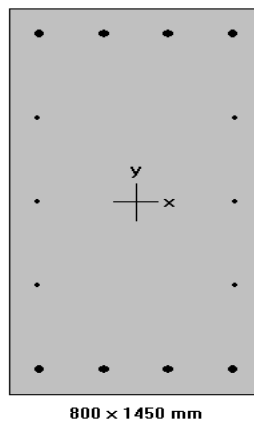
$$Mu = (2.784 \text{ t/m}) (4.80\text{m})^2 / 8 = 8.02 \text{ t-m} \times 1.50 = 12.0 \text{ t-m}.$$

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

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.



◆ **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	0.000 ton	
Area de sonotubos =	0.141 m ²	
Inercia de sonotubos =	0.00080 m ⁴	
Cargas por trabe T1	12	
Peso propio	2.142 t/m	15.53 ton
Losa y entrecalles	0.796 t/m	5.77 ton
Relleno	4.964 t/m	35.99 ton
Inst, sobec argas y carpeta	0.243 t/m	<u>1.764</u>
		59.06 ton

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

Datos :

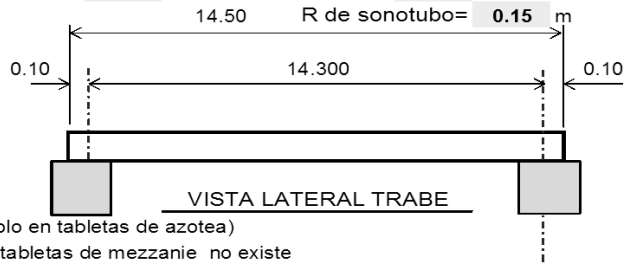
TABLETA TB-1

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)

IMI 20.5	0
IMI 20.5	0
IMI 60.5	0
IMI 60.5	0
CARGAS TOTAL	0

Carga muerta total

W = 118.1 ton

(se suma peso de carpeta de 10 cm de espesor)

Impacto =	0
1.000 t =	0 ton
1.000 t Coef 1.4 =	1.4 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

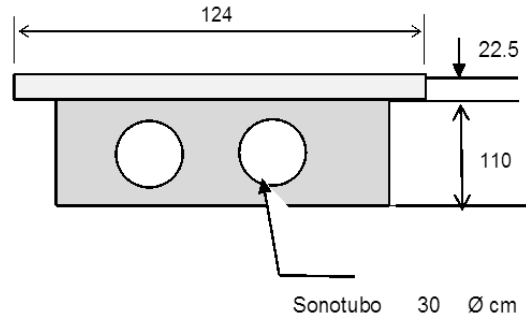
TENSAR ACERO (1.3 ϕ) A

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

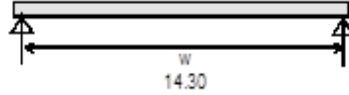
ESF. ACERO DE REF. VERT.

$f_y = 4,200$ 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/m ²				Esfuerzos en losa ton/m ²				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	I
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	M
Losa	0.00	0.00	0.00	0.0	65.2	0.0	-22.8	0.0	0.0	0.0	0.0	P
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	C
Relleno+inst.	0.00	0.00	0.00	0.0	61.1	0.0	-22.4	0.0	0.5	0.0	1.4	O
Carga viva	0.00	0.00	0.00	0.0	61.1	0.0	-22.4	0.0	0.5	0.0	1.4	M
ESTADO FINAL EN kg / cm²				Inf. acum=	6.11	Sup. acum=	-2.24	Inf. acum=	0.05	Sup. acum	0.14	P
Esfuerzos admisibles	AL TENSADO kg/cm ²		EN SERVICIO kg/cm ²		OBSERVACIONES							
Compresión	168.00		157.50									
Tensión: con/sin refzo.	-13.39	-14.07	-29.93		BIEN							
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 _{IJ} (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 _{IJ} (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

W_{cm} = 8.15 t/m F_{CM} = 1.5
 W_{cv} = 1.86 t/m F_{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.

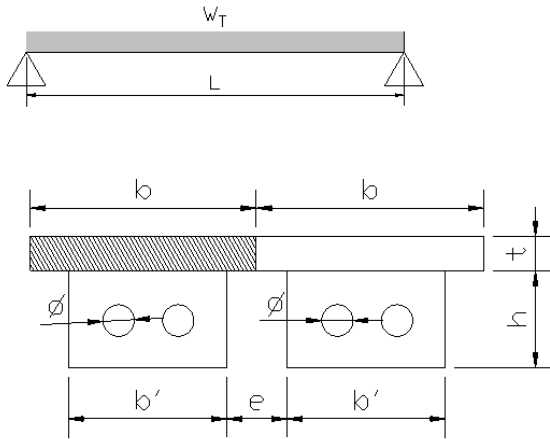
Cálculo de la separación máxima de estribos en la zona maciza debido al 4% de la fuerza de presfuerzo en esa zona

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



$L = 14.3 \text{ m}$

Carga muerta

$W_{\text{firme}} = 0.54 \text{ ton/m}^2$	$W_{\text{firme}} = 0.67 \text{ ton/ml}$
$W_{\text{relleno}} = 4.004 \text{ ton/m}^2$	$W_{\text{rell}} = 4.964 \text{ ton/ml}$
$W_{\text{en/calles}} = 0.36 \text{ ton/m}^2$	$W_{\text{en/calles}} = 0.126 \text{ ton/ml}$
$W_{\text{scar}(10 \text{ cm})} = 0.19 \text{ ton/m}^2$	$W_{\text{scar}} = 0.236 \text{ ton/ml}$
$W_{\text{inst}} = 0.015 \text{ ton/m}^2$	$W_{\text{inst}} = 0.019 \text{ ton/ml}$
	$W_{\text{pp}} = 2.142 \text{ ton/ml}$

Carga viva

$W_{\text{cv}} = 1.5 \text{ ton/m}^2$

$W_{\text{CM}} = 8.156 \text{ ton/ml}$
$W_{\text{cv}} = 1.86 \text{ ton/ml}$
$W_T = 10.02 \text{ ton/ml}$

$f_c \text{ firme} = 300 \text{ kg/cm}^2$

$f_c \text{ tablet} = 350 \text{ kg/cm}^2$

$b' = 0.94 \text{ m}$

$e = 0.3 \text{ m}$

$b = 1.24 \text{ m}$

$h = 1.10 \text{ m}$

$t = 0.225 \text{ m}$

$\phi = 0.3 \text{ m}$

$\text{Relleno} = 3.68 \text{ m}$ hasta nivel inferior de tableta

DESARROLLO*

PROPIEDADES DE LA TABLETA

$E_{\text{tab}} = 2619160.17 \text{ ton/m}^2$

$A_{\text{tab}} = 0.893 \text{ m}^2$

$y_t = 0.55 \text{ m}$

$I_{\text{tab}} = 0.103 \text{ m}^4$

$n = \text{relacion modular} = 1.08$

PROPIEDADES DEL FIRME (TRANSFORMADO)

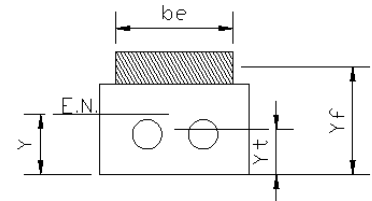
$E_{\text{firme}} = 2424871 \text{ ton/m}^2$

$be = 1.148 \text{ m}$

$A_{\text{firme}} = 0.258 \text{ m}^2$

$y_f = 1.21 \text{ m}$

$I_{\text{firme}} = 0.001 \text{ m}^4$



Sección transformada
Propiedades de la sección transformada

$Y = 0.699 \text{ m}$

$I_t = 0.192 \text{ m}^4$

El peso por metro lineal sobre la tableta sera: $W_t = 10.02 \text{ ton/ml}$

la deflexion es $\Delta = \frac{5W_t L^4}{384 E_{\text{tab}} I_t} = 0.011 \text{ m}$ donde $g = 9.81 \text{ m/s}^2$

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

El peso soportado por la viga será: $W = w_t L = 143.2 \text{ ton}$

de la tabla 4.1 tenemos:

aplicando la ecuación :

opciones de revisión

<i>Oficinas, residencias e iglesias</i>	1
<i>centros comerciales</i>	2
<i>pasarelas en interior</i>	3
<i>pasarelas en exterior</i>	4

$\beta = 0.010$
 $P_o = 0.042 \text{ ton}$

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

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.