



5  
2oj.  
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES  
‘ ‘ A R A G O N ’ ’

**DISEÑO Y CONSTRUCCION DEL TRAMO  
MIXHUCA-JAMAICA LINEA 9 DEL METRO**

**T E S I S**

Que para obtener el título de:  
INGENIERO CIVIL

Presentan:  
FELIPE BOCANEGRA  
JOSE LUIS VALENCIA VEGA

SAN JUAN DE ARAGON, MEX.

1987



Universidad Nacional  
Autónoma de México



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

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

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

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



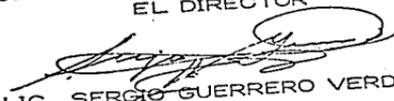
ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES  
ARAGON  
DIRECCION

FELIPE BOCANEGRA MARTINEZ  
P R E S E N T E .

En contestación a la solicitud de fecha 9 de abril del año en curso, presentada por José Luis Valencia Vega y usted, relativa a la autorización que se les debe conceder para que el señor profesor, Ing. JUAN ANTONIO GOMEZ VELAZQUEZ pueda dirigirles el trabajo de Tesis denominado " DISEÑO Y CONSTRUCCION DEL TRAMO MIXHUCA-JAMAICA LINEA 9 DEL METRO ", con fundamento en el punto 6 y siguientes, del Reglamento para Exámenes Profesionales en esta Escuela, y toda vez que la documentación presentada por usted reúne los requisitos que establece el precitado Reglamento; me permito comunicarle que ha sido aprobada su solicitud.

Aprovecho la ocasión para reiterarle mi atenta consideración.

ATENTAMENTE  
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"  
San Juan de Aragón, Méx., abril 21 de 1988.  
EL DIRECTOR



LIC. SERGIO GUERRERO VERDEJO

c.c.p.  Coordinación de Ingeniería (21).  
Unidad Académica.  
Departamento de Servicios Escolares.  
Asesor de Tesis.

SGV'AMCP'11a.



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AVENIDA DE  
MEXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES  
ARAGON  
DIRECCION

JOSE LUIS VALENCIA VEGA  
P R E S E N T E .

En contestación a la solicitud de fecha 9 de abril del año en curso, presentada por Felipe Bocanegra Martínez y usted, relativa a la autorización que se les debe conceder para que el señor profesor, Ing. JUAN ANTONIO GOMEZ VELAZQUEZ pueda dirigirles el trabajo de Tesis denominado " DISEÑO Y CONSTRUCCION DEL TRAMO MIXHUCA-JAMAICA LINEA 9 DEL METRO ", con fundamento en el punto 6 y siguientes, del Reglamento para Exámenes Profesionales en esta Escuela, y toda vez que la documentación presentada por usted reúne los requisitos que establece el precitado Reglamento; me permito comunicarle que ha sido aprobada su solicitud.

Aprovecho la ocasión para reiterarle mi atenta consideración.

ATENTAMENTE  
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"  
San Juan de Aragón, Méx., abril 21 de 1986.  
EL DIRECTOR

  
LIC. SERGIO GUERRERO VERDEJO

   
c.c.p. Coordinación de Ingeniería (21).  
Unidad Académica.  
Departamento de Servicios Escolares.  
Asesor de Tesis.

SGV'AMCP'11a.

# I N D I C E

## INTRODUCCION.

- I. CRITERIOS GENERALES PARA LA SELECCION DEL TIPO DE LINEA.
  - A. Panorama del Metro en la Ciudad de México.
  - B. Selección del tipo de línea.
  - C. Línea 9 del Metro. Proyecto y construcción.
  
- II. ESTUDIOS DE MECANICA DE SUELOS.
  - A. Marco geológico y zonificación geotécnica.
  - B. Exploración geotécnica.
  - C. Diseño geotécnico preliminar.
  - D. Información geotécnica de detalle.
  - E. Diseño geotécnico definitivo.
  - F. Conclusiones y cálculos de mecánica de suelos.  
Tramo Mixhuca-Jamaica.
  
- III. ESTUDIO DE LA SOLUCION ESTRUCTURAL. PROYECTO GEOMETRI--  
CO.
  - A. Proyecto de Trazo.
  - B. Proyecto de Perfil.
  - C. Proyecto de Gálibos.
  - D. Proyecto de dimensionamiento y localización de rejillas-  
de ventilación natural.
  
- IV. ANALISIS DE LAS SOLICITACIONES ACTUANTES EN LA ESTRUCTU-  
RA. PROYECTO ESTRUCTURAL.
  - A. Muros tablestaca.
  - B. Cajón.
  
- V. DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES. PROYECTO ESTRUCTURAL.
  - A. Diseño de Tablestacas.

B. Diseño del cajón.

VI. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO.

A. Construcción de muros tablestaca.

B. Abatimiento del nivel freático.

C. Excavación y apuntalamiento para la construcción del cajón.

CONCLUSIONES.

BIBLIOGRAFIA.

## I N T R O D U C C I O N

Para llevar a cabo la construcción de la Línea 9 del Metro, ha sido necesario plantear una combinación de las cuatro alternativas estructurales conocidas hasta el momento, y ellas son : superficial, elevada, cajón subterráneo y túnel, siendo el cajón subterráneo la alternativa que representa el mayor porcentaje de la longitud total de la línea.

Este trabajo tiene como alcance el diseño y la construcción del cajón subterráneo, y específicamente el del Tramo - Mixhuca-Jamaica. El hecho de enfocar el estudio a un tramo-interestación, y no a una estación, es por fines solamente prácticos.

En el primer capítulo se exponen brevemente los orígenes del Metro, la construcción de las primeras líneas en --- nuestra ciudad y la evolución del Plan Maestro del Metro, -- hoy conocido como Programa Maestro del Metro. También se -- describen los criterios generales para elegir un determinado tipo de línea, y en forma general se menciona el proyecto y la construcción de la Línea 9 del Metro.

El segundo capítulo se refiere a los estudios de mecánica de suelos y en él se describe la aplicación de los conceptos y técnicas que han demostrado mayor confiabilidad para el diseño y construcción de las líneas del Metro.

Dado que el tramo en estudio se encuentra en la zona -- del lago, se incluyen algunos resultados de los estudios respecto a las características estratigráficas de esta zona.

En la parte final de este capítulo se anexan, en forma general, las conclusiones y cálculos de mecánica de suelos para el tramo Mixhuca-Jamaica.

En el tercer capítulo se describe el Proyecto geométrico que viene a ser la conjugación de los proyectos de trazo, perfil, gálidos y del proyecto de dimensionamiento y localización de rejillas de ventilación natural, (este último proyecto queda fuera de los alcances del presente trabajo).

El proyecto geométrico consiste básicamente en plantear la geometría longitudinal, de perfil y transversal de una línea del Metro.

Los capítulos cuarto y quinto se refieren al análisis y al diseño, respectivamente, del cajón subterráneo con tableros de acompañamiento para el tramo en estudio.

El capítulo sexto cubre ampliamente el procedimiento constructivo empleado en la construcción del cajón subterráneo para el Tramo Mixhuca-Jamaica.

Finalmente, al plantear el tema de este trabajo se buscó que respondiera a una situación actual, que resultara útil y que existiera la oportunidad de complementar y enriquecer la información disponible sobre el tema.

## I. CRITERIOS GENERALES PARA LA SELECCION DEL TIPO DE LINEA

### A. PANORAMA DEL METRO EN LA CIUDAD DE MEXICO.

Para analizar y evaluar el problema del transporte en una ciudad, así como para fundamentar las soluciones adecuadas, es preciso conocer sus antecedentes: evolución, ventajas y desventajas de las obras realizadas al respecto, las tendencias futuras, etc.

#### 1. ORIGENES DEL METRO.

Nuestro siglo se caracteriza por sus grandes problemas-derivados del incremento de la población. La técnica se orienta hacia el beneficio del hombre y hacia la elaboración de -- sus satisfactores en forma masiva, lo que da lugar a la creación de grandes centros fabriles.

La necesidad de producir, distribuir, hacer circular y - consumir los satisfactores, obliga al hombre a transportarse- y a pensar en la forma de lograrlo con la mayor rapidez y eficiencia posible.

Al nacer la máquina de vapor, aparece el ferrocarril y - su aplicación a la solución del transporte urbano no se hace- esperar.

Londres en 1867, Nueva York y Chicago en 1870, París y - Berlín en 1890, adoptan el sistema y cran las primeras redes- de transporte urbano mediante el uso del ferrocarril de vía - libre. Durante esos años y hasta principios del siglo XX to- do el esfuerzo tecnológico se dedica al perfeccionamiento de- de este tipo de transporte colectivo.

El urbanismo subterráneo nace con las primeras líneas de ferrocarriles metropolitanos, las cuales se incrementan, en forma importante, con el desarrollo de la máquina eléctrica.

En 1886 empieza la tarea contra el tiempo empleado en transportarse y aparece el automóvil para disputar a los trenes colectivos la preferencia de los usuarios.

Gradualmente, el automóvil va ganando terreno y se convierte en una extensión de la personalidad del hombre y en un símbolo de su libertad.

Surgen grandes supercarreteras e impresionantes viaductos urbanos. Extensos espacios para estacionamiento inundan las ciudades modernas. Sin embargo, todas esas obras se hacen en seguida insuficientes.

Al mismo tiempo, el transporte colectivo entra en crisis y parece obsoleto. Ninguna ciudad cree en él o fomenta su desarrollo. Se establece la conciencia mundial de que esos sistemas ya no son operantes y se hace unánime la preferencia por el automóvil.

Los resultados negativos de esta opción no se hacen esperar. En muy poco tiempo el automóvil empieza a generar problemas.

Se limita y reglamenta su uso. Las calles, proyectadas sin prever el automóvil, se congestionan. Surgen los semáforos y los sentidos de tránsito. Van desapareciendo los lugares donde poder dejar el vehículo.

Al iniciar la segunda mitad de este siglo la humanidad-

empieza a comprender que el automóvil no es la panacea irrefutable al problema del transporte, que la actividad moderna del hombre lo requiere y lo seguirá usando, pero restringido en algunas áreas, generalmente en las centrales de las grandes urbes, para las que debe buscarse una nueva solución.

De esta forma se revive en forma activa el sistema de transporte colectivo denominado de segundo piso, como el método más eficiente para resolver el transporte en esas áreas poco propicias al automóvil.

## 2. ANTECEDENTES DEL TRANSPORTE DE PASAJEROS EN LA CIUDAD DE MEXICO.

El período comprendido entre 1950 y 1964, es seguramente el más importante de la época post-revolucionaria en la ciudad. El crecimiento demográfico adquirió considerables proporciones, alcanzando una tasa media de incremento superior al 5% anual.

La población del Distrito Federal que en 1950 era de 3'100,000 habitantes, llegó en 1960 a 5'240,000 y a más de 6'000,000 en 1964, es decir, se duplicó en 14 años, mientras que el área urbana aumentó de 200 a 320 Km<sup>2</sup> en el mismo período.

El número de vehículos automotores creció de 130,000 en 1950 hasta 450,000 a fines de 1964, es decir, tres y media veces.

Tal cantidad de vehículos circulando en arterias insuficientes, tenía que provocar necesariamente serios congestiónamientos de tránsito.

Para solucionar el problema, las autoridades decidieron llevar a cabo la construcción de las siguientes vías rápidas de circulación continua de alta velocidad, destinadas principalmente a los automóviles: El Viaducto Miguel Alemán, el -- Anillo Periférico y la Calzada de Tlalpan.

La democratización del transporte se alejaba. Ninguna de estas obras sería para transporte masivo de pasajeros.

Sin embargo, el hecho de alojar en el centro de la Calzada de Tlalpan un derecho de vía para tranvías, fué una innovación que marcó el primer paso dado en la ciudad hacia el transporte colectivo.

Ante el explosivo crecimiento de la ciudad, las autoridades prohibieron nuevas urbanizaciones de todo tipo. Esta medida sólo propició la aparición de colonias clandestinas, zonas de habitación que se desarrollaron fuera de control, -- así como la emigración de los fraccionamientos residenciales a la periferia del Distrito Federal, dando lugar a ciudades-satélites, que perteneciendo al Estado de México utilizaron y utilizan buena parte de los servicios de la ciudad, y que en vez de aliviar, agravaron los problemas de circulación, da do su volúmen de vehículos así como la carencia de vías de -- acceso adecuadas a estas zonas.

En 1965 la Ciudad de México se mostraba como una gran -- urbe de trazo anárquico, resultado del trazo que originalmen te tuvieron el centro de la ciudad y los pueblos vecinos, de los desarrollos urbanos a los lados de las primeras calzadas, de las arterias construídas durante la colonia, de los dere-- chos de vía creados por los tranvías, de los cauces de anti-- guos ríos entubados y transformados en grandes avenidas, etc.

Este desarrollo se verificó sin una planeación y un control adecuados.

El uso del suelo mostraba una irracional y desordenada distribución de centros habitacionales, comerciales, industriales y de otras actividades, lo que obligaba a los habitantes a realizar grandes recorridos en todas direcciones.

El transporte de pasajeros representaba uno de los principales problemas de la ciudad. El intenso movimiento diario de personas en transportes urbanos, era causa de congestiones de tránsito que resultaban de poca importancia en las zonas periféricas, pero que se incrementaban en el área denominada como "zona central", alcanzando su máxima intensidad en el primer cuadro.

Ante ésta situación y dentro de una planeación racional, se vió la conveniencia de construir un sistema rápido de transporte colectivo en vía libre, conocido mundialmente como Ferrocarril Metropolitano ó "Metro", para que constituyera la columna vertebral de un sistema integral de transporte.

### 3. PRIMERA ETAPA DEL METRO.

En 1965, partiendo de estudios iniciados en 1958, Ingenieros Civiles Asociados, se comprometió a colaborar con las autoridades en la solución del problema del transporte para la Capital de la República. Como parte de un trabajo que se denominó " Estudio de vías rápidas para la Ciudad de México", se llevó a cabo una recopilación de la experiencia acumulada en los 33 sistemas que se encontraban en operación en otros países.

La investigación permitió obtener una amplia informa---

ción acerca de los equipos rodantes y sus instalaciones especiales, de los procedimientos constructivos y sus costos, las ventajas y desventajas de las soluciones elevadas, superficiales, subterráneas o mixtas, las especificaciones de trazo de un ferrocarril urbano, etc. Además, todas aquellas innovaciones tecnológicas que pudieran tener aplicación en la Ciudad de México.

De acuerdo a los antecedentes del problema en la Ciudad de México y concientes de que llegar a una solución de carácter integral implicaba enfrentarse a numerosos aspectos, se hizo un planteamiento general de las posibles rutas iniciales de una red de transporte masivo en vía rápida.

Una vez resueltos los aspectos de factibilidad económica y financiamiento, se procedió a estudiar el trazo más conveniente, el cual quedó como sigue :

LINEA 1. De la Glorieta de Chapultepec y Tacubaya, -- hasta el crucero de Calzada Zaragoza y Boulevard Aeropuerto (9.10 Km).

LINEA 2. Del Panteón Sanctorum a Tlaxcoaque (10.70 Km).

LINEA 3. De la Villa a la Glorieta de Etiopía (11.4 Km).

De la etapa de proyecto definitivo, tramo por tramo de cada línea, y también de cada una de las obras complementarias, emanaron diversos planteamientos surgidos unos a pocos días de iniciada la obra y otros durante el desarrollo del proyecto y la construcción, todos tendientes a lograr la máxima eficiencia en función de los recursos disponibles.

LINEA 1. Prolongación Oriente, de Aeropuerto a Zaragoza

za y prolongación Sur-Poniente de Chapultepec a Tacubaya y Observatorio.

LINEA 2. Supresión del tramo Tacuba-Sanctorum y prolongación Sur de la Línea 2 en vía superficial por la Calzada de Tlalpan.

LINEA 3. Supresión de la rama Norte hacia la Villa, sustituyendola por el tramo Hidalgo-Tlatelolco.

El 19 de Junio de 1967 se iniciaron las obras del Metro de la Ciudad de México. Se abría así un nuevo capítulo en la historia de la Capital de la República.

El 20 de Noviembre de 1970 fueron entregados a la Ciudad de México, las tres líneas del Sistema de Transporte Colectivo (41.52 Km) que constituyen la primera etapa de este medio de transporte en nuestro país.

Entre 1971 y 1977 se suspendió la construcción de nuevas líneas, debido básicamente a problemas económicos.

#### 4. PLAN MAESTRO DEL METRO.

El Plan Maestro del Metro, como parte del Plan Rector de Vialidad y Transporte, viene a constituir lo que se ha llamado la columna vertebral del Sistema de Transporte Colectivo en la Ciudad de México.

Este importante documento indica las metas de movilidad que deberán ser cubiertas con el Metro en los diferentes horizontes de proyecto, así como las ampliaciones más adecuadas del servicio, acordes con la política de desarrollo urbano y las posibilidades de ejecución.

La implantación del Plan Maestro del Metro, tiene los siguientes objetivos :

- a) Definir una política de ampliación de la red que induzca a la utilización del transporte masivo.
- b) Definir las reservas territoriales, destinadas a las edificaciones necesarias para una adecuada operación del sistema y preservar los derechos de vía.
- c) Propiciar la reestructuración urbana y el ordenamiento del uso del suelo.
- d) Disminuir la contaminación ambiental.
- e) Crear más opciones de traslado a los centros de trabajo, recreación y servicio.
- f) Impulsar el desarrollo de la tecnología y de la industria nacional, relacionados con la operación del sistema a fin de sustituir importaciones y generar empleos.
- g) Elaborar una planeación económica y financiera que equilibre la operación y administración del sistema.

Como se puede apreciar, el propósito del Plan Maestro del Metro, es tener una base de ordenación del área urbana, que sea el punto de partida del desarrollo ininterrumpido que resuelva por una parte el problema de transportación actual y que por otra plantee acciones a mediano y largo plazo.

El Plan Maestro del Metro surgió con la necesidad de -

continuar con la ampliación de la red del Metro de la Ciudad de México en 1977. A partir de ese momento se han generado las siguientes etapas de construcción del Metro :

a) Segunda Etapa. Comprende 44.6 Km. de longitud que incluye la ampliación de la Línea 3 en sus dos extremos, de Tlateloco a Indios Verdes, al norte y de Hospital General a la Estación Zapata al Sur; la Línea 4, de Martín Carrera a Santa Anita; la Línea 5, de Instituto del Petróleo a Pantitlán y la Línea 6, que va de la estación el Rosario al Instituto del Petróleo.

b) Tercera Etapa. Comprende 25.4 Km. de longitud y se integra con la Línea 7 de Tacuba a Barranca del Muerto; las ampliaciones de las Líneas 1, 2 y 3 de Zaragoza a Pantitlán, de Tacuba a Cuatro Caminos y de Zapata a Ciudad Universitaria, respectivamente, así como la prolongación de la Línea 5 de Instituto del Petróleo a Politécnico.

c) Cuarta Etapa. Comprende 27.3 Km. de longitud. Está integrada por la ampliación norte de la Línea 7 de Tacuba a El Rosario, la ampliación oriente de Línea 6 de Instituto del Petróleo a Martín Carrera y la Línea 9 de Pantitlán a Observatorio.

##### 5. ACTUALIZACION DEL PLAN MAESTRO.

Corresponde a la Comisión de Vialidad y Transporte Urbano (COVITUR), elaborar y mantener actualizado el Plan Maestro del Metro.

En 1978 el Plan Maestro del Metro previó, para el año - 2000, una red con 378 Km de longitud en la que operarían 807 trenes en 21 líneas, teniendo una capacidad de transporta---

ción de 24 millones de pasajeros al día.

Posteriormente en 1980, se formuló la versión siguiente del Plan Maestro, que contempló para fines de siglo una red de 444.09 Km que requeriría de 882 trenes y estaría en posibilidad de transportar 26.33 millones de usuarios diariamente.

Tomando en cuenta que la última revisión de este documento fué en 1982, se consideró conveniente revisarlo con nueva información, lo cual se inició a partir de Abril de 1984.

Para la revisión del Programa Maestro del Metro, COVITUR estableció un proceso metodológico en el cual se incluyó la utilización de modelos matemáticos que permitieron obtener corredores de alta demanda de movilidad y que justificaron líneas del Metro. Una vez definidos estos corredores, se procedió de acuerdo al trazo vial de la ciudad a efectuar el análisis de factibilidad técnica, que permitiera alojar líneas del Metro.

Como resultado global de este estudio, se tienen planteados tres horizontes de planeación : de corto plazo 1988, mediano plazo 1994 y largo plazo 2010.

La red resultante a largo plazo deberá contar con una extensión de 315.34 Km con un total de 15 líneas y 274 estaciones. La oferta de servicio de esta red será aproximadamente de 23 millones de viajes - persona - día. Ver figura I-1.

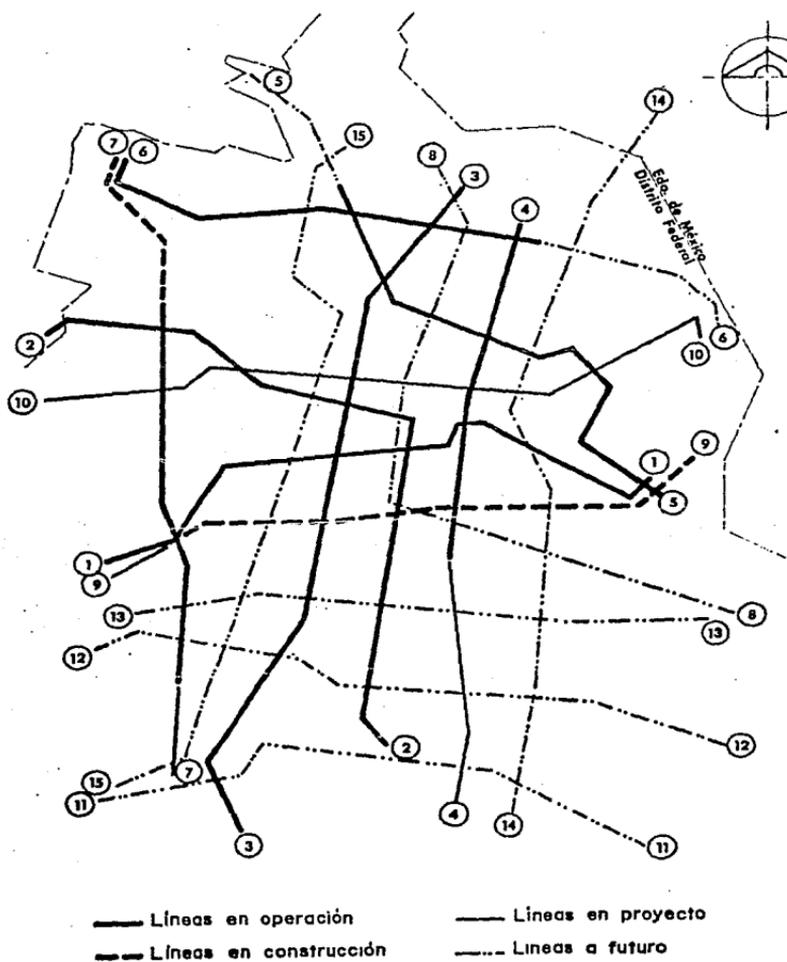


Figura I-1. Programa Maestro del Metro  
Horizonte 2010

## B. SELECCION DEL TIPO DE LINEA.

La red actual del Sistema de Transporte Colectivo Metro, está constituida por estructuras de tipo subterráneo, bien sea en cajón o en túnel, superficial y elevada. La elección del tipo de línea está fundamentada en una serie de factores que se exponen más adelante.

Cualquiera que sea la elección, siempre ha de procurarse que el tipo de línea se integre totalmente al contexto urbano de la ciudad.

Podemos afirmar que desde la etapa de planeación se vislumbra el tipo de línea que se empleará. En efecto, simultáneamente el proceso de seleccionar el recorrido de una línea del Metro se inicia el análisis preliminar de factibilidad física, es decir, el estudio de las interferencias con redes de agua potable, alcantarillado, electricidad, teléfonos, -- gas y ductos de petróleo.

Se toman en cuenta también las restricciones relativas a las pendientes del terreno, condiciones del subsuelo, amplitud y continuidad de las calles, altura y tipo de las --- construcciones aledañas al trazo, usos de suelo, zonas arqueológicas, históricas y del patrimonio de la ciudad.

Se consideran además las alternativas de desvíos de tránsito necesarias en las etapas de construcción, las afectaciones y las obras viales inducidas por la construcción de las líneas.

Existen otros factores de suma importancia en el proceso de selección del tipo de línea, ellos son el costo de obra

civil por Km, el tiempo de ejecución de la obra civil, conservación de obras y equipo y mantenimiento de la vía.

En esta forma se determina el tipo de línea que más se ajuste a las restricciones físicas y económicas, ya sea superficial, cajón subterráneo, túnel profundo o elevada.

A continuación se describen las características de cada línea y los criterios más generales para su elección.

#### 1. SOLUCION SUPERFICIAL.

La solución superficial consiste en una losa de concreto reforzado de 8 M de ancho y dos muretes laterales de contención, desplantada sobre terreno previamente mejorado y a una profundidad aproximada de 1.30 M, para lograr así una adecuada compensación de cargas. Ver figura I-2a.

Requiere una amplitud vial mínima de 50 M para lograr soluciones satisfactorias, desde el punto de vista estética del paisaje urbano.

Debido a la poca profundidad de desplante de esta alternativa la interferencia con instalaciones municipales se ve disminuida.

Dada la simplicidad del procedimiento constructivo se tienen rendimientos de 130 a 150 M. por mes, que son los más altos en comparación con los otros tipos de líneas.

Las molestias al tránsito y al público, durante la fase de construcción, no son de gran magnitud.

## 2. SOLUCION SUBTERRANEA EN CAJON

La solución subterránea en cajón es una estructura de concreto armado, de sección rectangular, desplantada a la menor profundidad posible. Ver figura I-2b.

Debe cumplir con los requisitos de estabilidad, compensación, flexibilidad e impermeabilidad que se requieren para suelos con características tan particulares como los del Valle de México.

Es posible construir el cajón en vialidades de poca amplitud empleando el método constructivo de muros milan, o tablastaca. Si existe espacio suficiente el cajón puede ser construido a cielo abierto.

La construcción del cajón conlleva a fuertes interferencias con las instalaciones municipales, lo cual obliga a realizar un gran número de obras inducidas para librarlas.

La realización de las obras inducidas aunadas a la naturaleza del procedimiento constructivo del cajón, hacen de esta solución la más conflictiva respecto a molestias al público y al tránsito de vehículos.

Los rendimientos de la solución en cajón subterráneo son del orden de 90 a 110 M por mes.

## 3. SOLUCION ELEVADA.

La solución elevada es una estructura similar a un puente continuo. La cimentación es a base de zapatas de concreto reforzado sobre pilotes de fricción. Ver figura I-2c.

Las líneas elevadas se pueden alojar en vialidades con amplitud mínima de 40 M.

El principal objetivo de la construcción del metro elevado es evitar la construcción de pasos a desnivel en los cruces con avenidas importantes o vías de ferrocarril.

Las interferencias con instalaciones municipales no son de gran consideración respecto a la solución en cajón subterráneo.

El tránsito no se ve interrumpido aún durante las etapas de construcción y las molestias al público también son mínimas.

En esta solución se tienen rendimientos aproximados de 70 a 90 M por mes.

#### 4. SOLUCION EN TUNEL PROFUNDO.

El túnel profundo constituye un paso subterráneo abierto artificialmente para la circulación del Metro. Ver figura I-2d.

Las líneas en túnel profundo resultan de la necesidad de evitar fuertes desvíos de tránsito, en decir, cuando el trazo se localiza sobre avenidas importantes de alta densidad vehicular.

Aunque las inversiones económicas son muy altas, se tienen una serie de condiciones ventajosas: no existen restricciones respecto a la amplitud de las vialidades, no existen interferencias con instalaciones municipales y las molestias-

ocasionadas al público y al tránsito son mínimas.

Esta alternativa presenta rendimientos del orden de 90 a 110 M por mes.

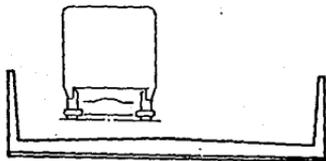
Respecto al costo de la obra civil de las líneas citadas, y en forma general, el más alto corresponde a la línea en túnel profundo, en tanto que los costos intermedios los poseen las líneas en cajón subterráneo y elevada, en ese orden, y el más bajo corresponde a la línea superficial.

Con base en todos los argumentos anteriores, y partiendo del trazo planteado según el Programa Maestro del Metro, en el proyecto de la Línea 9 fué necesario combinar los cuatro tipos de líneas mencionados.

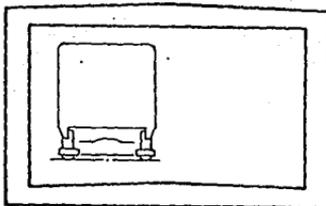
En el siguiente apartado podrá observarse que el Tramo Mixhuca-Jamaica, tema de este trabajo, se encuentra ubicado dentro del tipo de línea en cajón subterráneo.

Finalmente, a costos de Marzo de 1987, la construcción del cajón para el tramo Mixhuca-Jamaica, desplantado entre 8 y 9 m de profundidad y con una longitud de 942.515 m, ha significado un costo de \$ 7,011.63 millones.

De lo anterior se desprende un costo de \$ 7,439.28 millones/Km, ó bien un costo de \$ 7.44 millones/m.

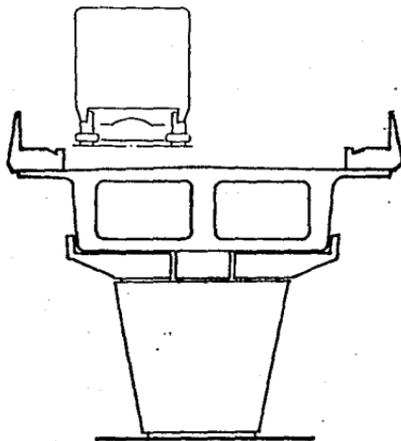


a) Solución superficial

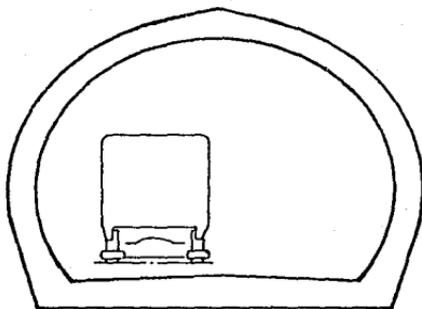


b) Solución en cajon subterráneo.

Figura I-2. Tipos de líneas



c) Solución elevada



d) Solución en túnel

Figura I-2. Tipos de líneas

## C. LINEA 9 DEL METRO. PROYECTO Y CONSTRUCCION.

Línea 9 se construye de Oriente a Poniente, inmediatamente al Sur de Línea 1. Inicia en Pantitlán, en los límites con Ciudad Nezahualcoyotl, continúa sobre Río Churubusco, cruza Avenida Zaragoza, prosigue en dirección Poniente por Río de la Piedad y Eje 3 Sur hasta Patriotismo, continúa por Cerrada de la Paz, José Martí, Avenida Jalisco y Campo Florido hasta llegar a Observatorio.

La longitud de ésta Línea es de 16.4 Km. En sus extremos es superficial (1.4 Km.), su tramo Oriente es elevado -- (4.9 Km ), a lo largo del Eje 3 Sur es subterráneo en cajón-- (8.2 Km ) y de Patriotismo a Observatorio en tunel profundo (1.9 Km ). Ver figura I-3b.

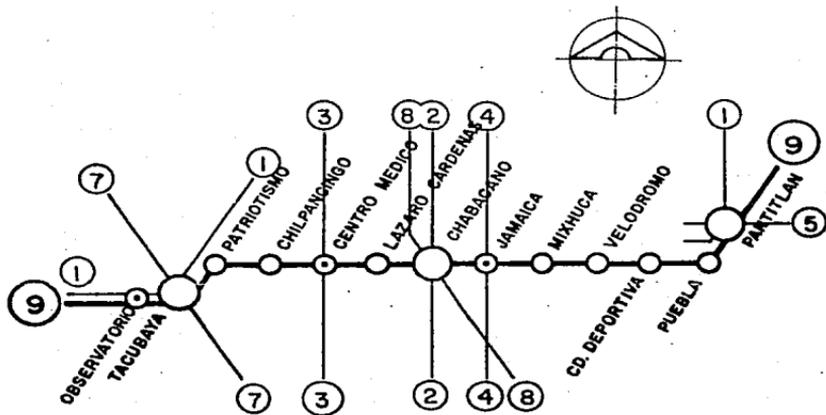
Cuenta con trece estaciones :

- a) Dos terminales que también son de transbordo: Pantitlán (L-5 y L-1) y Observatorio (L-1).
- b) Cuatro de transbordo : Jamaica (L-4), Chabacano - - (L-2 y L-8), Centro Médico (L-3) y Tacubaya (L-1 y L-7).
- c) Siete de paso : Puebla, Ciudad Deportiva, Velódromo, Mixhuca, Lázaro Cárdenas, Chilpancingo y Patriotismo.

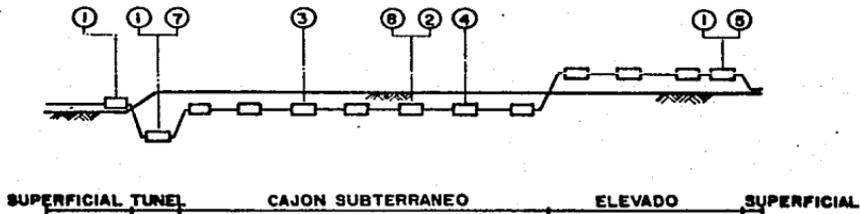
La distribución de estas estaciones a lo largo de la Línea se puede apreciar en la figura I-3a.

La construcción de Línea 9 tiene los siguientes objetivos:

- a) Ampliar la capacidad de la Línea 1 (estimado en 15%),



a) Trazo esquemático



b) Perfil esquemático

Figura I-3. Línea 9 del Metro

construyendo una terminal de dos andenes y tres vías en la - Estación Observatorio. Línea 9 ocupará la actual estación - Observatorio de Línea 1.

b) Descongestionar la Línea 1 al disminuirle la demanda.

c) Redistribuir las cargas en el sistema, favoreciendo el funcionamiento de las Líneas 1, 4, 2, 3 y 7.

d) Solucionar el problema que para el Sistema Metro -- significa la represa Tacubaya y fortalecer el adecuado fun-- cionamiento hidráulico de la Cuenca del Río Tacubaya.

La construcción de esta Línea está programada en tres - etapas :

a) De Pantitlán a Centro Médico.

b) De Centro Médico a Tacubaya.

c) De Tacubaya a Observatorio.

1. PANTITLAN - CENTRO MEDICO.

El proyecto se inició a principios de 1984, la construcción del tramo Pantitlán - Chabacano en Junio de 1984 y de - Chabacano a Centro Médico en Febrero de 1985.

Se programa concluir en Agosto de 1987 los primeros - - 11.6 Km. para ponerlos en servicio, es decir de Pantitlán a Centro Médico.

Además de la obra del Metro, este programa considera :

- a) Depósito para 30 trenes en Pantitlán.
- b) Ampliación del paradero de autobuses.
- c) Edificio comedor en Pantitlán.

d) Obras viales para prologar como vía de acceso controlado el Viaducto Miguel Alemán, desde Churubusco hasta - Zaragoza (incluyendo tres puentes).

e) Un puente elevado para el cruce del Eje 3 Sur con la Calzada de Tlalpan.

## 2. CENTRO MEDICO - TACUBAYA.

El proyecto ejecutivo de este tramo se inció a fines - de 1985 y a principios de 1986 su construcción.

Se tiene programado concluir este tramo en 1988.

## 3. TACUBAYA - OBSERVATORIO.

Este tramo reviste características particulares muy importantes para el Sistema Metro. Entre otras se pueden mencionar :

a) Su longitud es de 1.84 Km. y se integra con el tramo de llegada a la Estación Observatorio, la propia estación y un depósito de trenes.

b) La Estación Observatorio que se construirá con tres vías y dos andenes, servirá para Línea 1. Línea 9 utilizará la actual Estación de Línea 1.

c) Afectación de la vialidad y algunas zonas del con--  
torno de Observatorio, mismas que se tendrán que adecuar.

El programa citado resulta ser de largo plazo (para el-  
año de 1990). En 1986 se avanzará en proyecto y algunas - -  
obras hidráulicas.

## II. ESTUDIOS DE MECANICA DE SUELOS.

El estudio de las condiciones del subsuelo es fundamental para realizar el diseño y la construcción de las líneas del Metro.

Dada la importancia de estas obras, se ha adoptado toda una metodología para la exploración y muestreo de los suelos, así como para la determinación de sus propiedades físicas y mecánicas.

La metodología empleada se debe a Terzaghi y consiste en :

- a) Conocer primero la geología del sitio.
- b) Después, su estratigrafía en detalle.
- c) Con base en lo anterior, proponer el programa de muestreo y pruebas de laboratorio mediante las técnicas más adecuadas.

La información geológica del sitio normará un criterio muy acertado respecto al subsuelo en estudio. Esta información revelará la naturaleza de los depósitos subyacentes en el lugar de la investigación, facilitando así la tarea de seleccionar los métodos más adecuados para la exploración del subsuelo.

La exploración del subsuelo tiene como objetivos principales determinar la estratigrafía en detalle y la profundidad del nivel freático; además se obtienen datos aproximados de la resistencia y compresibilidad de los estratos, --

de tal manera que se puedan evaluar los problemas relativos a estabilidad de excavaciones, empujes, expansiones y asentamientos, mediante un diseño geotécnico preliminar.

El conocimiento apriorístico de tales problemas permite programar el muestreo inalterado y las pruebas de laboratorio necesarias para obtener el cuadro definitivo de datos -- del proyecto, investigando todas aquellas propiedades físicas y mecánicas del subsuelo, que pueden plantear una situación crítica en la obra.

Conviene mencionar que en el diseño de las líneas del Metro intervienen diferentes compañías proyectistas, con diferentes criterios en cuanto al desarrollo de un proyecto de Mecánica de Suelos.

Esto ha generado la necesidad de contar con un Manual de Estudios Geotécnicos que, entre otros aspectos, tenga las siguientes finalidades :

- a) Normar el alcance de cada etapa del estudio geotécnico.
- b) Unificar criterios, técnicas e instrumentos.
- c) Exponer una metodología de diseño, racional y sencilla.

Con el propósito de lograr estos objetivos, COVITUR ha implementado un Manual de Estudios Geotécnicos para la solución subterránea en cajón. En él se describe, entre otros aspectos, la aplicación de los conceptos y técnicas que han demostrado mayor confiabilidad para el diseño y construcción de las líneas del Metro.

En los siguientes apartados se expone una panorámica -- del subsuelo de la Zona del Lago, así como una descripción - de las normas referentes a la exploración geotécnica, diseño geotécnico preliminar, información geotécnica de detalle y -- diseño geotécnico definitivo, las cuales forman parte del Manual de Estudios Geotécnicos.

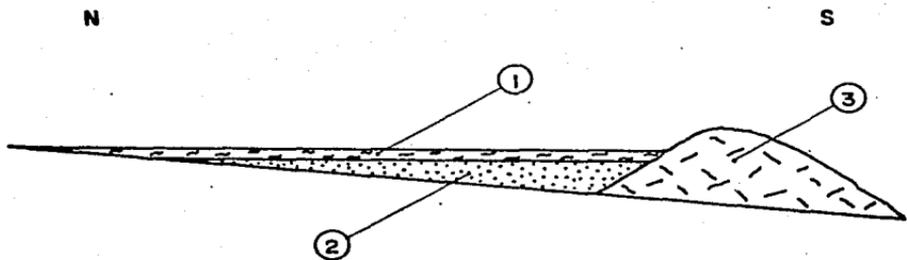
En la parte final de este capítulo se presentan las conclusiones y cálculos de Mecánica de Suelos para el tramo --- Mixhuca-Jamaica.

#### A. MARCO GEOLOGICO Y ZONIFICACION GEOTECNICA DEL VALLE DE MEXICO.

La cuenca del Valle de México asemeja una enorme presa-azolvada. La cortina situada en el Sur está representada -- por los basaltos de las Sierras Cuauhtzin y Ajusco, mientras que los rellenos del vaso están constituidos en su parte superior por arcillas lacustres y en su parte inferior por --- clásticos derivados de la acción de ríos, arrollos, glaciares y volcanes. Ver figura II-1.

El conjunto de rellenos contiene además capas de ceniza y estratos de pómez producto de erupciones volcánicas. También se reconocen numerosos suelos, originados por la meteorización de los depósitos volcánicos, fluviales, aluviales y glaciares.

Sobre este complejo relleno ha crecido la Ciudad de México. Desde su fundación, hará 600 años, ha tenido que enfrentarse a las características difíciles del subsuelo.



1. Arcillas lacustres
2. Depósitos clásticos
3. Sierra Cuauhtzin

**Figura II-1** Esquema geológico general  
del Valle de México

Los numerosos estudios realizados en relación al subsuelo del Valle de México, han permitido a Marsal y Mazari zonificar la Ciudad de México en tres grandes áreas, atendiendo a un punto de vista estratigráfico. Ver figura II - 2.

La denominación de la zonificación es la siguiente :

a) Zona del Lago, que consta básicamente de suelos arcillosos muy compresibles, con intercalaciones de arena en pequeñas capas o en lentes.

b) Zona de Transición, en donde aparecen en general depósitos superficiales arcillosos o limosos y orgánicos, cubriendo arcillas muy compresibles que se presentan en espesores muy variables, con intercalaciones de arenas limosas o limpias y compactas. Todo el conjunto sobreyace a mantos de arena y grava principalmente.

c) Zona de Lomas, constituida por terrenos compactos, arenoso - limosos, bien con alto contenido de grava o con tobas pumíticas bien cementadas. En algunas partes esta zona invade los derrames basálticos del Pedregal.

Para los fines de este trabajo, se tratará únicamente a la Zona del Lago, ya que el Tramo Mixhuca-Jamaica, así como la mayor parte de Línea 9, se encuentra en dicha zona. Ver figura II - 2.

#### 1. CARACTERISTICAS ESTRATIGRAFICAS DE LA ZONA DEL LAGO.

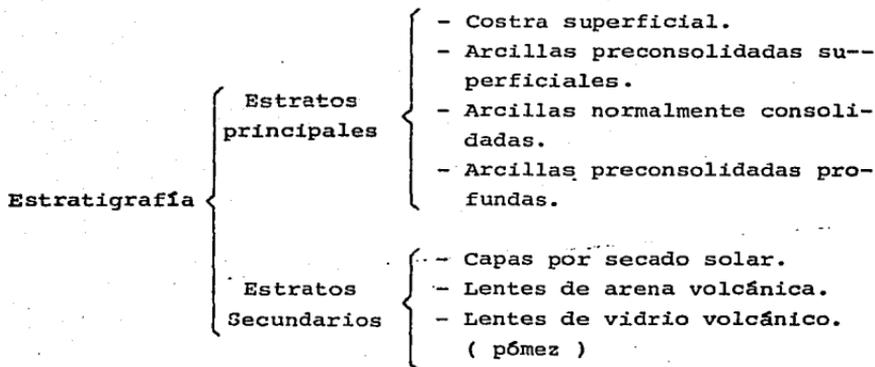
El perfil estratigráfico de los suelos de la Zona del Lago, entre la superficie y la llamada capa dura, es muy uniforme.



Se pueden identificar cuatro estratos principales según los siguientes aspectos :

- a) Su origen geológico.
- b) Los efectos de la consolidación inducida por sobrecargas superficiales.
- c) Consolidación inducida por bombeo profundo.

Estos estratos tienen intercalados lentes duros que se pueden considerar como estratos secundarios.



#### COSTRA SUPERFICIAL.

Este estrato está integrado por tres substratos, que constituyen una secuencia de materiales naturales cubiertos con un relleno artificial heterogéneo :

- a) Relleno artificial. Se trata de restos de construc--

ción y relleno arqueológico, cuyo espesor varía entre 2 y 7 m.

b) Suelo blando. Se le puede describir como una serie de depósitos aluviales blandos intercalados con lentes de material eólico.

c) Costra seca. Se formó como consecuencia de una disminución del nivel del lago, quedando expuestas algunas zonas del fondo a los rayos solares.

#### ARCILLA PRECONSOLIDADA SUPERFICIAL.

En este estrato preconsolidado superficial, las sobrecargas y rellenos artificiales provocaron un proceso de consolidación que transformó a los suelos normalmente consolidados, localizados por debajo de la costra superficial.

#### ARCILLA NORMALMENTE CONSOLIDADA.

Se localiza debajo de la profundidad hasta la que afectan las sobrecargas superficiales y por arriba de los suelos preconsolidados por el bombeo profundo.

Es importante aclarar que se han identificado como normalmente consolidados para las sobrecargas actuales, porque aún estas arcillas han sufrido un proceso de consolidación a partir de su condición inicial.

#### ARCILLA PRECONSOLIDADA PROFUNDA.

El bombeo para abastecer a la ciudad ha generado un fenómeno de consolidación, más significativo en las arcillas profundas que en las superficiales. Este fenómeno ha dado -

lugar a las arcillas preconsolidadas profundas.

#### LENTESES DUROS.

Los estratos de arcilla están interrumpidos por lentes-duros, que pueden ser costras de secado solar, arena o vídrio volcánico.

#### 2. SUB-ZONIFICACION DE LA ZONA DEL LAGO.

Como se ha venido mencionando, esta zona se caracteriza por los grandes espesores de arcillas blandas de alta compresibilidad, que subyacen a una costra endurecida superficial de espesor variable en cada sitio, dependiendo de la localización e historia de las sobrecargas.

Por ello, la zona del lago se ha subdividido atendiendo a la importancia relativa de dos factores independientes :

- a) El espesor y propiedades de la costra superficial.
- b) La consolidación inducida en cada sitio.

#### SUBZONA LAGO VIRGEN.

Corresponde al sector oriente del lago, cuyos suelos -- prácticamente han mantenido sus propiedades mecánicas desde su formación. Sin embargo, el reciente desarrollo de esta zona de la ciudad, está incrementando las sobrecargas en la superficie y el bombeo profundo.

La estratigrafía típica del Lago Virgen es la siguiente:

Tabla II-1 Estratigrafía y propiedades, Lago Virgen.

ESTRATO	ESPEJOR (M)	$\gamma$ (T/M <sup>3</sup> )	C (T/M <sup>2</sup> )	$\phi$ (°)
Costra superficial.	1 a 2.5	1.4	1.0	20
Serie arcillosa superior.	38 a 40	1.15	0.5 a 1.0	-
Capa dura*	1 a 2	-	-	-
Serie arcillosa inferior.	15 a 30	1.25	3.0 a 4.0	-

\*La información disponible es muy limitada.

Fuente : Manual de estudios geotécnicos. COVITUR.

#### SUBZONA CENTRO I.

Está asociada al sector de la Ciudad no colonial, que se desarrolló a principios de este siglo y ha estado sujeta a las sobrecargas impuestas por construcciones pequeñas y medianas.

Las propiedades mecánicas del subsuelo en esta subzona, representan una condición intermedia entre el Lago Virgen y el Centro II.

Las características estratigráficas propias de esta subzona son las siguientes :

Tabla II-2 Estratigrafía y propiedades, Centro I.

ESTRATO	ESPESOR (M)	$\gamma$ (T/M <sup>3</sup> )	C (T/M <sup>2</sup> )	$\phi$ (°)
Costra superficial.	4.6	1.6	4	25
Serie arcillosa superior.	20 a 30	1.2	1 a 2	-
Capa dura*	3 a 5	1.5 a 1.6	0 a 10	25 a 36
Serie arcillosa inferior.	8 a 10	1.3 a 1.35	5 a 8	-

\* La información disponible es muy limitada.

Fuente : Manual de estudios geotecnicos. COVITUR.

#### SUBZONA CENTRO II.

Está dentro de la antigua traza de la Ciudad, donde la historia de las cargas aplicadas a la superficie ha sido muy variable. Esta situación ha provocado que en esta subzona se encuentren las siguientes condiciones extremas :

a) Arcillas fuertemente consolidadas por efecto de rellenos y sobrecargas de antiguas construcciones aztecas y coloniales.

b) Arcillas blandas, asociadas a lugares que han alojado plazas y jardines durante largos períodos de tiempo.

c) Arcillas muy blandas en los cruces de antiguos canales.

les.

A continuación se resume la estratigrafía característica de esta subzona.

Tabla II-3 Estratigrafía y propiedades, Centro II.

ESTRATO	ESPESOR (M)	$\gamma$ (T/M <sup>3</sup> )	C (T/M <sup>2</sup> )	$\phi$ (°)
Costra superficial.	6 a 10	1.7	4	25
Serie arcillosa superior.	20 a 25	1.3	3	-
Capa dura*	3 a 5	1.5 a 1.6	0 a 10	25 a 36
Serie arcillosa inferior.	6 a 8	1.3 a 1.4	6 a 12	-

\* La información disponible es muy limitada.

Fuente : Manual de estudios geotécnicos. COVITUR.

La información citada en este tema pretende cubrir el primer punto de la metodología de terzaghi, que se refiere a conocer primero la geología del sitio.

Este reconocimiento es fundamental para un buen desarrollo del proyecto de Mecánica de Suelos como se podrá comprobar más adelante.

Por otra parte, las propiedades mecánicas citadas en --

las tablas II-1, II-2 y II-3, únicamente sirven como referencia general, y no como datos para el proyecto definitivo.

#### B. EXPLORACION GEOTECNICA.

El objetivo de la campaña de exploración es obtener información exacta de las condiciones del subsuelo y consisten principalmente en :

a) Determinar con precisión la estratigrafía a lo largo de la línea, es decir, definir la profundidad, espesor y composición de los estratos del subsuelo.

b) Conocer las condiciones de presión del agua del sub suelo.

c) Obtener una estimación preliminar de las propiedades mecánicas de los suelos, como lo son la resistencia al corte y la deformabilidad de los suelos.

Esta información hace posible el análisis geotécnico preliminar del problema, lo que a su vez permite fundamentar los objetivos y alcances de la etapa de muestreo inalterado posterior.

Para cubrir estos objetivos se realizarán sondeos de exploración según la Tabla II-4.

El cono eléctrico de 2 toneladas de capacidad es la herramienta empleada en la exploración de los suelos de la zona del lago. Permite definir con precisión la estratigrafía del sitio, basándose en la resistencia de punta ( $q_c$ ). Su notable eficiencia reduce significativamente los tiempos de

TABLA II-4 NUMERO Y PROFUNDIDAD DE LOS SONDEOS DE EXPLORACION EN LA ZONA DEL LAGO.

C A S O S	NUMERO MINIMO DE SONDEOS	PROFUNDIDAD
A lo largo de la línea	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Un sondeo principal cada 500 m.</li> <li>- Donde se justifique, se harán intermedios de verificación.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Los sondeos principales se harán a 4 veces el ancho del cajón. **</li> <li>- Los sondeos intermedios de verificación se harán a 2.5 veces el ancho del cajón.</li> </ul>
<ul style="list-style-type: none"> <li>- Cruce c/antiguos canales.</li> <li>- Estación.</li> <li>- Próximo a estructuras importantes. *</li> <li>- Cruce con otras Líneas del Metro.</li> </ul>	<p>1</p> <p>1</p> <p>1 a 2</p> <p>1</p>	Hasta donde la estructura del Metro modifique significativamente el estado de esfuerzos en el subsuelo.

\* Edificios, drenajes y líneas de alta tensión.

\*\*La profundidad máxima será hasta encontrar la primera capa dura.

ejecución del sondeo.

La gráfica de variación de la resistencia de punta ( $q_c$ ) con la profundidad, permite racionalizar la etapa de muestreo inalterado y precisar el programa de pruebas de laboratorio.

Una técnica alternativa es la penetración estandar, complementada con numerosas determinaciones del contenido de agua y los límites de consistencia de las muestras recuperadas, sin embargo es poco recomendable debido a su lentitud y elevado costo.

Las condiciones de presión del agua se determinan de manera confiable con piezómetros abiertos, localizados en los estratos permeables. También pueden emplearse piezómetros neumáticos, pero tienen como limitante que su instalación y operación es compleja.

El valor promedio de las propiedades mecánicas de los estratos característicos del subsuelo, puede estimarse de las correlaciones para el cono eléctrico.

### C. DISEÑO GEOTECNICO PRELIMINAR.

#### 1. DEFINICION DEL PROBLEMA.

Con la estratigrafía y la medición indirecta de las propiedades mecánicas de los suelos, se deberá efectuar un análisis preliminar de las soluciones factibles, considerando los siguientes aspectos :

- a) Estabilidad general de la excavación.

- b) Empujes horizontales sobre los muros.
- c) Estimación de expansiones o asentamientos.
- d) Definición de la necesidad de abatimiento del nivel freático durante la construcción y tolerancia admisible de las subpresiones.

La importancia de estos análisis radica en que facilitan la comprensión del problema, se define la importancia de la costra dura superficial y de los suelos blandos que la subyacen y se precisa qué información geotécnica de detalle se requiere. Las conclusiones respectivas permiten fundamentar y justificar las siguientes actividades :

- a) El programa de sondeos inalterados de tipo selectivo.
- b) Las técnicas de muestreo inalterado que deberán seguirse.
- c) El programa de instalación de estaciones piezométricas, incluyendo el tipo de celdas sensibles.
- d) El programa preliminar de trabajos de laboratorio.

## 2. SOLUCIONES FACTIBLES.

Las características estructurales del cajón del Metro deben ser concordantes con la estratigrafía y las propiedades de los suelos.

Para el diseño y construcción del cajón subterráneo se-

han adoptado tres soluciones estructurales básicas :

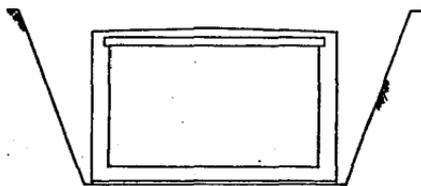
- a) Cajón subterráneo construido a cielo abierto.
- b) Cajón subterráneo construido con tablestaca estructural.
- c) Cajón subterráneo construido con tablestaca de acompañamiento.

Cabe mencionar que la selección de la alternativa estructural a emplear no depende solamente de las características del subsuelo, sino también del espacio disponible en las calles para las operaciones de construcción en la cercanía de edificios aledaños al trazo de la línea.

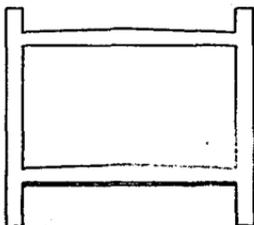
El cajón subterráneo construido a cielo abierto se utiliza cuando el ancho de una calzada tiene la dimensión suficiente para excavar con taludes estables. En este caso la excavación se efectúa a una profundidad máxima de 7 metros. Ver figura II-3a.

Generalmente, el proyecto de las obras del Metro se localiza en zonas donde no existe espacio disponible para ejecutar la excavación mediante taludes con una inclinación estable. En estos casos se debe recurrir al empleo de estructuras de contención, llamadas "muro milán" o "muro tablestaca".

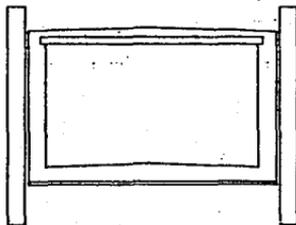
Los cajones con tablestaca estructural son aquellos en los cuales la losa inferior y la superior se unen estructuralmente al muro tablestaca, formando así una estructura rígida. Ver figura II-3b.



a) Cajón sencillo con excavación a cielo abierto



b) Cajón con tablestaca estructural



c) Cajón con muro estructural y tablestaca de acompañamiento

Figura II-3 Tipos de cajones

En los cajones con tablestaca de acompañamiento, ésta no forma parte del cajón definitivo. Tiene aplicación cuando la profundidad de desplante del cajón sea tal que se requiera mayor peso en la estructura para contar así con una cimentación del tipo compensada. Ver figura II-3c.

Esta última alternativa fué adoptada para la construcción del tramo Mixhuca-Jamaica. Sus características se definirán en el Capítulo III.

#### D. INFORMACION GEOTECNICA DE DETALLE.

Esta etapa viene a satisfacer las necesidades del diseño geotécnico definitivo, es decir, debe proporcionar la información suficiente para llevar a cabo los análisis de estabilidad de excavaciones así como los análisis de movimientos verticales a corto y largo plazo.

##### 1. INSTRUMENTACION DE EXPLORACION.

La instrumentación se enfocará en esta etapa a determinar de manera precisa las condiciones piezométricas del subsuelo, para conocer la distribución de esfuerzos efectivos con la profundidad necesaria para el diseño geotécnico definitivo.

Para ello se instalarán estaciones instrumentadas, compuestas de un indicador del nivel freático y un mínimo de tres piezómetros. El número de estaciones y la profundidad mínima de instrumentación en cada caso se determinará según la Tabla II-5.

La posición del nivel de agua freática (NAF) se determi

TABLA II-5 NUMERO Y PROFUNDIDAD DE INSTRUMENTACION  
DE LAS ESTACIONES PIEZOMETRICAS.

C A S O	NUMERO MINIMO DE ESTACIONES PIEZOMETRICAS	PROFUNDIDAD DE INSTRUMENTACION
A lo largo de la línea.	Una en cada estación de la Línea. Donde se requiera- se instalarán estaciones - de verificación.	Se instalarán piezó- metros hasta una pro- fundidad cuatro veces el ancho del cajón.*
Cruce con antiguos canales  Próximo a estructu- ras importantes.**	1   1	Hasta donde la estruc- tura Metro modifica-- rá significativamente el estado de esfuer-- zos del subsuelo.

\* La profundidad máxima será hasta encontrar la primera capa dura.

\*\* Edificios, drenajes, líneas de alta tensión.

na mediante tubos ranurados localizados en la costra superficial.

Las condiciones de presión del agua se obtienen confiablemente con piezómetros abiertos, instalados en los estratos permeables.

Los piezómetros neumáticos tienen como limitante lo complejo de su instalación y operación, sin embargo son los únicos que operan confiablemente en estratos arcillosos.

## 2. MUESTREO DEL SUBSUELO.

### MUESTREO ALTERADO.

Es usual recurrir al sondeo de penetración estándar para extraer muestras alteradas del subsuelo y estimar su resistencia a la penetración de la herramienta.

Las muestras así obtenidas sirven para identificar y clasificar los suelos y obtener sus propiedades índice, de las que el contenido de agua es la más relevante en el caso de las arcillas del Valle de México.

Una variedad del sondeo de penetración estándar es el denominado sondeo mixto, en el que se intercalan a profundidades especificadas tanto el muestreo alterado como el inalterado. Esta alternativa requiere del conocimiento previo de la estratigrafía del sitio, lo cual suele resolverse por medio de un sondeo de cono eléctrico.

### MUESTREO INALTERADO.

Consiste en obtener muestras del subsuelo con un mínimo de distorsión en el acomodo estructural de sus partículas, - para realizar posteriormente pruebas de resistencia y deformación en el laboratorio.

Con la información estratigráfica, obtenida en la etapa de exploración geotécnica, se detallará el programa de muestreo selectivo especificando claramente el número y profundidades de muestreo, así como el tipo de muestreo más adecuado para cada estrato.

El muestreo más confiable y completo consiste en extraer muestras inalteradas del subsuelo en forma continua, sin embargo, por su alto costo, este método sólo se justifica en proyectos importantes o investigaciones particulares del subsuelo.

El muestreo de arcillas blandas cuya resistencia con cono eléctrico ( $q_c$ ) sea menor de  $5 \text{ Kg/cm}^2$  se realizará con tubo Shelby de 10 cm de diámetro mínimo. En algunos casos - podrá intentarse el empleo de muestreadores de gran diámetro (mayor de 20 cm).

En la costra superficial, el único procedimiento de --- muestreo inalterado confiable es el labrado de especímenes - cúbicos en pozos a cielo abierto.

### 3. PRUEBAS DE LABORATORIO.

Utilizando las muestras representativas alteradas e inalteradas, se deberán realizar pruebas de laboratorio para ---

identificar y clasificar los suelos, y determinar las propiedades índice y mecánicas de los mismos.

Para determinar estas propiedades, así como las propiedades de los suelos "in situ", se deberán seguir los procedimientos especificados en el Manual de Mecánica de Suelos, -- editado por la Secretaría de Recursos Hidráulicos.

#### IDENTIFICACION Y CLASIFICACION DE LOS SUELOS.

Después de realizadas las etapas de exploración y muestreo, las muestras de suelo se enviarán al laboratorio debidamente protegidas contra la pérdida del contenido natural de agua para su identificación y clasificación.

La clasificación de los suelos deberá efectuarse en húmedo y en seco, de acuerdo con el criterio del Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS).

#### PROPIEDADES INDICE DE LOS SUELOS.

Una vez que se han identificado y clasificado los estratos del subsuelo atravesados por un sondeo o pozo a cielo --abierto, se procederá a determinar las propiedades índice de cada tipo de suelo, tales como :

- a) Contenido natural de agua.
- b) Densidad de sólidos.
- c) Granulometría.
- d) Límites de consistencia.

e) Peso volumétrico húmedo y seco, según sea el caso.

#### PROPIEDADES MECANICAS DE LOS SUELOS.

Estas propiedades se obtendrán de las pruebas estándar de laboratorio en muestras inalteradas. Las pruebas más comunes son las siguientes :

a) Pruebas de corte directo, en compresión simple y con torcómetro.

b) Prueba triaxial no consolidada no drenada.

c) Consolidación unidimensional.

La determinación de las propiedades mecánicas se realizará en cada estrato identificable que pueda afectar la estabilidad de la construcción.

#### E. DISEÑO GEOTECNICO DEFINITIVO.

Para la cimentación y adecuado desplante del cajón del Metro se realizarán excavaciones, que deberán proyectarse y ejecutarse según las normas mencionadas más adelante.

Es importante aclarar que dichas normas son compatibles con el reglamento de construcciones de la localidad, que en este caso es el Distrito Federal.

El artículo 270 del citado reglamento establece que en el diseño y ejecución de las excavaciones se considerarán -- los estados límite de servicio y de falla.

En el artículo 205 se define por estado límite a aquella etapa del comportamiento de una estructura, a partir de la cual dicha estructura ó parte de ella deja de cumplir con alguna función para la que fué proyectada.

Asimismo, en el artículo 206 se define por estado límite de falla al agotamiento definitivo de la capacidad de carga de la estructura o de cualquiera de sus miembros o al hecho de que la estructura, sin agotar su capacidad de carga, sufra daños irreversibles que afecten su resistencia ante -- nuevas aplicaciones de carga.

El estado límite de servicio tendrá lugar cuando la estructura llegue a un estado de deformaciones, agrietamientos, vibraciones o daños que afecten su correcto funcionamiento, -- pero no su capacidad para soportar cargas.

En el diseño de las excavaciones para las obras del Metro se considerarán principalmente los siguientes estados lí

mite.

a) De servicio : movimientos verticales (expansiones inmediatas asociadas a la excavación).

b) De falla : colapso de las paredes de la excavación (estructuras de contención y taludes) y falla de fondo por cortante.

Los estados límite de falla se tratarán posteriormente bajo el título de estabilidad de excavaciones.

El factor de seguridad recomendado para estabilidad de excavaciones es de 1.5, sin embargo la experiencia ha permitido utilizar con buen grado de seguridad un factor de 1.25, mismo que ha adoptado la proyectista del tramo en estudio -- (ISTME).

Además se considerará una sobrecarga uniforme mínima de  $1.5 \text{ ton/m}^2$ , en zonas próximas a la excavación, con un factor de carga unitario.

## 1: MOVIMIENTOS VERTICALES.

### EXPANSIONES.

La ejecución de una excavación induce una descarga en los estratos del subsuelo que se encuentran bajo el fondo de ésta y, si la excavación se realiza en arcilla, la descarga-

genera un proceso de expansión de los estratos afectados.

La expansión asociada a la excavación, presenta dos modalidades. Primeramente, una expansión relativamente rápida que se verifica a la misma velocidad que el avance de la excavación (expansión elástica inicial ó expansión inmediata). Seguidamente, una expansión más lenta, acompañada por un incremento en el contenido de agua de la arcilla que es un proceso que se prolonga con el tiempo (expansiones diferidas).

Respecto a las expansiones inmediatas, y a fin de mantenerlas dentro de límites aceptables, deberá tomarse en cuenta la conveniencia de ejecutar la excavación por etapas y, - recurrir en caso necesario al bombeo para incrementar los esfuerzos efectivos cuando la excavación se efectúe por debajo del nivel freático.

En cuanto a las expansiones diferidas, y con objeto de evitar que éstas incrementen en forma importante, se deberá limitar tanto como sea posible el tiempo que la excavación-- permanezca abierta, es decir, sin su carga final.

#### EXPANSIONES INMEDIATAS.

En el caso de la solución en cajón subterráneo, en suelos arcillosos, se tomarán en cuenta las expansiones inmediatas asociadas a la excavación y su magnitud podrá estimarse empleando la teoría de la elasticidad, obteniendo previamente los parámetros de respuesta elástica del subsuelo y el estado de esfuerzos en el mismo.

El límite máximo recomendado para las expansiones inmediatas será de 20 cm.

La magnitud de las expansiones inmediatas puede ser valuada mediante la siguiente expresión :

$$e = qB \frac{1 - u^2}{E} I_w$$

Donde :

e = expansión inmediata.

q = descarga por la excavación.

B = ancho de la excavación.

L = longitud de la excavación.

u = Módulo de Poisson del suelo (para arcillas u = 0.4 a 0.5).

E = módulo de elasticidad obtenido en prueba de compresión triaxial rápida.

I<sub>w</sub> = factor de influencia, que depende de la geometría de la excavación. Ver tabla II-6

Forma de la excavacion	Iw
cuadrada	1.12
Rectangular	
L/B	
1.5	1.36
2.0	1.53
5.0	2.10
10.0	2.54
100.00	4.01

Tabla II-6. Valores de Iw para el calculo de expansiones inmediatas, al centro de la excavación.

## 2. ESTABILIDAD DE ESCAVACIONES.

### ESTRUCTURAS DE CONTENCIÓN.

Los muros tablestaca comúnmente empleados como estructuras de contención en la solución en cajón subterráneo, deben diseñarse para mantener la excavación estable mediante un sistema de apuntalamiento, que soporte el empuje del suelo durante la etapa de excavación.

De acuerdo con la secuencia de excavación y colocación de los puntales, en el muro tablestaca se generan procesos de deformación que dependen de la rigidez de la estructura -

de contención y de la rigidez del suelo, es decir, de la interacción suelo-estructura. Bajo estas condiciones de deformación, la magnitud y distribución del empuje en este tipo de estructuras, se debe estimar en base a el diagrama de presiones equivalente (empuje redistribuido). Ver figura II-4.

Además, se debe revisar que el muro no gire hacia adentro de la excavación (falla por pateo) tomando en cuenta -- que la parte inferior del muro, conocida como "pata", genera un empuje pasivo entre el nivel de máxima excavación y el -- desplante de dicho muro.

#### TALUDES.

Se deberá analizar la estabilidad de los taludes, que conforman el avance longitudinal de las excavaciones. Para ello es usual emplear el método de las dovelas de Fellenius -- mediante la siguiente expresión :

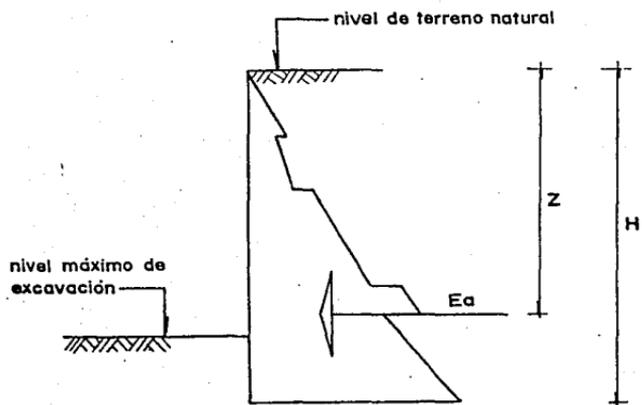
$$FS = \frac{Si \ li}{Ti}$$

Donde :

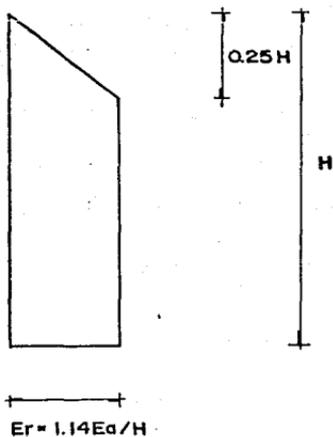
Si = resistencia al esfuerzo cortante en la base de la dovela i.

li = longitud de la base de la dovela i

Ti = fuerza tangencial actuante en la base de la dovela la i.



a) Diagrama de empuje activo ( $E_a$ )



b) Diagrama de empuje redistribuido para arcillas

Figura II-4 Diagramas de empujes

## FALLA DE FONDO.

Las excavaciones ademas y apuntaladas en arcillas deberan revisarse para evitar el riesgo de la falla de fondo - por cortante, que se manifiesta por el levantamiento repentin<sup>o</sup> del fondo y por el asentamiento del terreno circundante.- El mecanismo de falla se muestra en la figura II-5.

La revision de la estabilidad contra falla de fondo por cortante se realizara mediante la siguiente expresion :

$$FS = \frac{cNc}{\gamma_{mDf} + q}$$

Donde :

FS = factor de seguridad.

c = cohesión del material en condiciones no drenadas en ton/m<sup>2</sup>.

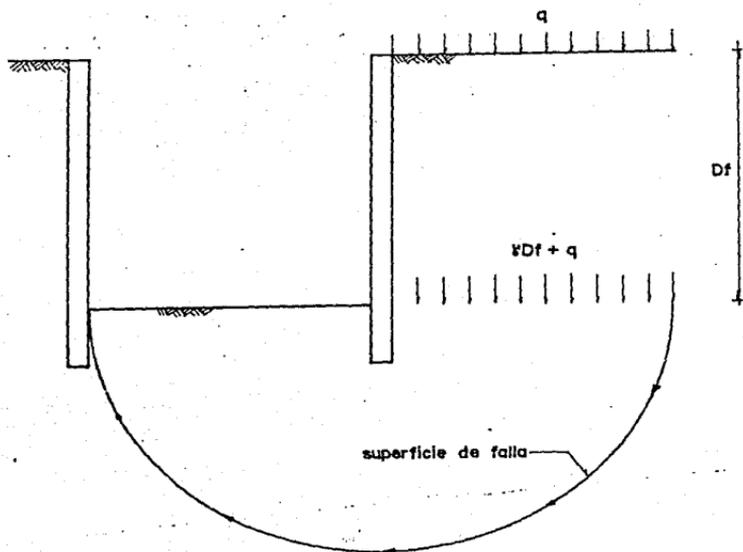
Nc = coeficiente de capacidad de carga, ver figura -- II-6

$\gamma_{mDf}$  = presión vertical total actuante en el suelo, a - la profundidad de excavación, en ton/m<sup>2</sup>.

q = sobrecargas superficiales.

## ABATIMIENTO DE NIVEL FREATICO.

El abatimiento del nivel freático podrá utilizarse cuando se considere necesario reducir las fuerzas de filtración-



$$F_s = \frac{c N_c}{\frac{1}{2} D_f + q}$$

Figura II-5 Mecanismo de falla de fondo  
para excavaciones en arcilla

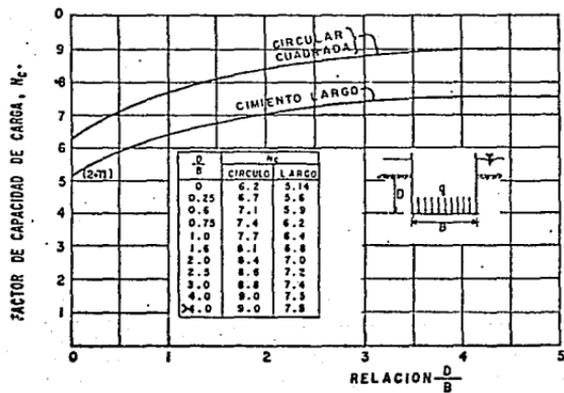


Figura II-6 Coeficiente de capacidad de carga

para mejorar las condiciones de estabilidad de los taludes, del fondo de la excavación y para excavar en seco.

Se podrá recurrir el empleo del bombeo por gravedad y, en el caso de tratar con suelos blandos de baja permeabilidad, donde se requiera de un abatimiento rápido, podrá combinarse el bombeo por gravedad con la aplicación de la electrólisis para acelerar el flujo de agua.

El tiempo de bombeo y la profundidad del nivel de succión deberán fijarse de acuerdo con el criterio del proyectista, tomando las precauciones necesarias para que el efecto del abatimiento quede circunscrito al área de trabajo y evitar, en lo posible, movimientos excesivos por consolidación en zonas aledañas.

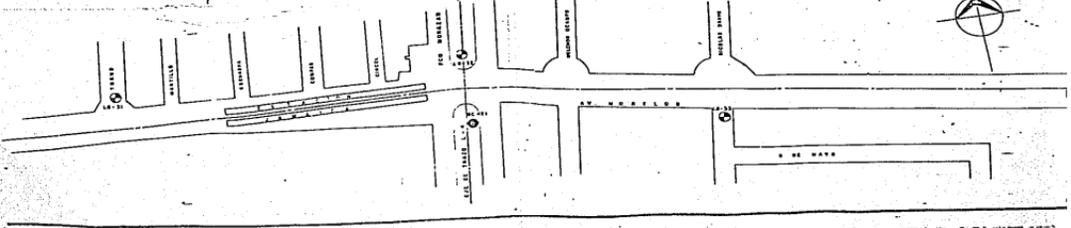
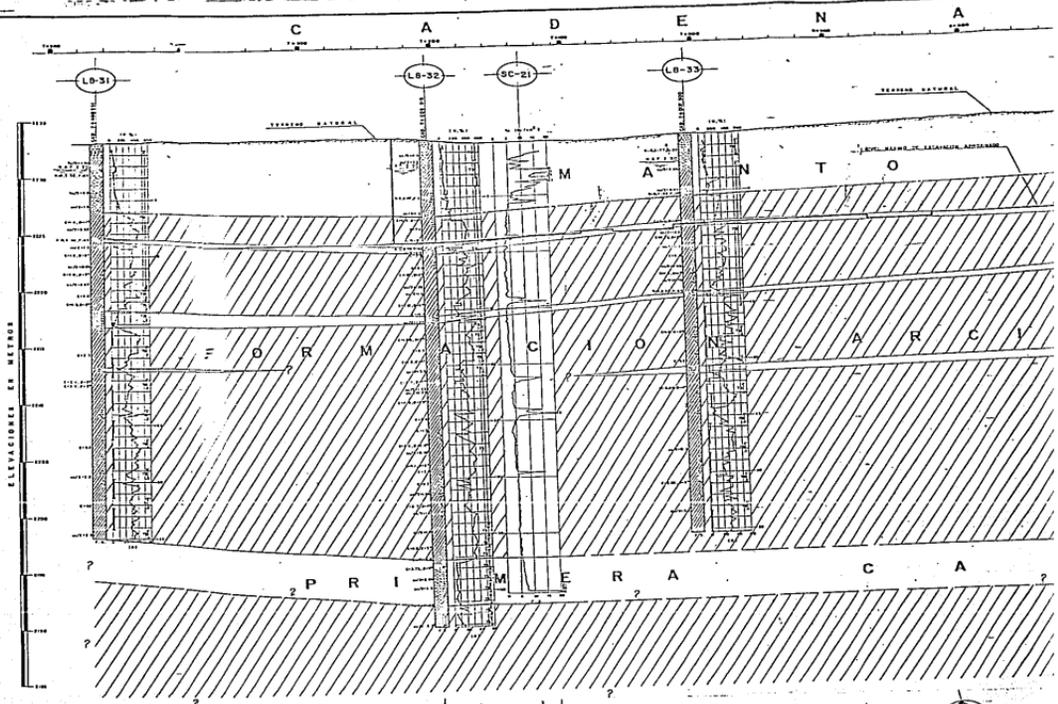
#### F. CONCLUSIONES Y CALCULOS DE MECANICA DE SUELOS TRAMO MIXHUCA - JAMAICA

A lo largo del tramo en estudio se realizaron cuatro sondeos mixtos y un sondeo continuo, según se puede apreciar en el perfil estratigráfico correspondiente. Ver plano estratigráfico anexo.

El nivel freático fué detectado a 2.50 m de profundidad promedio con respecto al nivel del terreno natural.

Del perfil estratigráfico se observa que a profundidades mayores de 7 m los contenidos de agua son muy altos (del orden de 250 a 350%), lo cual revela la presencia de estratos muy compresibles.

En la figura II-7 se ejemplifica la clasificación del -

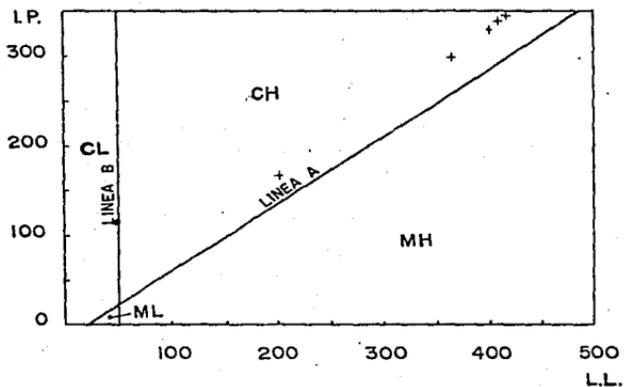






Profundidad (m)	Limite líquido L.L. (%)	Limite plástico L.P. (%)	Indice plástico I.P. (%)
7.70	366.1	67.4	298.7
11.10	418.7	71.9	346.8
18.15	401.8	73.9	327.9
25.00	202.1	36.2	165.9
29.30	410.1	67.2	342.9

sondeo LB-32



CH — arcilla de alta plasticidad  
 MH — limo de alta plasticidad  
 CL — arcilla de baja plasticidad  
 ML — limo de baja plasticidad

Figura II-7 Carta de plasticidad

subsuelo en función de los límites de plasticidad en el sondeo L8-32, donde se tienen arcillas de alta compresibilidad ( CH ).

La clasificación anterior es extensiva para todo el tramo, según los límites de plasticidad determinados en el resto de los sondeos.

En el perfil estratigráfico se encuentran los resultados de las pruebas de laboratorio, como son :

- a) Pruebas de compresión triaxial rápida.
- b) Pruebas de compresión simple.
- c) Pruebas de corte directo.

De la correlación de los resultados, de las pruebas de campo y de laboratorio, se obtuvieron los parámetros de diseño que se utilizaron en los diferentes análisis de mecánica de suelos. Dichos análisis se anexan al final de este apartado.

Para fines prácticos, los parámetros de diseño utilizados tienen origen en el sondeo L8-32. Ver tabla II-7.

En el perfil estratigráfico se pueden apreciar también los resultados de los sondeos de cono eléctrico denominados SC-21 y SC-22.

Estos sondeos permitieron confirmar la existencia de una costra superficial, la cual varía entre 5 y 6 m de espesor. En este estrato las resistencias de punta que son mucho

mayores a  $5 \text{ Kg/cm}^2$ .

A profundidades mayores y hasta la primera capa dura, - las resistencias de punta registradas son menores o iguales a  $5 \text{ Kg/cm}^2$ , lo cual indica la presencia de estratos muy compresibles.

Los resultados del cono eléctrico, correlacionados debidamente, proporcionaron información suficiente para efectuar cálculos preliminares de mecánica de suelos.

Cabe aclarar que los análisis anexos únicamente cubren el diseño de la excavación.

No se incluyen análisis de asentamientos, pues, teóricamente, las cimentaciones compensadas los eliminan al no transmitir al terreno ninguna sobrecarga. Por lo mismo, no se efectúan análisis de capacidad de carga.

Los asentamientos que pudieran tener lugar, son por recuperación de las expansiones inmediatas resultantes de la excavación. Es decir, por efecto de la carga de la estructura, el fondo de la excavación tiende a regresar a su posición original.

Sin embargo, como el cajón del Metro generalmente queda sobrecompensado, se genera un proceso de expansiones diferidas, que pueden alterar el correcto funcionamiento de la línea y de las instalaciones municipales cercanas al cajón.

Para garantizar que los efectos de las expansiones a largo plazo sean tolerables, se deberán observar los siguientes valores admisibles de la presión de sobrecompensación.

- a) Para la subzona Lago Virgen 1.5 ton/m<sup>2</sup>.
- b) Para la subzona Centro I 2.0 ton/m<sup>2</sup>.
- c) Para la subzona Centro II 2.5 ton/m<sup>2</sup>.

Fuente = Manual de Estudios Geotécnicos. Covitur.

TABLA II-7 PARAMETROS DE DISEÑO OBTENIDOS  
DEL SONDEO L8-32

PROFUNDIDAD	$\gamma_m$	c	$\phi$
0.00- 3.80	1.50	4	25
3.80- 4.80	1.40	4	2
4.80- 5.20	1.30	1	15
5.20- 6.40	1.20	3	3
6.40- 9.60	1.25	2.5	4
9.60- 9.80	1.30	1.7	15
9.80-14.50	1.20	2.0	2
14.50-15.50	1.25	2.50	4
15.50-20.00	1.20	2.0	3

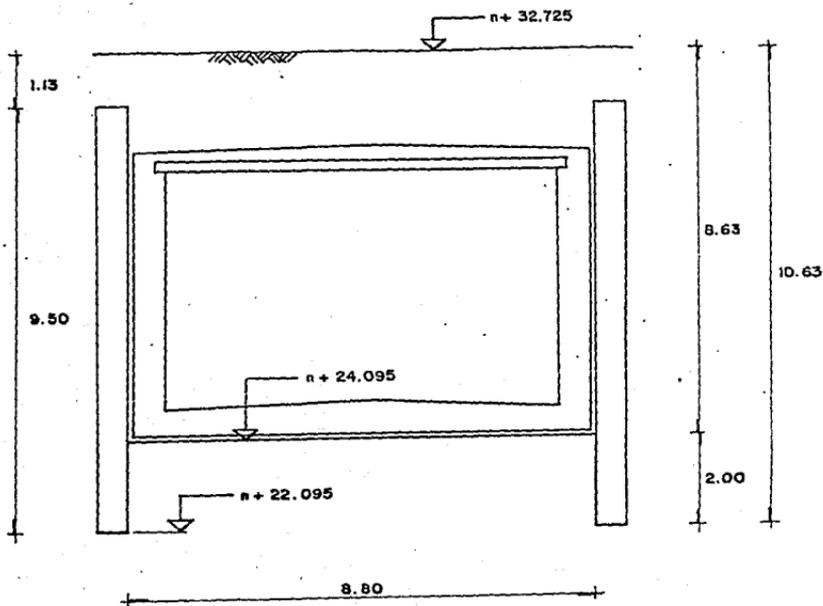


Figura II-8 Geometria de la estructura analizada  
 del Km 7+089.395 al Km 7+229.515



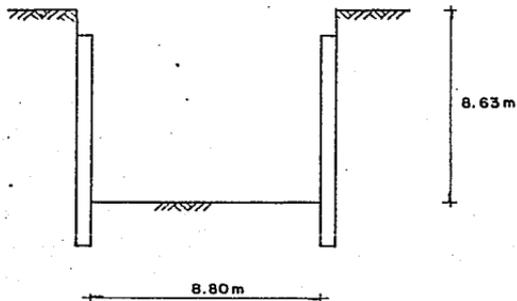
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO  
ENEP ARAGON

TITULO: Cálculo de expansiones inmediatas.

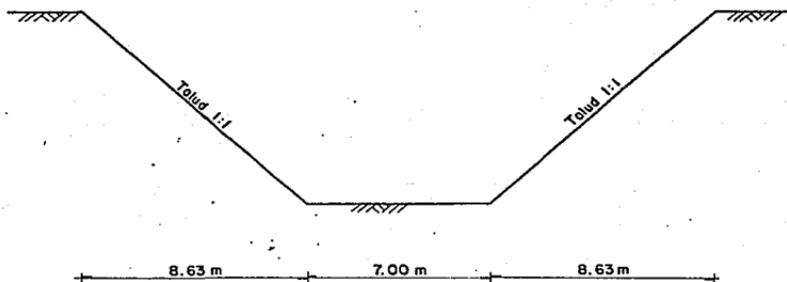
HOJA: 1-3

CALCULO: *f.b.m.*

REVISO: *Ing. J.A.G.*



a) Geometría transversal de la excavación



b) Geometría longitudinal de la excavación



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO  
ENEP ARAGÓN

TÍTULO: CÁLULO DE EXPANSIONES  
INMEDIATAS.

HOJA: 2-3

CALCULO: *f6m*

REVISÓ: *ING. J.A.G.*

$$e = \frac{2B}{E} (1 - u^2) I_w$$

$$\text{PROF. MAX. DE EXC.} = 8.63 \text{ m}$$

$$\text{N.A.F.} = 2.50 \text{ m}$$

$$B = 8.80 \text{ m}$$

$$L = 15.63 \text{ m}$$

$$E = 50 \text{ Kg/cm}^2 *$$

$$u = 0.40$$

\* VALOR PROMEDIO OBTENIDO DE LAS CURVAS ESFUERZO-DE-FORMACIÓN DE PRUEBAS TRIAXIALES.

OBTENIENDO EL VALOR DE LA DESCARGA INDUCIDA POR LA EXCAVACIÓN :

$$\Sigma \text{tmh} = 1.50 (2.50) + 1.50 (1.30) + 1.40 (1.00) + 1.30 (0.40) + \dots \\ 1.20 (1.20) + 1.25 (2.23) = 11.85 \text{ TON/m}^2$$

CALCULANDO LA PRESIÓN HIDROSTÁTICA AL NIVEL MÁXIMO DE LA EXCAVACIÓN:

$$U = 8.63 - 2.50 = 6.13 \text{ TON/m}^2$$



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO  
ENEP ARAGON

TITULO: CALCULO DE EXPANSIONES  
INMEDIATAS.

HOJA: 3-3

CALCULO: *f.b.m.*

REVISO: *112. J.A.G.*

$$q = E_d m h - U = 11.85 - 6.13 = 5.72 \text{ TON/m}^2$$

CALCULANDO EL FACTOR DE INFLUENCIA (TABLA II-6):

$$L/B = 15.63 / 8.80 = 1.78 \quad \therefore \quad I_w = 1.44$$

$$e = \frac{0.572 (880)}{50} (1 - 0.40^2) 1.44$$

$$e = 12.17 \text{ cm}$$



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO  
ENEP ARAGON

TITULO: CALCULO DEL EMPUJE ACTIVO

HOJA: 1-4

CALCULO: f6m.

REVISO: Ing. J.A.G.

EL EMPUJE ACTIVO SE CALCULO DEL NIVEL  $n+32.725$  (NIVEL DEL TERRENO NATURAL) AL NIVEL  $n+22.095$  (NIVEL DE DES-PLANTE DEL MURD TABLESTACA). VEA FIGURA II-B.

ADEMAS, SE CONSIDERARON LAS PROPIEDADES FISICAS Y MECANICAS DEL SUBSUELO DE LA TABLA II-7, ASI COMO UN NIVEL FREATICO A 2.50 M DE PROFUNDIDAD.

$$E_a = \sum h K_a - 2c\sqrt{K_a} \quad K_a = \tan^2(45 - \phi/2)$$

ESTRATO	$\gamma_m$	$h$	$\gamma_m h$	$\sum \gamma_m h$	$c$	$\phi$	$K_a$	$\sqrt{K_a}$
0.00 - 2.50	1.50	2.50	3.75	3.75	4	25	0.40	0.64
2.50 - 3.80	0.50	1.30	0.65	4.40	4	25	0.40	0.64
3.80 - 4.80	0.40	1.00	0.40	4.80	4	2	0.93	0.96
4.80 - 5.20	0.30	0.40	0.12	4.92	1	15	0.59	0.77
5.20 - 6.40	0.20	1.20	0.24	5.16	3	3	0.90	0.95
6.40 - 9.60	0.25	3.20	0.80	5.96	2.5	4	0.87	0.93
9.60 - 9.80	0.30	0.20	0.06	6.02	1.7	15	0.59	0.77
9.80 - 10.63	0.20	0.83	0.17	6.19	2.0	2	0.93	0.96



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO  
ENEP ARAGON

TITULO: CALCULO DEL EMPUJE ACTIVO

HOJA: 2-4

CALCULO: *f. l. m.*

REVISO: *Ing. J.A.G.*

$$h=0 \quad EA=0$$

$$h=2.50 \quad EA = 3.75 \times 0.40 - 2 \times 4 \times 0.64 = -3.62 \quad * \quad **$$

$$h=3.80 \quad EA = 4.40 \times 0.40 - 2 \times 4 \times 0.64 = -3.36 \quad 1.30 \quad 1.30$$

$$4.40 \times 0.93 - 2 \times 4 \times 0.76 = -3.57 \quad 1.30$$

$$h=4.80 \quad EA = 4.80 \times 0.93 - 2 \times 4 \times 0.76 = -3.22 \quad 2.30 \quad 2.30$$

$$4.80 \times 0.59 - 2 \times 1 \times 0.77 = 1.29 \quad 3.57$$

$$h=5.20 \quad EA = 4.92 \times 0.59 - 2 \times 1 \times 0.77 = 1.36 \quad 2.70 \quad 4.06$$

$$4.92 \times 0.90 - 2 \times 3 \times 0.95 = -1.27 \quad 2.70$$

$$h=6.40 \quad EA = 5.16 \times 0.90 - 2 \times 3 \times 0.95 = -1.06 \quad 3.70 \quad 3.70$$

$$5.16 \times 0.87 - 2 \times 2.5 \times 0.93 = -0.16 \quad 3.90$$

$$h=9.60 \quad EA = 5.96 \times 0.87 - 2 \times 2.5 \times 0.93 = 0.55 \quad 7.10 \quad 7.63$$

$$5.96 \times 0.59 - 2 \times 1.7 \times 0.77 = 0.90 \quad 8.00$$

$$h=9.80 \quad EA = 6.02 \times 0.59 - 2 \times 1.7 \times 0.77 = 0.93 \quad 7.30 \quad 8.23$$

$$6.02 \times 0.93 - 2 \times 2 \times 0.96 = 1.76 \quad 9.06$$

$$h=10.63 \quad EA = 6.19 \times 0.93 - 2 \times 2 \times 0.96 = 1.92 \quad 8.13 \quad 10.05$$

\* EMPUJE HIDROSTÁTICO.

\*\* SUMA DEL EMPUJE ACTIVO Y EL EMPUJE HIDROSTÁTICO.



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO  
ENEP ARAGON

TITULO: CALCULO DEL EMPUJE ACTIVO.

HOJA: 3-4

CALCULO: f6m.

REVISO: /02. J.A.G.

CÁLCULO DE LA POSICIÓN DE LA RESULTANTE DEL EMPUJE

ACTIVO:

AREAS	$\bar{y}$	$A\bar{y}$
$(2.3 \times 2.3) / 2 = 2.64$	4.03	10.64
$(4.06 + 3.59) 0.40 / 2 = 1.53$	5.00	7.65
$(3.90 + 2.70) 1.20 / 2 = 3.96$	5.84	23.13
$(7.63 + 3.70) 3.20 / 2 = 18.45$	8.17	150.74
$(8.23 + 8.00) 0.20 / 2 = 1.62$	9.70	15.71
$(10.05 + 9.06) 0.83 / 2 = \underline{7.73}$	10.22	<u>81.04</u>
36.13		288.91

$$Z = \frac{288.91}{36.13} = 7.99 \approx 8.00 \text{ m}$$



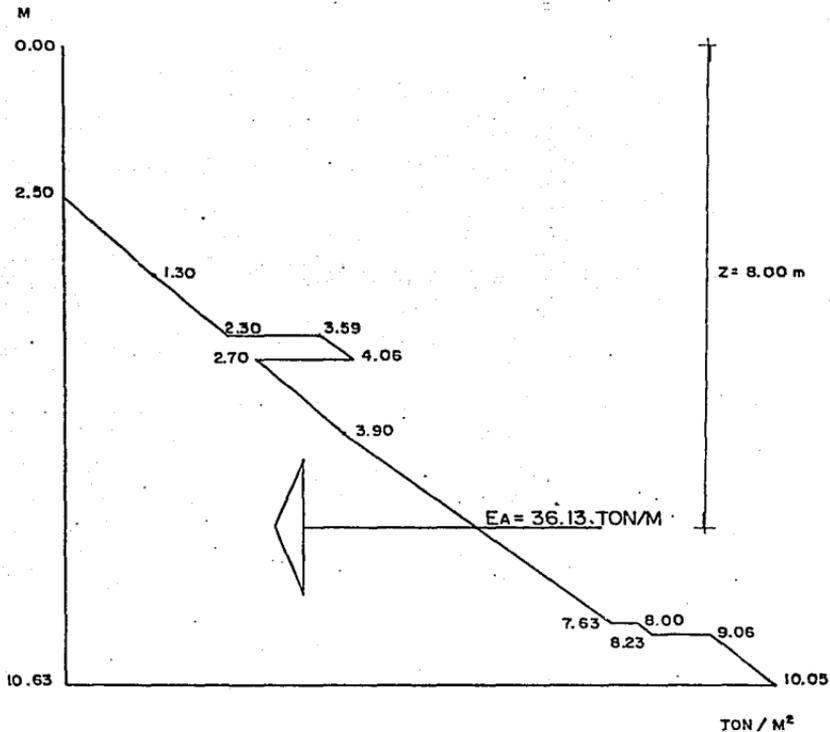
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO  
ENEP ARAGON

TITULO: Cálculo del empuje activo (EA)

HOJA: 4-4

CALCULO: *f.b.m.*

REVISO: *Ing. J.A.G.*





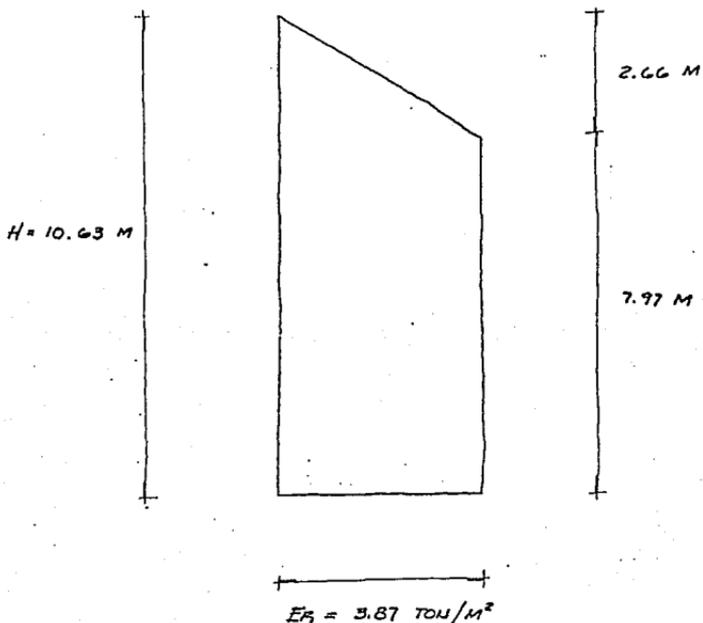
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO  
ENEP ARAGON

TITULO: CALCULO DEL EMPUJE  
REDISTRIBUIDO.

HOJA: 1-1

CALCULO: f6m.

REVISO: /m. J.A.G.



$$E_R = 1.14 \frac{EA}{H}$$

$$E_R = 1.14 \frac{36.13}{10.63} = 3.87 \text{ TON/M}^2$$

ESTE DIAGRAMA SERÁ UTILIZADO EN EL ANÁLISIS ESTRUCTURAL DE LOS MUROS TABLESTACA (VER CAPÍTULO IV DE ESTE TRABAJO).



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO  
ENEP ARAGON

TITULO: CÁLCULO DEL EMPUJE PASIVO

HOJA: 1-2

CALCULO: f6m.

REVISO: Ing. J.A.G.

EL EMPUJE PASIVO SE CALCULO DEL NIVEL n+24.095  
(NIVEL MÁXIMO DE EXCAVACIÓN) AL NIVEL n+22.095  
(NIVEL DE DESPLANTE DEL MURO TABLESTACA). VER FIGURA II-8.

ADEMAS, SE CONSIDERARON LAS PROPIEDADES FÍSICAS Y  
MECÁNICAS DEL SUBSUELO DE LA TABLA II-7.

$$E_p = \sum \gamma_m h K_p + 2c\sqrt{K_p} \quad K_p = \tan^2(45 + \phi/2)$$

ESTRATO	$\gamma_m$	h	$\gamma_m h$	$\sum \gamma_m h$	c	$\phi$	$K_p$	$\sqrt{K_p}$
8.63-9.60	1.25	0.97	1.21	1.21	2.5	4	1.15	1.07
9.60-9.80	1.30	0.20	0.26	1.47	1.7	15	1.70	1.30
9.80-10.63	1.20	0.83	1.00	2.47	2.0	2	1.07	1.03

$$h = 8.63 \quad \Sigma p = 0 \times 1.15 + 2 \times 2.5 \times 1.07 = 5.35$$

$$h = 9.60 \quad E_p = 1.21 \times 1.15 + 2 \times 2.5 \times 1.07 = 6.74$$

$$h = 9.80 \quad E_p = 1.47 \times 1.70 + 2 \times 1.70 \times 1.30 = 6.92$$

$$h = 10.63 \quad E_p = 2.47 \times 1.07 + 2 \times 2 \times 1.03 = 6.76$$



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO  
ENEP ARAGON

TITULO: CÁLCULO DEL EMPUJE PASIVO

HOJA: 2-2

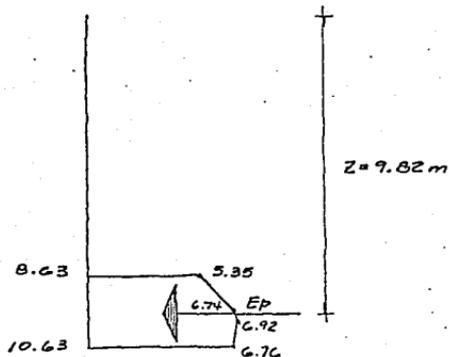
CALCULO: f6m.

REVISO: Ing. J.A.G.

CÁLCULO DE LA POSICIÓN DE LA RESULTANTE DEL  
EMPUJE PASIVO :

AREAS	$\bar{y}$	$A\bar{y}$
$(6.74 + 5.35) 0.97 / 2 = 5.86$	9.17	53.74
$(6.92 + 6.74) 0.20 / 2 = 1.37$	9.70	13.27
$(6.92 + 6.76) 0.83 / 2 = \frac{5.68}{12.91}$	10.21	<u>59.83</u>
		126.86

$$Z = \frac{126.86}{12.91} = 9.82 \text{ m}$$



EL EMPUJE PASIVO CALCULADO SE UTILIZARA EN EL ANÁLISIS DE LA REVISIÓN POR "PATEO" DE LOS MUROS TABLESTACA. (VER CAPÍTULO IV DE ESTE TRABAJO).



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO  
ENEP ARAGON

TITULO: ESTABILIDAD DE TALUDES CON  
SUPERFICIE DE FALLA CIRCULAR.

HOJA: 1-1

CALCULO: *f. b. m.*

REVISO: *Ing. J.A.G.*

ESTE ANÁLISIS CONSISTIÓ EN DETERMINAR EL FACTOR DE SEGURIDAD CONTRA FALLA POR ROTACIÓN DE LA MASA DE SUELO, DURANTE EL PROCESO DE EXCAVACIÓN, SEGÚN UNA SUPUESTA SUPERFICIE DE FALLA.

EL ANÁLISIS SE REALIZÓ APLICANDO EL MÉTODO DE LAS DO-  
VEGAS DE FELLENIUS.

CONSIDERANDO LOS PARÁMETROS DE RESISTENCIA Y LOS PESOS VOLUMÉTRICOS PRESENTADOS EN LA TABLA II-7, LA GEO-  
METRÍA DEL TALUD CON PENDIENTE 1:1, UNA SOBRECARGA DE  
1.5 TON/M<sup>2</sup> Y DIFERENTES SUPERFICIES DE FALLA, SE OBTUVIE-  
RON FACTORES DE SEGURIDAD MÍNIMOS DEL ORDEN DE 1.4,  
EL CUAL ES ACEPTABLE A CORTO PLAZO.



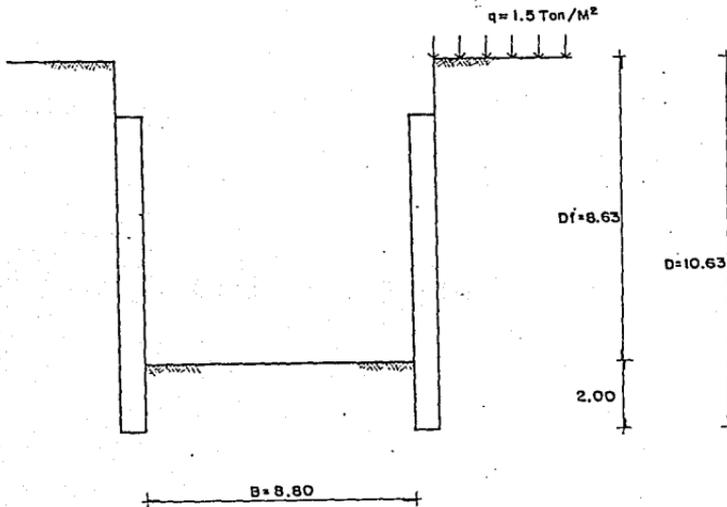
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO  
ENEP ARAGON

TITULO: Cálculo del factor de seguridad contra  
falla de fondo por cortante.

HOJA: 1-3

CALCULO: *fbm.*

REVISO: *Ing. J.A.G.*



Acotaciones en M

Este análisis es válido entre los cadenamientos  
7 + 089.395 al 7 + 229.515



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO  
ENEP ARAGÓN

TÍTULO: CÁLCULO DEL FACTOR DE SEGURIDAD -  
DAD CONTRA FALLA DE FONDO  
POR CORTANTE.

HOJA: 2-3

CALCULO: f b m.

REVISÓ: Ing. J.A.G.

LA EXPRESIÓN PARA EL CÁLCULO DEL FACTOR DE SEGURIDAD  
ES LA SIGUIENTE :

$$F_s = \frac{c N_c}{\gamma D_f + q}$$

UTILIZANDO LOS DATOS DE LA TABLA II-7 SE PROCEDIÓ AL CÁLCULO DE LA COHESIÓN PROMEDIO PESADA (CPP), A UNA PROFUNDIDAD IGUAL AL ANCHO DE LA EXCAVACIÓN CON RESPECTO AL NIVEL MÁXIMO DE EXCAVACIÓN (N.M.E.).

$$CPP = \frac{2.50 \times 0.97 + 1.70 \times 0.20 + 2.00 \times 4.70 + 2.5 \times 1.0 + 2.0 \times 1.93}{8.80}$$

$$CPP = 2.10 \text{ TON/M}^2$$

DE LA FIGURA II-6 SE OBTUVO EL FACTOR DE CAPACIDAD DE CARGA ( $N_c$ ) SEGÚN LA SIGUIENTE RELACIÓN :

$$D/B \quad 10.63/8.80 = 1.21$$

$$\text{POR LO TANTO } N_c = 7.9$$

SEGÚN LOS PESOS VOLUMÉTRICOS, DE LA TABLA II-7, SE CALCULÓ LA PRESIÓN  $\gamma_m D_f$  AL N.M.E.



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO  
ENEP ARAGON

TITULO: CÁLCULO DEL FACTOR DE SEGURIDAD  
CONTRA FALLA DE FONDO  
POR CONSTANTE.

HOJA: 3-3

CALCULO: *f.b.m.*

REVISO: *Ing. J.A.G.*

$$\gamma_{mDf} = 11.85 \text{ TON/M}^2$$

POR LO TANTO :

a) SIN SOBRECARGA SUPERFICIAL

$$F_s = \frac{2.10 \times 7.9}{11.85} = 1.40$$

b) CON SOBRECARGA SUPERFICIAL

$$F_s = \frac{2.10 \times 7.9}{11.85 + 1.50} = 1.24$$

III. ESTUDIO DE LA SOLUCION ESTRUCTURAL.  
PROYECTO GEOMETRICO.

Una vez seleccionado el recorrido de una línea del Metro se procede a realizar el proyecto geométrico, que es el dimensionamiento de espacios longitudinales y transversales para la libre circulación de los trenes.

El proyecto geométrico está constituido, a su vez, principalmente por cuatro proyectos :

- a) Proyecto de trazo.
- b) Proyecto de perfil.
- c) Proyecto de gálibos.
- d) Proyecto de dimensionamiento y localización de rejillas de ventilación natural.

La Línea 9 contempla 8.2 Km de cajón subterráneo, entre los cuales se encuentra integrado el tramo Mixhuca-Jamaica - ( 950.82 m ).

El proyecto geométrico para los 8.2 Km en cajón subterráneo se realizó según una serie de especificaciones que -- provienen básicamente de investigaciones efectuadas en países que cuentan con el Sistema de Transporte Colectivo Metro.

Previo a la definición de las características de cada -- proyecto, conviene mencionar algunos lineamientos para el desarrollo de un anteproyecto de trazo.

## ANTEPROYECTO DEL TRAZO.

La definición de una línea del Metro obedece fundamentalmente a las directrices establecidas en el Plan Maestro del Metro. Por otra parte, la factibilidad técnica de dicha línea se establece en su etapa inicial por los anteproyectos de trazo y perfil.

El anteproyecto de trazo es el resultado del conjunto de estudios fotogramétricos y topográficos.

En esta fase se realiza el planteamiento preliminar del eje de trazo mediante una poligonal gráfica sobre planos fotogramétricos, situando dicho eje en el centro aproximado de la calle. Esto permite colocar en forma semigráfica la posición de los puntos de apoyo para el trazo de tangentes, lo cual revelará el valor aproximado de deflexiones, para así proceder al planteamiento de las curvas entre tramos rectos.

Se considera un número variable de posibilidades hasta seleccionar la más conveniente, la que se tomará como tentativa del eje de la línea.

El anteproyecto requiere una evaluación razonablemente exacta de la geometría de cada una de las posibilidades sin llegar a la minuciosidad, pues muchos de los cálculos que se hagan para las diferentes alternativas pueden resultar inútiles, excepto para aquella que posteriormente se juzgue como la mejor y que reúna los requisitos de operatividad, funcionalidad y construcción de la línea del Metro.

En forma paralela al anteproyecto de trazo, se deberán realizar nivelaciones sobre los ejes de las calles y en cada

esquina, que permitan conocer aunque de manera aproximada la topografía a lo largo de la línea y elaborar un proyecto preliminar de perfil.

El estudio del trazo y nivel en el anteproyecto requiere el conocimiento de las interferencias con las instalaciones municipales de primer orden.

La localización de instalaciones sanitarias, hidráulicas, ferroviarias, eléctricas, telefónicas o petroleras generan el proyecto y construcción de las Obras Inducidas, que por sus características constituyen un factor muy importante en la cuantificación económica de la línea.

#### A. PROYECTO DE TRAZO.

Una vez concebido el trazo en el anteproyecto, el paso siguiente es llevarlo al campo, localizando en el terreno -- los puntos obligados del trazo para que con estos datos se afine el proyecto calculando las curvas reales de acuerdo -- con medidas lineales y ángulos verdaderos.

#### ESPECIFICACIONES.

A continuación se definen las especificaciones que se deberán cumplir para la realización del proyecto de trazo.

a) Se deberá emplear para el trazo el mayor número de líneas rectas, es decir, reducir el número de curvas.

b) La unión entre dos tangentes consecutivas se realizará mediante curvas, que pueden ser circulares o compuestas.

Las curvas circulares se utilizarán cuando el cambio de dirección de las tangentes forme pequeñas deflexiones y se permita emplear radios mínimos de 2000 m.

Las curvas compuestas están constituidas por una curva-circular simple y dos de transición denominadas clotoides, y se emplean para pasar de un tramo tangente a una curva circular con radio menor a 2000 m.

Las curvas circulares con clotoides de transición proporcionan mayor longitud de enlace, asegurando continuidad del trazo. Además ayudan a suavizar la pendiente de enlace con las sobreelevaciones de las curvas circulares, y esto se traduce en seguridad y comodidad para los usuarios de los trenes.

c) En toda curva horizontal de radio menor a 2000 m se aplicará una sobreelevación que estará en función de la velocidad y el radio nominal.

La sobreelevación máxima es de 160 mm dada a razón de 4 mm por metro como máximo. Lo anterior permite una velocidad máxima de 60 Km/h en curvas de 150 m de radio y en curvas de radio superior a 240 m la velocidad puede ser igual a la permitida en tramos rectos (80 Km/h).

d) Entre dos curvas consecutivas deberá existir una tangente mínima de 16 m.

e) La longitud mínima de las curvas circulares será de 16 m.

f) Conviene un alineamiento uniforme que no tenga quie

bres bruscos en su desarrollo, por lo que hay que evitar trazos forzados después de tangentes largas y pasar repentinamente de tramos de curvas suaves a otros de curvas forzadas.

g) Se evitarán las curvas en las estaciones, y deberán alejarse de éstas tanto como sea posible.

La necesidad de ubicación del eje de la línea en el campo hace necesaria la referenciación de los puntos de control de trazo y de los puntos principales de las curvas.

La referenciación deberá realizarse por medio de triangulaciones, uno de los vértices será el punto a referenciar sobre el eje de trazo, los restantes serán ubicados sobre parámetros que no sean afectados por la obra.

#### TRAZO DE TANGENTES Y CURVAS.

a) Toda tangente será definida por dos puntos obligados (PO). Estos puntos deberán estar localizados sobre la misma tangente para mantener el control del trazo y al mismo tiempo facilitar la determinación de los cadenamientos.

En distancias entre puntos obligados mayores a 200 m de berán existir puntos sobre tangente (PST).

Se llama punto de inflexión (PI) al vértice que forman dos tangentes al unirse, y las rectas comprendidas entre dos puntos de inflexión se denominan tangentes.

Se deberá tomar un punto de referencia para iniciar el trazo, ya sea una esquina o un paramento, y salirse una distancia determinada hacia el interior de la calle. Se coloca

rá un trompo, una estaca o una bala dependiendo del terreno en que se trabaje, y se le dará a ese punto un cadenamiento que pudiera ser 0 + 000 u otro.

Se ubicará otro punto obligado de acuerdo con la dirección indicada en el anteproyecto. En función de estos dos puntos queda trazada la primera tangente.

Una vez implantado el trazo de tangentes, se medirán -- las distancias entre puntos de inflexión con distanciómetro electrónico, y en los puntos de inflexión se medirán las respectivas deflexiones con tránsito o teodolito.

Además, deberá cadenearse el trazo a cada 20 m para tomar niveles y elaborar el perfil del terreno natural a partir de bancos superficiales, que deberán estar alojados a -- dos o tres cuadras de la calle por donde está la obra.

Calculadas las curvas con datos reales se procederá a -- su trazo en campo a partir de sus puntos de control (TC, CC, CT, PC y PT).

En cuanto al tramo Mixhuca-Jamaica, el trazo está definido básicamente por dos tangentes enlazadas entre sí por una curva de 1000 m de radio. A su vez, estas tangentes están enlazadas en sus extremos opuestos con las tangentes de las estaciones Mixhuca y Jamaica mediante curvas de 800 m y 500 m respectivamente. Los puntos de inflexión están definidos por los cadenamientos 6 + 330.695, 6 + 918.165 y 7 + 159.583, -- (ver datos del trazo en los planos anexos, referentes al Proyecto de Gálivos).

De acuerdo a las especificaciones, para los tres puntos

de inflexión fue necesario plantear curvas circulares con --  
clotoides de transición, ya que los radios utilizados son me  
nores a 2000 m.

La velocidad de operación de los trenes para este tramo  
es de 80 Km/h, debido a que el trazo no presenta complicacio  
nes en su desarrollo.

#### B. PROYECTO DE PERFIL.

Con base en el anteproyecto de perfil y en el proyecto-  
definitivo de trazo, se elaborará el proyecto definitivo de  
perfil.

En esta etapa quedarán definidos los niveles de la sub-  
rasante.

Los factores que más intervienen en este proyecto son :

- a) La topografía del terreno.
- b) Los estudios de mecánica de suelos.
- c) El libramiento de construcciones relativamente pesa  
das, obras viales a desnivel, vías de ferrocarril, redes mu-  
nicipales, líneas del Metro actuales y futuras, así como vía  
lidades existentes.

#### ESPECIFICACIONES.

a) Las zonas de andén se plantearán con pendiente nula,  
con el fin de evitar que un convoy estacionado tenga necesi-  
dad de aplicar frenos.

b) La pendiente mínima permisible para dar drenaje longitudinal en tramo interestación es 0.2% y en algunos casos especiales 0.15%. La pendiente máxima deseable es del 3% y excepcionalmente será del 7%, debido a la capacidad ascendente del equipo rodante.

c) En tramo interestación, la pendiente longitudinal debe cambiar de signo una sola vez o mantenerlo, con el fin de drenar el agua de las filtraciones hacia los cárcamos de bombeo de las estaciones.

d) El proyecto de la subrasante conservará en general un paralelismo con el perfil del terreno natural.

e) La transición entre dos tangentes de diferentes pendientes se solucionará con curvas verticales parabólicas.

Respecto al perfil de proyecto del tramo Mixhuca-Jamaica, éste quedó como se indica en la figura III - 1.

#### C. PROYECTO DE GALIBOS.

El proyecto de gálivos tiene por objeto definir la geometría de la estructura que permitirá el paso del equipo rodante, considerando todas sus instalaciones, es decir, el gálibo es el espacio libre que se requiere.

#### GALIBO HORIZONTAL

Para el gálibo horizontal se presentan las siguientes restricciones :

a) Un factor importante que determina la dimensión del

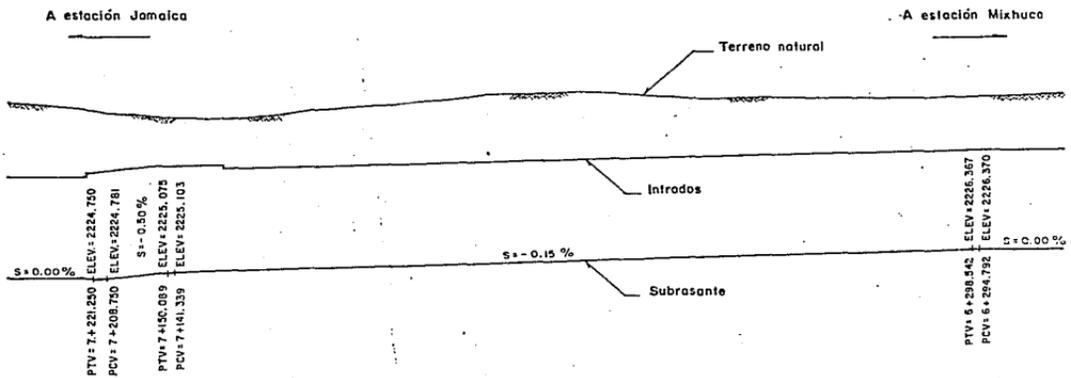


Figura III - I Perfil esquemático del Tramo  
Mixhuca - Jamaica

gálibo horizontal es la entrevía, que presenta los siguientes casos :

2.90 m en tramos tangentes.

3.15 m en zona de curvas y en zona de espuelas de comunicación.

4.30 m en zona de "cola".

b) Las distancias mínimas entre el eje de la vía y los muros de la sección estructural son :

2.00 para la sección en cajón con muro tablestaca de acompañamiento.

2.15 para la sección en cajón con muro tablestaca estructural.

c) En zona de curvas de radio mayor a 500 m, la dimensión del gálibo se deberá considerar igual que en tramo tangente.

d) En zona de curvas de radio igual o menor a 500 m, el gálibo se deberá incrementar en 50 cm hacia el interior de la curva, y deberá conservarse a todo lo largo de ella.

#### GALIBO VERTICAL.

El gálibo vertical, para la sección en cajón subterráneo, es la dimensión entre la subrasante e intrados y presenta las siguientes restricciones :

4.90 m para tramo interestacion tangente.

5.05 m para zona de estación.

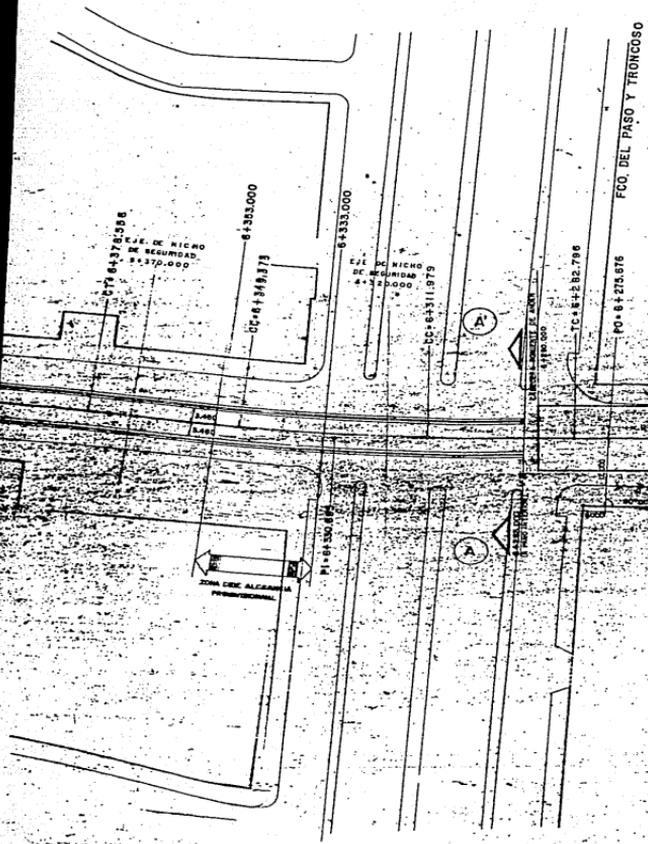
4.90 m para curvas horizontales de radio mayor a 500 m.

5.15 m para curvas horizontales de radio menor o igual a 500m.

4.90 m + 1/2 ancho de rejilla, en zona de rejillas de ventilación y en tramo tangente.

5.15 m + 1/2 ancho de rejilla, en zona de rejillas de ventilación y en curva.

A continuación se anexan los planos del Proyecto de Gálibos para el Tramo Mixhuca-Jamaica.



DATOS DE CLOTOIDE

$\Sigma = 1^{\circ} 01' 42''$	PI = 64330.895	$\Sigma = 1^{\circ} 02' 42''$
LV=28.183	A = 4° 46' 08"	LV=28.183
M = 28.782	AL = 27.40' 42"	M = 28.182
Tr = 0.177	Lc = 32.980	Ve = 0.177
H = 9.722	SE = 18.700	H = 9.722
M = 9.722	Sc = 1.42473"	
	SG = 2.18710'	
	Ts = 47.888	
	RA = 729.856	
	RA = 905.000	

EJE DE ESTACION  
 64215.000

FCO. DEL PASO Y TRONCOSO

PO+64275.876

PI+64330.000

(A')

(A)

E S T A C I O N

M I X T A

U



IV ANALISIS DE LAS SOLICITACIONES  
ACTUANTES EN LA ESTRUCTURA.  
(PROYECTO ESTRUCTURAL)

El objetivo del análisis estructural es calcular los -- elementos mecánicos del cajón, cuya geometría ha sido previa-- mente definida en la fase del proyecto geométrico.

La determinación de las solicitaciones, que se emplea-- rán en el análisis de la estructura, se realizará de acuerdo al Título IV del Reglamento de Construcciones para el Distri-- to Federal (RCDF), en su capítulo XXXII referente a Acciones.

Los casos que no sean cubiertos por el RCDF, podrán con-- sultarse en especificaciones emitidas por diversas organiza-- ciones, y que sean aprobadas por el Departamento del Distri-- to Federal.

En el capítulo II de este trabajo, correspondiente a -- los estudios de mecánica de suelos, se han definido los cri-- terios para determinar las solicitaciones por empujes latera-- les del suelo.

Por otra parte, el análisis estructural del cajón supo-- ne el conocimiento previo de su procedimiento constructivo, -- para plantear correctamente las diferentes etapas del análi-- sis.

Para el caso del cajón subterráneo con tablestacas de -- acompañamiento, y específicamente, para el del Tramo Mixhu-- ca-Jamaica (tramo en estudio), el procedimiento constructivo se describe en el capítulo VI de este trabajo.

En los siguientes apartados se describen las etapas de análisis para un muro tablestaca apuntalado, de concreto reforzado, así como las condiciones de análisis para un cajón construido entre muros tablestaca.

Como ejemplo, al final de este capítulo, se anexa el -- análisis estructural correspondiente al Tramo Mixhuca-Ja-- maica, entre los cadenamientos 7 + 089.395 y 7 + 229.515.

Cabe aclarar que el análisis efectuado corresponde a -- una zona de curva con radio ( $R_n$ ) de 500 m, por lo cual los -- gálidos horizontal y vertical han variado con respecto a las zonas en tangente.

En los planos del Proyecto de Gálidos, anexos en el capítulo III de este trabajo, se puede apreciar la geometría -- del cajón en la zona mencionada.

A. MUROS TABLESTACA.

ANALISIS VERTICAL.

El método de análisis a emplear será el de distribución de momentos de Hardy Cross.

Para el análisis vertical se considerarán las siguientes etapas según el procedimiento constructivo.

1a. Etapa de análisis. Excavación del núcleo hasta 30-cm abajo del primer nivel de puntales.

Consideraciones :

- a) El puntal 1 no trabaja.
- b) El empotramiento del muro tablestaca se considera a un metro abajo del nivel de la excavación.
- c) El empuje que se considera es el activo.

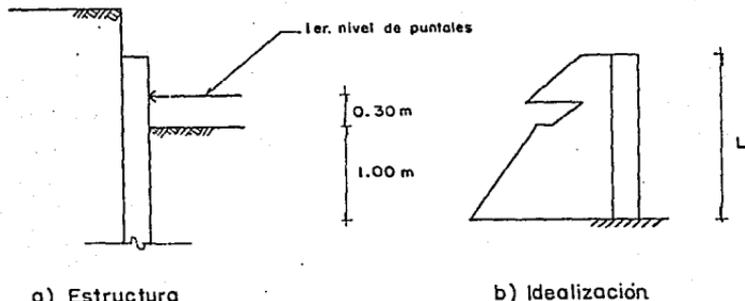
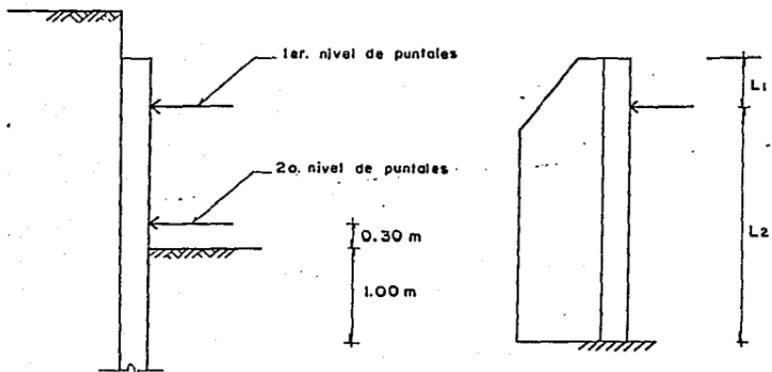


Figura IV-1

2a. Etapa de análisis. Excavación del núcleo hasta 30 cm --  
abajo del segundo nivel de puntales.

Consideraciones :

- a) El puntal 1 se considera como apoyo.
- b) El puntal 2 no trabaja.
- c) El empotramiento del muro tablestaca se considera a un metro abajo del nivel de excavación.
- d) El empuje que se considera es el redistribuido.



a) Estructura

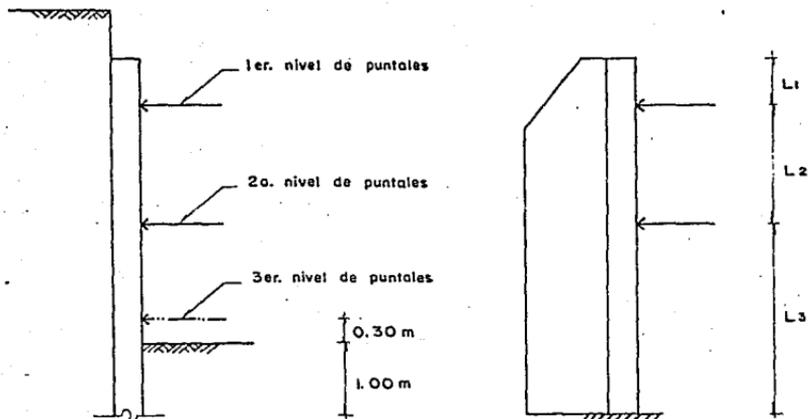
b) Idealización

Figura IV-2

3a. Etapa de análisis. Excavación del núcleo hasta 30-cm abajo del tercer nivel de puntales.

Consideraciones :

- a) Los puntales 1 y 2 se consideran como apoyos.
- b) El puntal 3 no trabaja.
- c) El empotramiento del muro tablestaca se considera a un metro abajo del nivel de excavación.
- d) El empuje que se considera es el redistribuido.



a) Estructura

b) Idealización

Figura IV-3

4a. Etapa de análisis. Excavación del núcleo hasta el nivel máximo de excavación (NME)

Consideraciones :

a) Los puntales, 1, 2 y 3 se consideran como apoyos.

b) Considerar un apoyo en el lugar donde se localizó la resultante del empuje pasivo, el cual actúa en la pata -- del muro tablestaca.

c) Revisar el pateo del muro tablestaca considerando un factor de seguridad de 1.15, mediante la siguiente expresión :

$$\frac{E_p}{R_p} = 1.15$$

donde :

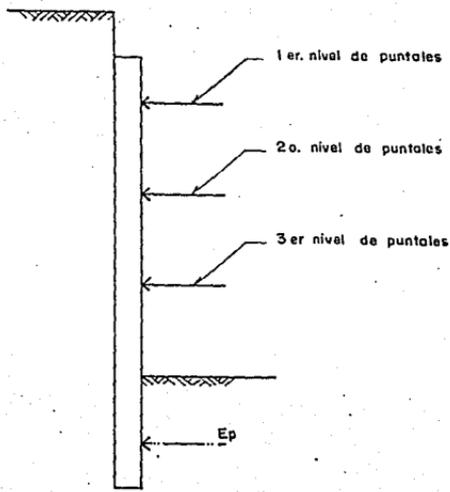
$E_p$  = Empuje pasivo.

$R_p$  = Reacción obtenida al analizar el muro tablestaca como viga continua.

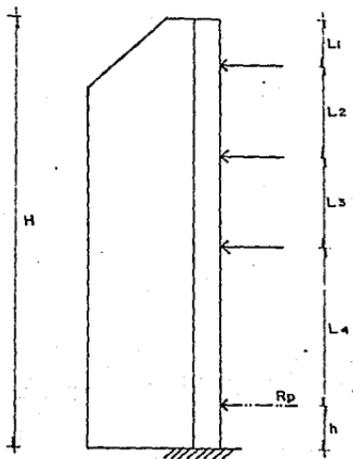
Recordar que si no pasa el factor de seguridad por pateo, deberá incrementarse la longitud de la pata del muro.

d) El empuje que se considera es el redistribuido.

Si no existen fuertes sobrecargas superficiales, la 4a. Etapa de análisis arroja los elementos mecánicos más desfavorables.



a) Estructura



b) Idealización

Figura IV-4

#### ANALISIS HORIZONTAL.

Para el análisis horizontal, el muro tablestaca se analiza como una losa plana apoyada en dos puntales y con dos voladizos en sus extremos.

La carga a considerar está en función del empuje redistribuido y del área tributaria correspondiente.

#### B. CAJON.

Después de la construcción de los muros tablestaca y de la excavación del núcleo central mediante el debido apuntalamiento, se cuelan la plantilla y la losa inferior.

A las 24 horas se retira el tercer nivel de puntales y se cuelan los muros estructurales hasta el nivel de intrados (lecho inferior de la losa superior), dejando cajas para retirar posteriormente el segundo nivel de puntales.

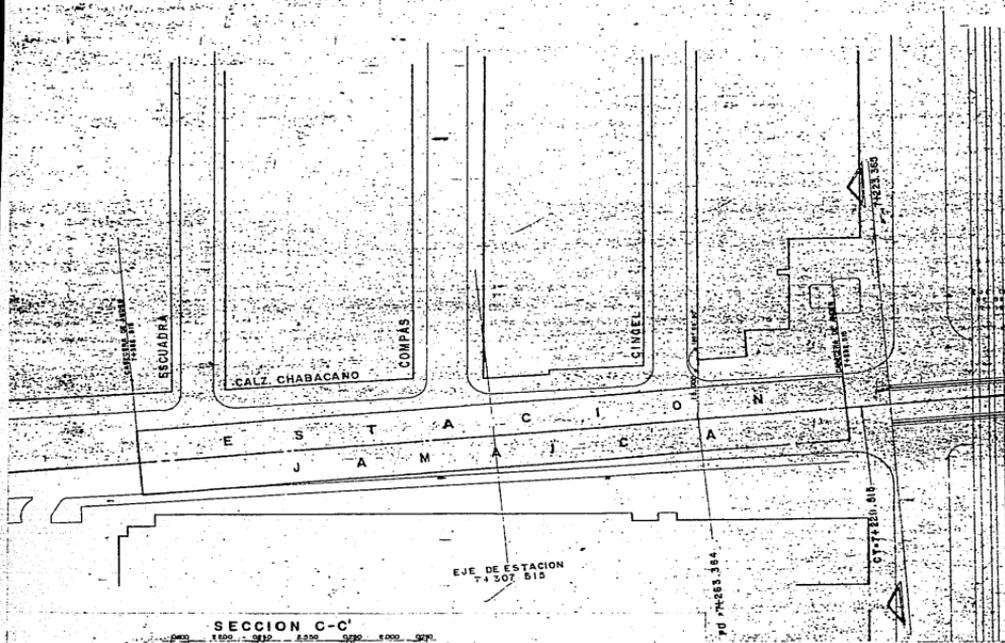
Cuando los muros adquieren sus resistencia de proyecto, se colocan las tabletas prefabricadas (sistema de techo), y se cuele el firme de compresión de la losa superior. En esta etapa se retira el segundo nivel de puntales y se cuelan las cajas mencionadas en el párrafo anterior.

Una vez que la losa superior ha alcanzado su resistencia de proyecto se retira el primer nivel de puntales y se procede a colocar el relleno hasta el nivel especificado en los planos de proyecto.

En base a este procedimiento constructivo se lleva a cabo el análisis estructural en tres condiciones por el método

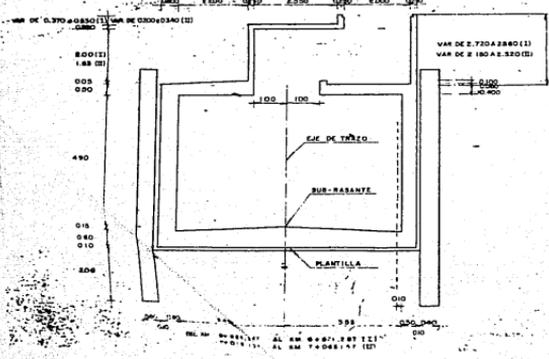
de Hardy Cross. Ver figura IV - 5.

Se toman en cuenta las dimensiones variables de las losas superior e inferior para definir rigideces, momentos de empotramiento y factores de transporte. (Ver gráficas de di seño anexas).

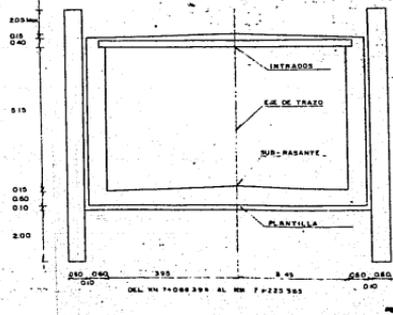


EJE DE ESTACION  
7+507.515

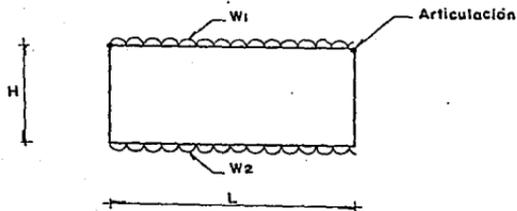
SECCION C-C'



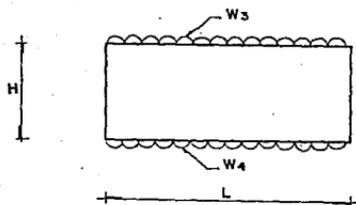
SECCION B-B'



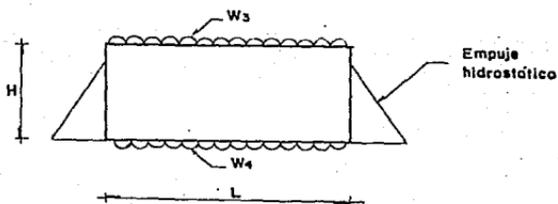




a) Peso propio



b) Carga viva y relleno



c) Carga viva, relleno y empuje hidrostático

$W_1$  = Peso propio de la losa superior

$W_2$  = Peso propio de la losa superior y muros estructurales repartido en "L"

$W_3$  = Peso del relleno + carga viva

$W_4$  = Peso del relleno + 60% de la carga viva repartidos en "L"

NOTA = El diseño se efectuará con el resultado más desfavorable de la suma de las condiciones 1+2 ó 1+3

Figura IV-5 Condiciones de análisis



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO  
ENEP ARAGON

TITULO: GRAFICA PARA OBTENER LA  
RIGIDEZ

HOJA: 1 de 1

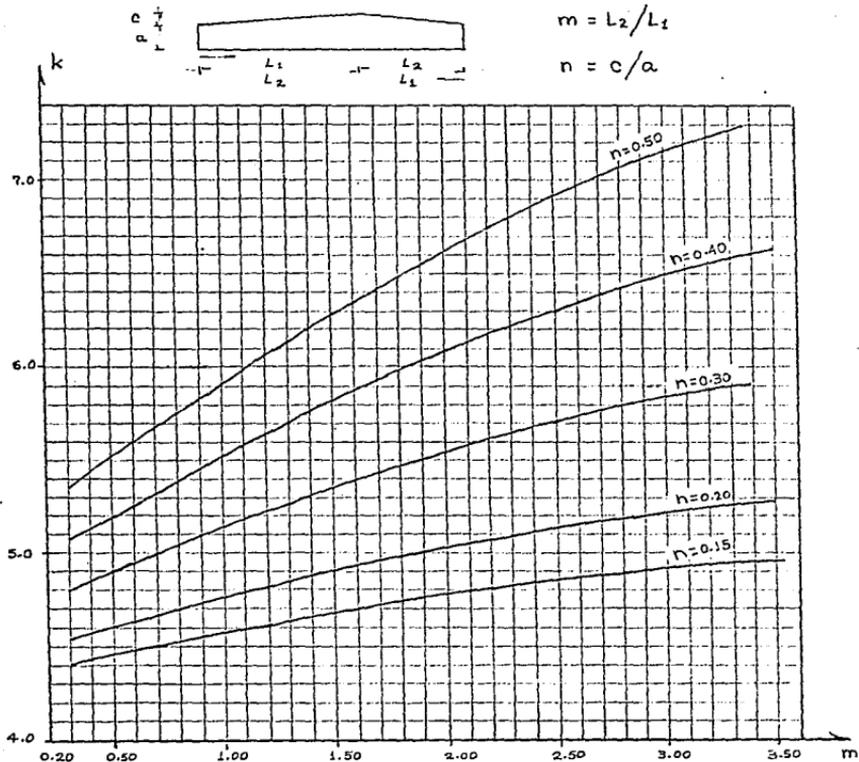
CALCULO:

REVISO: FNG. J.A.G.V.

$$R = kEI\alpha/L$$

$$m = L_2/L_1$$

$$n = c/a$$



GRAFICA N° 1



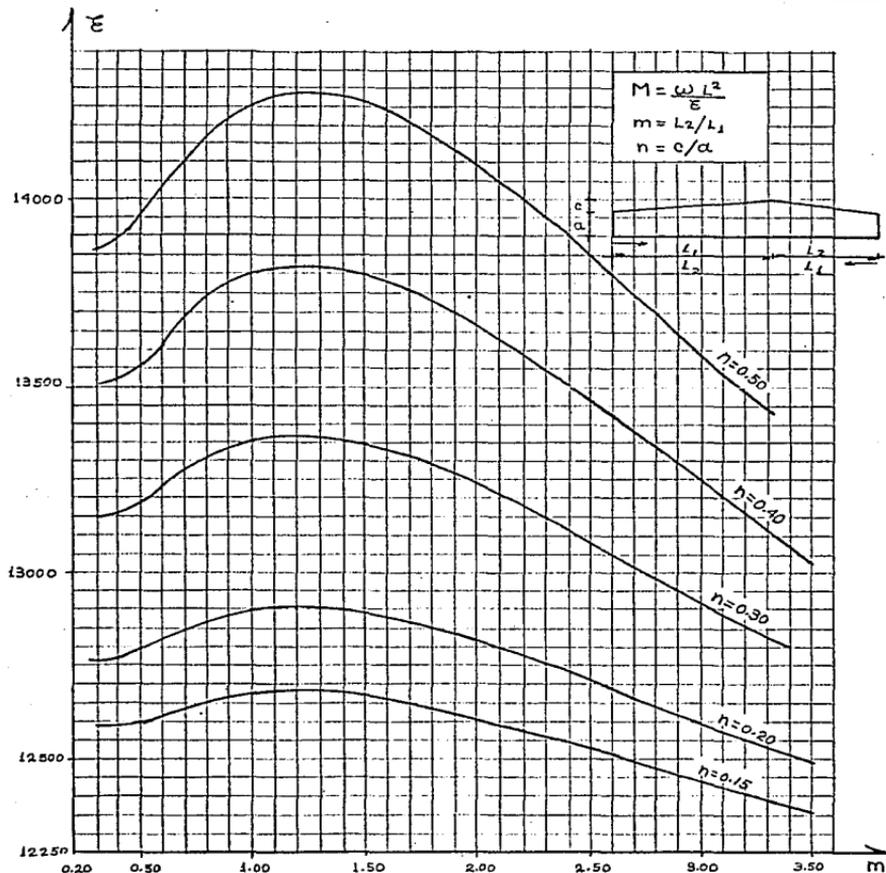
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO  
ENEP ARAGON

TITULO: GRAFICA PARA OBTENER EL  
MOMENTO DE EMPOTRAMIENTO

HOJA: 1 de 1

CALCULO:

REVISO: ING. J.A.G.V.



GRAFICA N° 2



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO  
ENEP ARAGÓN

TÍTULO: *GRAFICA PARA OBTENER EL  
FACTOR DE TRANSPORTE*

HOJA: 1 de 1

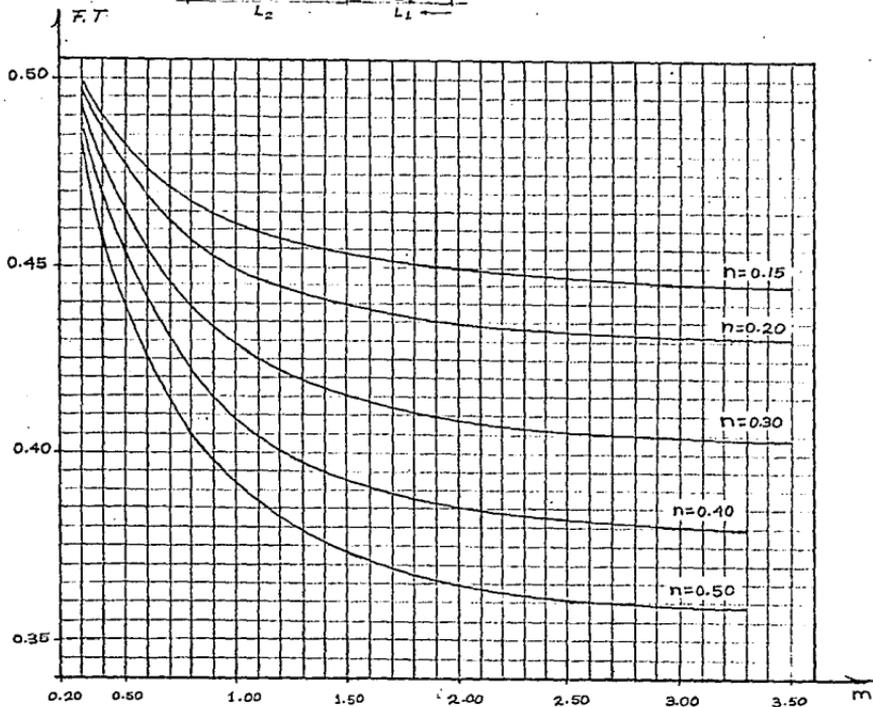
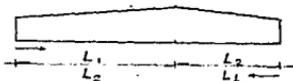
CALCULO:

REVISÓ: JAG. J.A. 17 U

$$m = L_2/L_1$$

$$n = c/a$$

$c/a$



GRAFICA N° 3



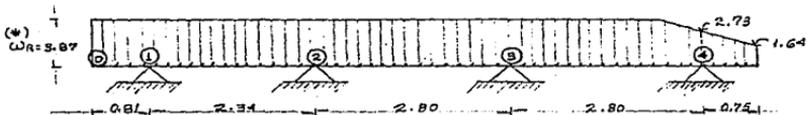
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO  
ENEP ARAGON

TITULO: ANALISIS DE LA TABLESTACA  
POR EL METODO DE CROSS

HOJA: 1 de 2

CALCULO: J. L. V.

REVISO: ING. J. A. S. V.



CALCULO DE MOMENTOS DE EMPOTRAMIENTO

$$M_{1-0} = -\frac{wL^2}{2} = -\frac{3.87(0.81)^2}{2} = -1.26 \text{ ton-m.}$$

$$M_{1-2} = \frac{wL^2}{12} = \frac{3.87(2.34)^2}{12} = 1.96 \text{ ton-m.}$$

$$M_{1-2} = -M_{2-1}$$

$$M_{2-3} = \frac{wL^2}{12} = \frac{3.87(2.80)^2}{12} = 2.52 \text{ ton-m.}$$

$$M_{2-3} = M_{3-2} = M_{3-4} = M_{4-3}$$

CALCULO DE FACTORES DE DISTRIBUCION

NUDO 2

$$R_{2-1} = \frac{4EI}{L} = \frac{4EI}{2.34} = 1.71EI$$

FD.

0.55

$$R_{2-3} = \frac{4EI}{L} = \frac{4EI}{2.80} = 1.428EI$$

0.45

$$\Sigma = 3.187$$

NUDO 3

$$R_{3-2} = \frac{4EI}{L} = \frac{4EI}{2.80} = 1.428$$

0.50

$$R_{3-4} = \frac{4EI}{L} = \frac{4EI}{L} = 1.428$$

0.50

$$\Sigma = 2.856$$

\* EMPUJE REDISTRIBUIDO OBTENIDO EN EL ESTUDIO  
DE MECANICA DE CURVAS, CAPITULO II



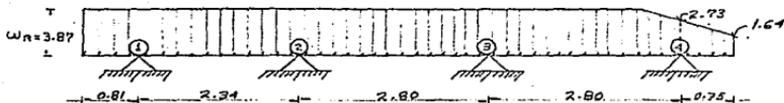
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO  
ENEP ARAGON

TITULO: ANALISIS DE LA TABLESTACA  
POR EL METODO DE CROSS

HOJA: 2 de 2

CALCULO: J. L. V.

REVISO: J. L. V.



FD	0	1	0.55	0.45	0.50	0.50	1	0
M	-1.26	1.76	-1.76	2.52	-2.52	2.52	-2.52	0.55
1° DIS.		-0.5	-0.42	-0.34	0	0	1.97	
1° T.			-0.25	0	-0.17	0.985	0	
2° DIS.			0.1275	0.1125	-0.10125	-0.1075		
M.F.	-1.26	1.26	-2.29	2.29	-3.10	3.10	-0.55	0.55

Vc	-3.135	4.53	-4.53	5.42	-5.12	5.42	-5.12	1.64
Vh		-0.44	-0.44	-0.29	-0.29	0.91	0.91	
VF	3.135	4.09	-4.97	5.13	-5.71	6.33	-4.51	1.64
VT		7.23		10.1		12.04		6.15

SIMBOLOGIA:

- FD = FACTOR DE DISTRIBUCION
- M = MOMENTO DE EMPOTRAMIENTO
- MF = MOMENTO FINAL
- Vc = CORTANTE ISOSTÁTICO
- Vh = CORTANTE HIPERESTÁTICO
- VF = CORTANTE FINAL
- VT = CORTANTE TOTAL



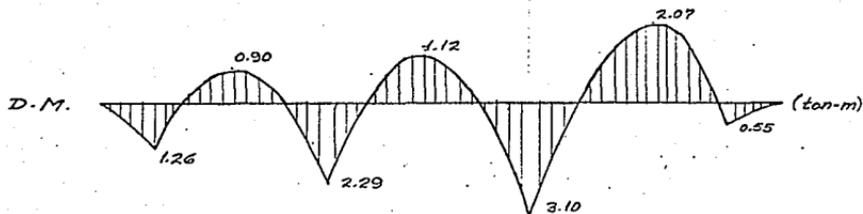
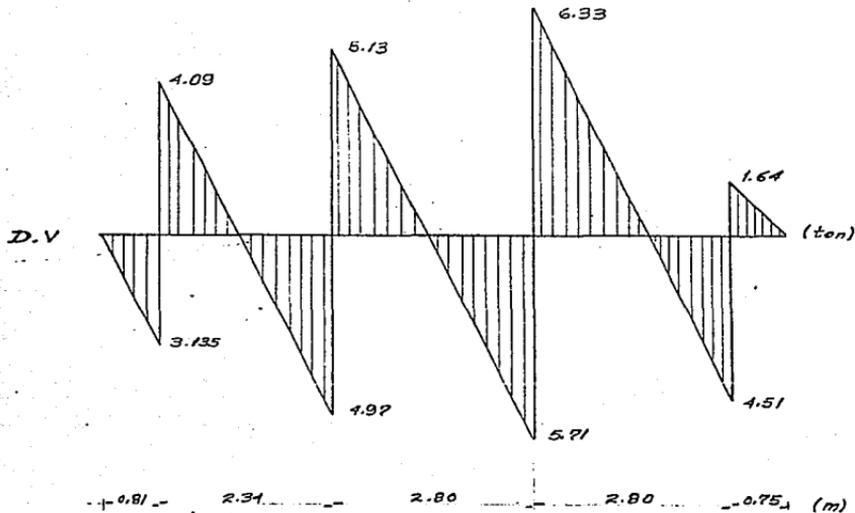
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO  
ENEP ARAGON

TITULO: ANALISIS DE LA TABLESTACA

HOJA: 3 de 3

CALCULO: J. L. V

REVISO: ING. J. A. G. V.



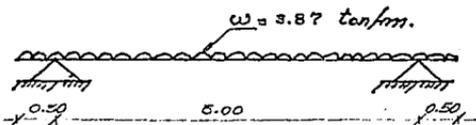
TITULO: ANALISIS HORIZONTAL DEL  
MURO TABLESTACA

HOJA: 1 de 1

CALCULO: J. L. V.

REVISOR: ING. J. A. G. V.

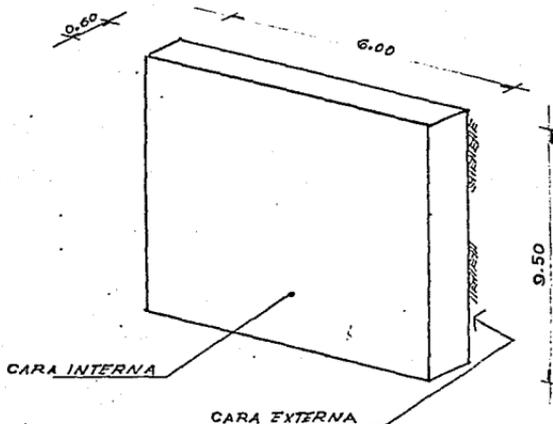
ANALISIS HORIZONTAL



$$M(-) = \frac{w l^2}{2} = \frac{3.87 (0.50)^2}{2} = 0.48 \text{ ton-m.}$$

$$M(+) = \frac{w l^2}{8} - M(-) = \frac{3.87 (5.0)^2}{8} - 0.48 =$$

$$M(+) = 11.614 \text{ ton-m.}$$





UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO  
ENEP ARAGON

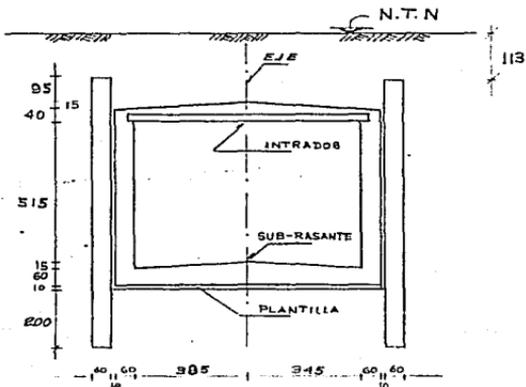
TITULO: ANÁLISIS DEL CAJÓN

HOJA: 1 de 2

CALCULO: J. L. V.

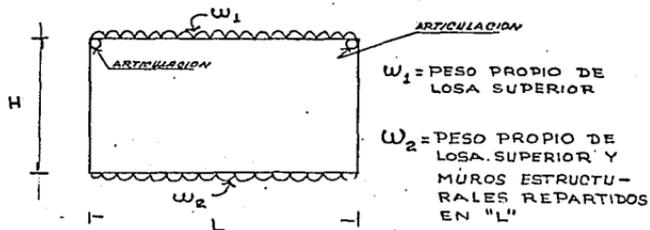
REVISO: ING. J. A. G. V.

ANÁLISIS DEL CAJÓN



CONDICIONES DE ANÁLISIS

1ª PESO PROPIO





UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO  
ENEP ARAGON

TITULO: ANALISIS DEL CAJÓN

HOJA: 2 de 2

CALCULO: J.L.V.

REVISO: ING. J.A.G.V.

$w_1 = \text{PESO DE TABLETA} + \text{COLADO COMPLEMENTARIO}$

$$w_1 = 0.40 \times 1.0 \times 2.4 = 0.96 \text{ ton/m.} +$$

$$\frac{(0.15)2.4}{2} = 1.14 \text{ ton/m.}$$

$$w_1 = 1.14 \text{ ton/m.}$$

$w_2 = \text{PESO PROPIO DE LOSA SUPERIOR} + \text{PESO DE MUROS ESTRUCTURALES REPARTIDOS EN "L"}$

$$w_m = 5.30 \times 1.0 \times 0.60 \times 2.4 = 7.63 \text{ ton./muro}$$

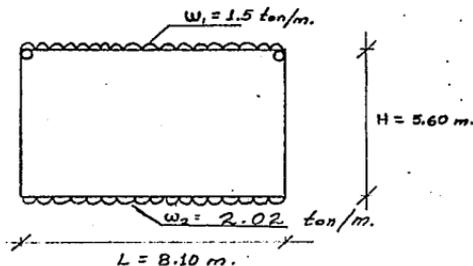
$$w_2 = \frac{w_1 + 2(w_m)}{"L"}$$

DONDE :

$w_m = \text{PESO DEL MURO POR METRO DE LONGITUD}$

"L" = ANCHO DEL CAJÓN

$$w_2 = \frac{1.14 + 2(7.63)}{8.10} = 2.02 \text{ ton/m.}$$





UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO  
ENEP ARAGON

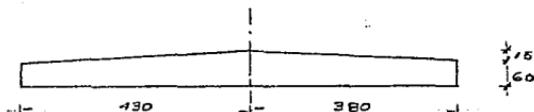
TITULO: PRIMERA CONDICION DE  
ANALISIS DEL CAJON

HOJA: 1 de 4

CALCULO: J. I. V.

REVISO: ING. J. A. G. V.

LOSA INFERIOR



MOMENTO DE INERCIA

$$I_{60} = \frac{bh^3}{12} = \frac{100 \times 60^3}{12} = 1'800,000.00 \text{ cm}^4$$

$$I_{15} = \frac{bh^3}{12} = \frac{100 \times 75^3}{12} = 3'515,625.00 \text{ cm}^4$$

RIGIDEZ

SE OBTIENE CON AYUDA DE LA GRAFICA N° 1  
ENTRANDO CON LOS VALORES DE  $m$  y  $n$

$$n = \frac{c}{\alpha} = \frac{15}{60} = 0.25$$

$$m_{1-2} = \frac{L_2}{L_1} = \frac{380}{430} = 0.88 ; K_{1-2} = 4.90$$

$$m_{2-1} = \frac{L_1}{L_2} = \frac{430}{380} = 1.13 ; K_{2-1} = 4.98$$

FORMULA :

$$R = KEI_{60}/L$$

SUSTITUYENDO :

$$R_{1-2} = \frac{4.90 (1'800,000.00)E}{810} = 10,888.89 E$$

$$R_{2-1} = \frac{4.98 (1'800,000.00)E}{810} = 11,066.67 E$$

$$R_{1-2} = 10,888.89 E$$

$$R_{2-1} = 11,066.67 E$$



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO  
ENEP ARAGON

TITULO: PRIMERA CONDICION DE  
ANALISIS DEL CAJON

HOJA: 2 de 4

CALCULO: J. I. V.

REVISO: ING. J. A. F. K.

FACTOR DE TRANSPORTE

SE OBTIENE DE LA GRAFICA N° 3

$$h = 0.25$$

$$m_{1-2} = 0.88 \quad ; \quad FT_{1-2} = 0.445$$

$$m_{2-1} = 1.13 \quad \quad \quad FT_{2-1} = 0.435$$

MOMENTO DE EMPOTRAMIENTO

SE CALCULA TOMANDO EL VALOR YA OBTENIDO DE  $\omega_2$   
PARA LA PRIMERA CONDICION DE ANALISIS.

$$\omega_2 = 2.02 \text{ ton/m.}$$

Y ENTRANDO A LA GRAFICA N° 2 CON LOS VALORES MY N  
PARA OBTENER  $\bar{E}$  SE TIENE:

$$\bar{E}_{1-2} = 12.76$$

$$\bar{E}_{2-1} = 12.81$$

APLICANDO LA FORMULA ANEXA EN GRAFICA:

$$M = \frac{\omega L^2}{\bar{E}}$$

SUSTITUBENDO:

$$M_{1-2} = \frac{2.02 \times 8.10^2}{12.76} = 10.38 \text{ ton-m.}$$

$$M_{2-1} = \frac{2.02 \times 8.10^2}{12.81} = 10.34 \text{ ton-m.}$$

$$M_{1-2} = 10.38 \text{ ton-m.}$$

$$M_{2-1} = 10.34 \text{ ton-m.}$$



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO  
ENEP ARAGON

TITULO: PRIMERA CONDICION DE  
ANALISIS DEL CAJON

HOJA: 3 de 4

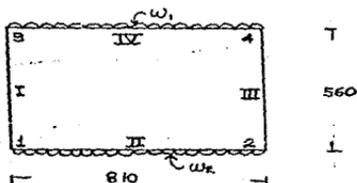
CALCULO: J. L. V.

REVISO: ENG. J. A. G. V.

CÁLCULO DE RIGIDEZ EN LOS MUROS :

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{100 \times 60^3}{12} = 1'800,000.00 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{3EI}{L} = \frac{3 \times 1'800,000.00}{560} = 9642.86 E$$



CÁLCULO DE FACTORES DE DISTRIBUCIÓN (Fd)

$$R_{1-2} = 10888.89 E$$

$$R_{2-1} = 11066.67 E$$

$$R_{1-3} = R_{2-4} = 9642.86 E$$

$E = \text{cte. (*)}$

NUDO 1	10888.89	Fd
	<u>9642.86</u>	0.53
	20531.75	0.47

NUDO 2	11066.67	Fd
	<u>9642.86</u>	0.53
	20709.53	0.47

(\*) E = MODULO DE ELASTICIDAD  
DEL CONCRETO = 10,000  $\sqrt{f'c}$



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO  
ENEP ARAGON

TITULO: PRIMERA CONDICION DE  
ANALISIS DEL CAJON

HOJA: 4 de 4

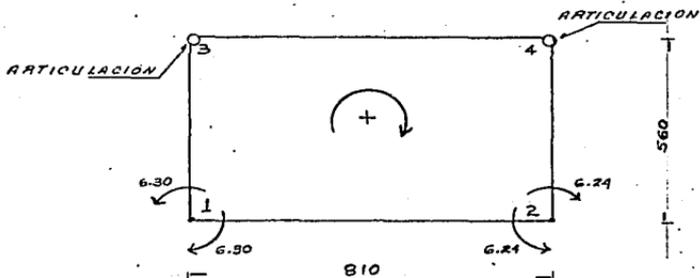
CALCULO: J. L. V.

REVISO: ING. J. A. G. V.

DISTRIBUCION DE MOMENTOS POR EL METODO DE  
HARDY CROSS.

	1		2		3		4	
	1-3	1-2	2-1	2-4	3-1	3-1	4-2	4-3
Fd	0.47	0.53	0.53	0.47				
FT		0.445	0.435		—	—	—	—
M.E.		10.38	-10.34		—	—	—	—
1ª DIST.	-4.88	-5.50	5.48	4.86				
1ª TRANS.		2.45	-2.38					
2ª DIST.	-1.15	-1.30	1.26	1.12				
2ª TRANS.		0.58	-0.55					
3ª DIST.	-0.27	-0.31	0.29	0.26				
M. F	-6.30	6.30	-6.24	6.24				

RESULTADOS DEL ANALISIS



NOTA:  
ACOTACIONES EN CM.  
MOMENTOS FINALES EN Ton-m.



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO  
ENEP ARAGON

TITULO:

ANÁLISIS DEL CAJÓN

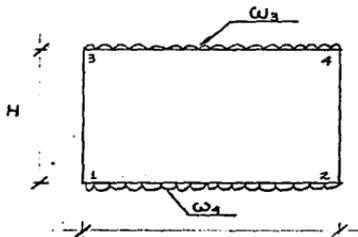
HOJA: 1 de 7

CALCULO: J. L. V.

REVISOR: ING. J. A. G. V.

2<sup>da</sup> CONDICION :

CARGA VIVA Y RELLENO



$W_3 = \text{PESO DEL RELLENO} + \text{CARGA VIVA}$

$W_4 = \text{PESO DEL RELLENO} + 60\% \text{ DE LA CARGA VIVA REPARTIDA EN "L"}$

$$W_{\text{RELLENO}} = 2.155 \times 1.0 \times 1.8 = 3.88 \text{ ton/m.}$$

$$W_{\text{CARGA VIVA}} = 1.20 \text{ ton/m. (VER CAPITULO V OBTENCIÓN DE CARGA VIVA).}$$

$$W_3 = 5.08 \text{ ton/m.}$$

$$W_4 = W_{\text{RELLENO}} 3.88 \text{ ton/m.}$$

$$W_{\text{CARGA VIVA (60\%)}} = 0.72 \text{ ton/m. (POR ESPECIFICACIÓN ISTME)}$$

$$W_4 = 4.60 \text{ ton/m.}$$



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO  
ENEP ARAGON

TITULO: SEGUNDA CONDICION DE  
ANALISIS

HOJA: 2 de 7

CALCULO: J. L. V.

REVISOR: ING. J. A. G. V.

LOSA INFERIOR



MOMENTO DE INERCIA

$$I_{60} = \frac{b h^3}{12} = \frac{100 \times 60^3}{12} = 1'800\,000.0 \text{ cm}^4$$

$$I_{75} = \frac{b h^3}{12} = \frac{100 \times 75^3}{12} = 3'515\,625.0 \text{ cm}^4$$

RIGIDEZ

SE OBTIENE CON AYUDA DE LA GRAFICA N° 1  
ENTRANDO A ELLA CON LOS VALORES DE  $m$  y  $n$

$$n = \frac{c}{a} = \frac{15}{60} = 0.25$$

$$m_{1-2} = \frac{L_2}{L_1} = \frac{380}{430} = 0.88 \quad ; \quad K_{1-2} = 4.90$$

$$m_{2-1} = \frac{L_2}{L_1} = \frac{430}{380} = 1.13 \quad ; \quad K_{2-1} = 4.98$$

FORMULA:

$$R = KEI_{60}/L$$

SUSTITUYENDO:

$$R_{1-2} = \frac{4.90(1'800,000.0)E}{810} = 10'888.89 E$$

$$R_{2-1} = \frac{4.98(1'800,000.0)E}{810} = 11'066.67 E$$

$$R_{1-2} = 10'888.89 E$$

$$R_{2-1} = 11'066.67 E$$



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO  
ENEP ARAGON

TITULO: SEGUNDA CONDICION DE  
ANALISIS

HOJA: 3 de 7

CALCULO: J. L. V.

REVISO: ING. J. A. G. V.

FACTOR DE TRANSPORTE

OBTENIDO DE LA GRAFICA ANEXA N° 3

CON LOS VALORES  $m$  y  $n$  YA CALCULADOS :

$$FT_{1-2} = 0.445$$

$$FT_{2-1} = 0.435$$

MOMENTO DE EMPOTRAMIENTO

TOMANDO EL VALOR DE  $W_1$  YA CALCULADO EN LA SEGUNDA  
CONDICION DE ANALISIS ( PAGINA )

$$W_1 = 4.60 \text{ ton/m.}$$

$$n = 0.25$$

$$m_{1-2} = 0.88 \quad ; \quad \xi_{1-2} = 13.08$$

$$m_{2-1} = 1.13 \quad ; \quad \xi_{2-1} = 13.13$$

DE LA FÓRMULA ANEXA EN GRAFICA

$$M = \frac{W l^2}{\xi}$$

SUSTITUYENDO :

$$M_{1-2} = \frac{4.60 \times 8.10^2}{13.08} = 23.07 \text{ ton-m.}$$

$$M_{2-1} = \frac{4.60 \times 8.10^2}{13.13} = 22.99 \text{ ton-m.}$$

$$M_{1-2} = 23.07 \text{ ton-m.}$$

$$M_{2-1} = 22.99 \text{ ton-m.}$$



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO  
ENEP ARAGON

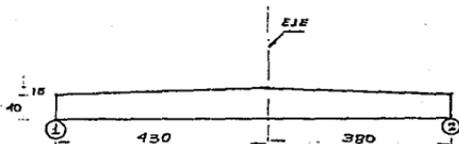
TITULO: SEGUNDA CONDICION DE  
ANALISIS

HOJA: 4 de 7

CALCULO: J. J. V.

REVISO: ING. J. A. G. V.

LOSA SUPERIOR



MOMENTO DE INERCIA

$$I_{10} = \frac{b h^3}{12} = \frac{100 \times 40^3}{12} = 533,333.33 \text{ cm}^4$$

$$I_{55} = \frac{b h^3}{12} = \frac{100 \times 55^3}{12} = 1,386,458.33 \text{ cm}^4$$

RIGIDEZ OBTENIDA CON AYUDA DE LA GRAFICA N° 1

$$n = \frac{I_{10}}{I_{55}} = \frac{10}{40} = 0.38$$

$$m_{3-4} = \frac{L_2}{L_1} = \frac{380}{430} = 0.88 \quad ; \quad K_{3-4} = 5.4$$

$$m_{4-3} = \frac{L_1}{L_2} = \frac{430}{380} = 1.13 \quad ; \quad K_{4-3} = 5.5$$

$$R_{3-4} = \frac{5.4 (533,333.33) E}{810} = 3556.56 E$$

$$R_{4-3} = \frac{5.5 (533,333.33) E}{810} = 3621.92 E$$

$$R_{3-4} = 3556.56 E$$

$$R_{4-3} = 3621.92 E$$



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO  
ENEP ARAGON

TITULO: SEGUNDA CONDICION DE  
ANALISIS

HOJA: 5 de 7

CALCULO: J.L.V.

REVISO: JMG. J.A.G.V.

FACTOR DE TRANSPORTE

OBTENIDO CON AYUDA DE LA GRAFICA N° 3

CON LOS VALORES  $m$  y  $n$  YA CALCULADOS

$$FT_{3-4} = 0.4156$$

$$FT_{4-3} = 0.408$$

MOMENTO DE EMPOTRAMIENTO

TOMANDO EL VALOR DE  $\omega_3$  YA CALCULADO EN LA SEGUNDA  
CONDICION DE ANALISIS

$$\omega_3 = 5.08 \text{ ton/m.}$$

$$\eta = 0.38$$

$$m_{3-4} = 0.88 \quad ; \quad \Sigma_{3-4} = 13.70$$

$$m_{4-3} = 1.18 \quad ; \quad \Sigma_{4-3} = 13.755$$

DE LA FORMULA ANEXA EN LA GRAFICA N° 2

FORMULA:

$$M = \frac{\omega L^2}{\Sigma}$$

SUSTITUYENDO:

$$M_{3-4} = \frac{5.08 \times 8.10^2}{13.70} = 24.93 \text{ ton-m.}$$

$$M_{4-3} = \frac{5.08 \times 8.10^2}{13.755} = 24.23 \text{ ton-m.}$$

$$M_{3-4} = 24.93 \text{ ton-m.}$$

$$M_{4-3} = 24.23 \text{ ton-m.}$$



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO  
ENEP ARAGON

TITULO: SEGUNDA CONDICION DE  
ANALISIS

HOJA: 6 de 7

CALCULO: J.L.V.

REVISOR: ING. J.A.G.V.

LA RIGIDEZ DE LOS MIEMBROS DE 1-3 Y DE 2-4  
TENEMOS

$$I = \frac{b h^3}{12} = \frac{100 \times 60^3}{12} = 1'800,000.00 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{4EI}{L} = \frac{4(1'800,000.00)E}{560} = 12857.14 E$$

CALCULO DE FACTORES DE DISTRIBUCION :

$$R_{1-2} = 10888.89 E$$

$$R_{2-1} = 11066.67 E$$

$$R_{3-4} = 3555.56 E$$

$$R_{4-3} = 3621.42 E$$

$$R_{1-3} = R_{2-4} = 12857.14 E$$

$E = \text{CTE}$

NUDO 1

$$R_{1-2} = 10888.89$$

$$R_{1-3} = \frac{12857.14}{23746.03}$$

$$F_{d_{1-2}} = 0.46$$

$$F_{d_{1-3}} = 0.54$$

NUDO 2

$$R_{2-1} = 11066.67$$

$$R_{2-4} = \frac{12857.14}{23923.81}$$

$$F_{d_{2-1}} = 0.46$$

$$F_{d_{2-4}} = 0.54$$

NUDO 3

$$R_{3-4} = 3555.56$$

$$R_{3-1} = \frac{12857.14}{16412.70}$$

$$F_{d_{3-4}} = 0.22$$

$$F_{d_{3-1}} = 0.78$$

NUDO 4

$$R_{4-2} = 12857.14$$

$$R_{4-3} = \frac{3621.42}{16478.56}$$

$$F_{d_{4-2}} = 0.78$$

$$F_{d_{4-3}} = 0.22$$



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO  
ENEP ARAGON

TITULO: SEGUNDA CONDICION DE ANALISIS

HOJA: 7 de 7

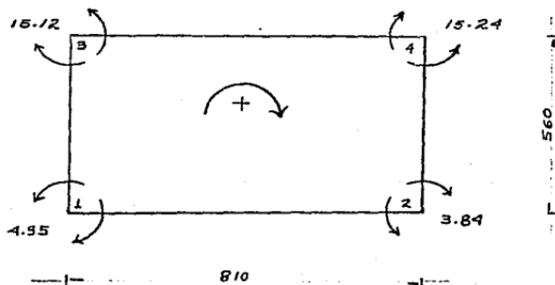
CALCULO: J. L. V.

REVISO: ING. J. A. G. V.

DISTRIBUCION DE MOMENTOS POR EL METODO DE HARDY CROSS.

NUDO	1		2		3		4	
	1-3	1-2	2-1	2-4	3-4	3-1	4-2	4-3
Fd	0.54	0.46	0.46	0.54	0.22	0.78	0.78	0.22
FT	0.50	0.445	0.435	0.50	0.4156	0.50	0.50	0.408
M.E.		23.07	-22.99		24.33			-24.23
1ª DIST.	-12.46	-10.61	10.58	12.41	-5.35	-18.98	18.90	5.33
1ª TRANS.	9.49	-4.46	5.53	-3.45	-2.17	7.30	-6.02	2.22
2ª DIST.	-2.72	-2.31	1.80	2.12	-1.13	-4.0	2.86	0.84
2ª TRANS.	2.0	-0.78	1.03	-1.48	-0.34	1.36	-1.06	0.47
3ª DIST.	-0.66	-0.66	0.21	0.24	-0.22	-0.80	0.46	0.13
M.F.	-4.35	4.35	-3.84	3.84	15.12	-15.12	15.24	-15.24

RESULTADO DEL ANALISIS.





UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO  
ENEP ARAGÓN

TÍTULO: ANALISIS DEL CAJÓN

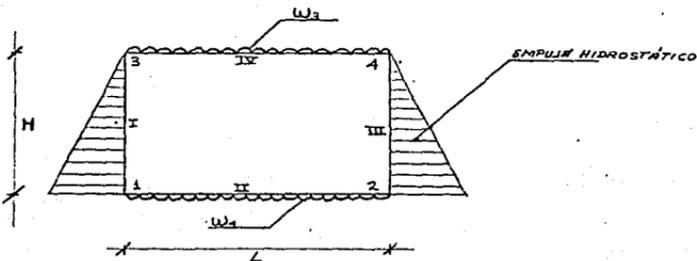
HOJA: 1 de 3

CALCULO: J.L.V.

REVISO: JMG. J.A.G.V.

3<sup>a</sup> CONDICION :

CARGA VIVA, RELLENO Y EMPUJE HIDROSTATICO



$W_3$  y  $W_4$  SON LOS MISMOS QUE EN LA SEGUNDA CONDICION

$$W_3 = 5.08 \text{ ton/m.}$$

$$W_4 = 4.60 \text{ ton/m.}$$

NOTA: EL DISEÑO SE EFECTUARA CON EL RESULTADO MAS DESFAVORABLE DE LAS SUMAS DE LAS CONDICIONES

1+2 o 1+3



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO  
ENEP ARAGON

TITULO: TERCERA CONDICION DE  
ANÁLISIS

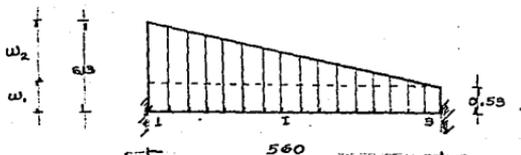
HOJA: 2 de 3

CALCULO: J. I. V.

REVISÓ: ING. J. A. G. V.

CALCULANDO LOS MOMENTOS DE EMPOTRAMIENTO  
DE LAS BARRAS I Y III POR EL EMPUJE HIDROSTÁTICO

BARRA I = BARRA III



FORMULAS

$$M_2 = \frac{w_1 \times L^2}{12} + \frac{w_2 \times L}{15}$$

$$M_1 = \frac{w_1 \times L^2}{12} + \frac{w_2 \times L}{10}$$

SUSTITUYENDO

$$M_2 = \frac{0.53 \times 5.60^2}{12} + \frac{(6.60 \times 5.60) 0.5 \times 5.60}{15} = 7.24 \text{ ton-m.}$$

$$M_1 = 1.39 + 8.78 = 10.17 \text{ ton-m.}$$

$$M_1 = M_2 \quad ; \quad M_3 = M_4$$

SE TOMARAN LOS DATOS YA CALCULADOS EN LA SEGUNDA  
CONDICIÓN, COMO SON LOS MOMENTOS DE EMPOTRAMIENTO,  
FACTORES DE TRANSPORTE Y FACTORES DE DISTRIBUCIÓN  
PARA LLEVAR ACABO EL ANÁLISIS.

NOTA: LAS FORMULAS PARA LA OBTENCIÓN DE LOS  
MOMENTOS DE EMPOTRAMIENTO FUERON  
CONSULTADAS EN EL MANUAL MONTERREY.



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO  
ENEP ARAGON

TITULO: TERCERA CONDICION DE ANALISIS

HOJA: 3 de 3

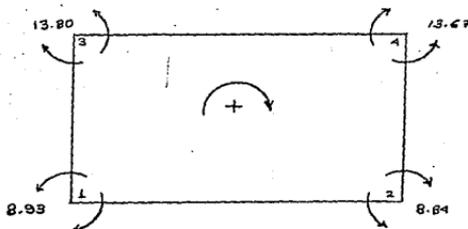
CALCULO: J.L.V.

REVISO: ENG. J.A.G.V.

DISTRIBUCION DE MOMENTOS

NUDO	1		2		3		4	
	1-3	1-2	2-1	2-4	3-4	3-1	4-2	4-3
Fd	0.54	0.46	0.46	0.54	0.22	0.78	0.78	0.22
FT	0.50	0.445	0.485	0.50	0.4156	0.50	0.50	0.408
M.E.	-10.17	23.07	-22.93	10.17	21.53	7.24	-7.24	-24.23
1 <sup>a</sup> DIST	-6.97	-5.93	5.90	6.92	-6.95	-24.62	24.55	6.92
1 <sup>a</sup> TRANS	12.91	-2.57	2.64	-12.28	-2.82	3.45	-2.46	2.83
2 <sup>a</sup> DIST	-5.26	-4.48	4.43	5.21	-0.14	-0.48	0.44	0.13
2 <sup>a</sup> TRANS	0.25	-1.93	1.99	-0.22	-0.05	2.53	-2.61	0.06
3 <sup>a</sup> DIST	0.91	0.77	-0.81	-0.96	-0.57	-2.01	1.89	0.56
M.F.	-8.93	8.93	-8.84	8.84	13.80	-13.80	13.67	-13.67

RESULTADOS DEL ANALISIS.



V. DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES  
( PROYECTO ESTRUCTURAL)

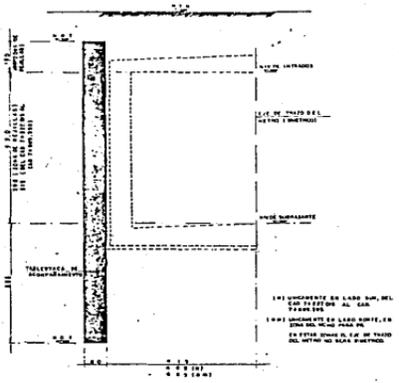
En función de los elementos mecánicos obtenidos en la etapa de análisis estructural, y tomando en cuenta la forma de las secciones transversales de los diferentes miembros de la estructura y los materiales de construcción, se obtendrán las dimensiones de cada elemento estructural.

De esta fase del proyecto estructural se obtendrán los planos y las especificaciones necesarios para la construcción del cajón con tablestacas de acompañamiento.

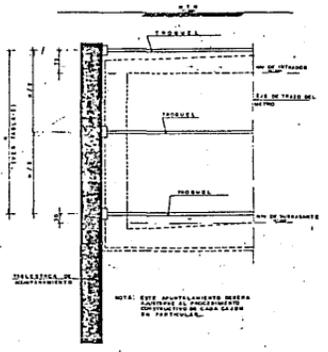
El diseño de los muros tablestaca y del cajón se hará de acuerdo al Reglamento de Construcciones del Distrito Federal y a algunas condiciones adicionales.

DISEÑO DE TABLESTACAS :

- a) El espesor de la tablestaca será de 60 cm y el recubrimiento considerado será de 7 cm.
- b) Se considerará un factor de carga de 1.5
- c) Dado el procedimiento de izado de la parrilla de refuerzo, es conveniente tratar de conservar un mismo armado vertical, sin bastones.
- d) Considerar las tablas de diseño anexas para determinar los porcentajes de acero adecuados.

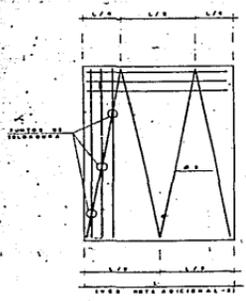


ALZADO DE TABLESTA

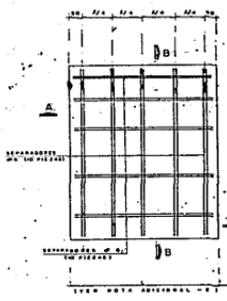


DETALLE DE APUNTAMIENTO

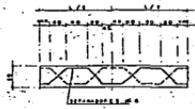
ARJ  
TA



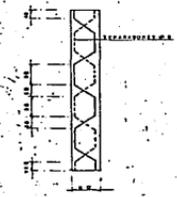
DETALLE DE IZADORES



DETALLE DE SEPARADORES

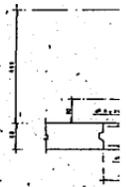


CORTE A-A

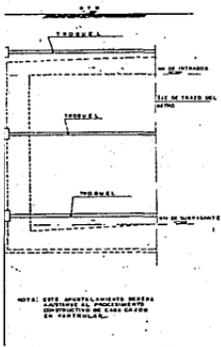


CORTE B-B

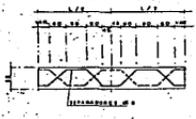
DETA



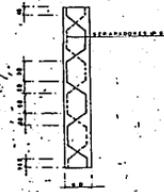
DETALLE



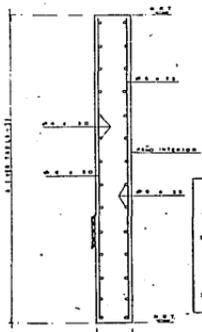
MUR DE APUNTALAMIENTO



CORTE A-A



CORTE B-B



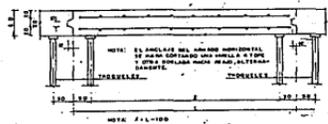
**TABLA - I**

NO.	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD
1	REINFORZACION	M <sup>3</sup>	100.00
2	REINFORZACION	M <sup>3</sup>	100.00
3	REINFORZACION	M <sup>3</sup>	100.00
4	REINFORZACION	M <sup>3</sup>	100.00
5	REINFORZACION	M <sup>3</sup>	100.00

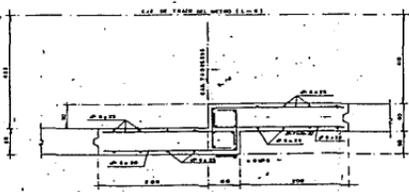
**NOTAS IMPORTANTES:**

- ESTE PLANO DE VALLADO PARA EL TRAZO COMPRENDIDO ENTRE LAS COORDENADAS Y= 877.00 A Y= 886.00
- LOS ANCHOS DE VENTILACION DE LOCALIDAD ENTRE LOS ANCHOS DE LOS COLUMNOS.
- VER DETALLES ESPECIALES DE REINFORZACION EN ZONA DEL VENTILADO PARA EN EL PLANO DE VALLADO= 880-885.00

ARMADO DE LA TABLESTACA



DETALLE DE TABLESTACA (PLANTA)



DETALLE DE TABLESTACA EN CAMBIO DE GALIBO HORIZONTAL (PLANTA)

**NOTAS GENERALES:**

- REINFORZACION EN CANTIDAD DE 100.00 M<sup>3</sup> PARA EL TRAZO COMPRENDIDO ENTRE LAS COORDENADAS Y= 877.00 A Y= 886.00
- REINFORZACION EN CANTIDAD DE 100.00 M<sup>3</sup> PARA EL TRAZO COMPRENDIDO ENTRE LAS COORDENADAS Y= 877.00 A Y= 886.00
- REINFORZACION EN CANTIDAD DE 100.00 M<sup>3</sup> PARA EL TRAZO COMPRENDIDO ENTRE LAS COORDENADAS Y= 877.00 A Y= 886.00
- REINFORZACION EN CANTIDAD DE 100.00 M<sup>3</sup> PARA EL TRAZO COMPRENDIDO ENTRE LAS COORDENADAS Y= 877.00 A Y= 886.00
- REINFORZACION EN CANTIDAD DE 100.00 M<sup>3</sup> PARA EL TRAZO COMPRENDIDO ENTRE LAS COORDENADAS Y= 877.00 A Y= 886.00
- REINFORZACION EN CANTIDAD DE 100.00 M<sup>3</sup> PARA EL TRAZO COMPRENDIDO ENTRE LAS COORDENADAS Y= 877.00 A Y= 886.00
- REINFORZACION EN CANTIDAD DE 100.00 M<sup>3</sup> PARA EL TRAZO COMPRENDIDO ENTRE LAS COORDENADAS Y= 877.00 A Y= 886.00
- REINFORZACION EN CANTIDAD DE 100.00 M<sup>3</sup> PARA EL TRAZO COMPRENDIDO ENTRE LAS COORDENADAS Y= 877.00 A Y= 886.00
- REINFORZACION EN CANTIDAD DE 100.00 M<sup>3</sup> PARA EL TRAZO COMPRENDIDO ENTRE LAS COORDENADAS Y= 877.00 A Y= 886.00
- REINFORZACION EN CANTIDAD DE 100.00 M<sup>3</sup> PARA EL TRAZO COMPRENDIDO ENTRE LAS COORDENADAS Y= 877.00 A Y= 886.00

**DETALLES:**

- REINFORZACION EN CANTIDAD DE 100.00 M<sup>3</sup> PARA EL TRAZO COMPRENDIDO ENTRE LAS COORDENADAS Y= 877.00 A Y= 886.00
- REINFORZACION EN CANTIDAD DE 100.00 M<sup>3</sup> PARA EL TRAZO COMPRENDIDO ENTRE LAS COORDENADAS Y= 877.00 A Y= 886.00
- REINFORZACION EN CANTIDAD DE 100.00 M<sup>3</sup> PARA EL TRAZO COMPRENDIDO ENTRE LAS COORDENADAS Y= 877.00 A Y= 886.00
- REINFORZACION EN CANTIDAD DE 100.00 M<sup>3</sup> PARA EL TRAZO COMPRENDIDO ENTRE LAS COORDENADAS Y= 877.00 A Y= 886.00
- REINFORZACION EN CANTIDAD DE 100.00 M<sup>3</sup> PARA EL TRAZO COMPRENDIDO ENTRE LAS COORDENADAS Y= 877.00 A Y= 886.00
- REINFORZACION EN CANTIDAD DE 100.00 M<sup>3</sup> PARA EL TRAZO COMPRENDIDO ENTRE LAS COORDENADAS Y= 877.00 A Y= 886.00
- REINFORZACION EN CANTIDAD DE 100.00 M<sup>3</sup> PARA EL TRAZO COMPRENDIDO ENTRE LAS COORDENADAS Y= 877.00 A Y= 886.00
- REINFORZACION EN CANTIDAD DE 100.00 M<sup>3</sup> PARA EL TRAZO COMPRENDIDO ENTRE LAS COORDENADAS Y= 877.00 A Y= 886.00
- REINFORZACION EN CANTIDAD DE 100.00 M<sup>3</sup> PARA EL TRAZO COMPRENDIDO ENTRE LAS COORDENADAS Y= 877.00 A Y= 886.00
- REINFORZACION EN CANTIDAD DE 100.00 M<sup>3</sup> PARA EL TRAZO COMPRENDIDO ENTRE LAS COORDENADAS Y= 877.00 A Y= 886.00

**REINFORZO:**

- REINFORZACION EN CANTIDAD DE 100.00 M<sup>3</sup> PARA EL TRAZO COMPRENDIDO ENTRE LAS COORDENADAS Y= 877.00 A Y= 886.00
- REINFORZACION EN CANTIDAD DE 100.00 M<sup>3</sup> PARA EL TRAZO COMPRENDIDO ENTRE LAS COORDENADAS Y= 877.00 A Y= 886.00
- REINFORZACION EN CANTIDAD DE 100.00 M<sup>3</sup> PARA EL TRAZO COMPRENDIDO ENTRE LAS COORDENADAS Y= 877.00 A Y= 886.00
- REINFORZACION EN CANTIDAD DE 100.00 M<sup>3</sup> PARA EL TRAZO COMPRENDIDO ENTRE LAS COORDENADAS Y= 877.00 A Y= 886.00
- REINFORZACION EN CANTIDAD DE 100.00 M<sup>3</sup> PARA EL TRAZO COMPRENDIDO ENTRE LAS COORDENADAS Y= 877.00 A Y= 886.00
- REINFORZACION EN CANTIDAD DE 100.00 M<sup>3</sup> PARA EL TRAZO COMPRENDIDO ENTRE LAS COORDENADAS Y= 877.00 A Y= 886.00
- REINFORZACION EN CANTIDAD DE 100.00 M<sup>3</sup> PARA EL TRAZO COMPRENDIDO ENTRE LAS COORDENADAS Y= 877.00 A Y= 886.00
- REINFORZACION EN CANTIDAD DE 100.00 M<sup>3</sup> PARA EL TRAZO COMPRENDIDO ENTRE LAS COORDENADAS Y= 877.00 A Y= 886.00
- REINFORZACION EN CANTIDAD DE 100.00 M<sup>3</sup> PARA EL TRAZO COMPRENDIDO ENTRE LAS COORDENADAS Y= 877.00 A Y= 886.00
- REINFORZACION EN CANTIDAD DE 100.00 M<sup>3</sup> PARA EL TRAZO COMPRENDIDO ENTRE LAS COORDENADAS Y= 877.00 A Y= 886.00

**DETALLES DEL REFORZADO**

NO.	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD
1	REINFORZACION	M <sup>3</sup>	100.00
2	REINFORZACION	M <sup>3</sup>	100.00
3	REINFORZACION	M <sup>3</sup>	100.00
4	REINFORZACION	M <sup>3</sup>	100.00
5	REINFORZACION	M <sup>3</sup>	100.00
6	REINFORZACION	M <sup>3</sup>	100.00
7	REINFORZACION	M <sup>3</sup>	100.00
8	REINFORZACION	M <sup>3</sup>	100.00
9	REINFORZACION	M <sup>3</sup>	100.00
10	REINFORZACION	M <sup>3</sup>	100.00



**GRANDOS EN LISTADO**

NO.	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD
1	REINFORZACION	M <sup>3</sup>	100.00
2	REINFORZACION	M <sup>3</sup>	100.00
3	REINFORZACION	M <sup>3</sup>	100.00
4	REINFORZACION	M <sup>3</sup>	100.00
5	REINFORZACION	M <sup>3</sup>	100.00
6	REINFORZACION	M <sup>3</sup>	100.00
7	REINFORZACION	M <sup>3</sup>	100.00
8	REINFORZACION	M <sup>3</sup>	100.00
9	REINFORZACION	M <sup>3</sup>	100.00
10	REINFORZACION	M <sup>3</sup>	100.00

NO MODIFICACION: FECHA APROBO

PROYECTO: SISTEMA DE TRANSPORTACION COLECTIVA DE PASAJEROS

LINEA - 9

TRAMO JAMAICA, PUEBLO TRINIDAD Y TRONCADO

TABLESTACAS DE APUNTALAMIENTO

APROBADO: [Signature]

FECHA: [Date]

## DISEÑO DEL CAJON :

- a) Se considerará un factor de carga de 1.5
- b) Se considerará un recubrimiento de 5 cm en losas y muros estructurales.

A continuación se anexa el diseño estructural correspondiente al tramo analizado. (Zona en curva). Se anexan también los planos estructurales correspondientes.



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO  
ENEP ARAGÓN

TÍTULO: DISEÑO DEL MURO MILÁN

HOJA: 1 de 4

CALCULO: J. L. V.

REVISÓ: ING. J. A. G. V.

DISEÑO POR FLEXIÓN EN LA DIRECCIÓN VERTICAL UTILIZANDO EL DISEÑO POR RESISTENCIA ÚLTIMA QUE ESTABLECE EL R.C.D.F.

$$f_c = 150 \text{ Kg/cm}^2$$

$$h = 60 \text{ cm.}$$

$$f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$d = 55 \text{ cm.}$$

$$F.C. = 1.5$$

MOMENTO NEGATIVO MÁXIMO (OBTENIDO EN EL CAPITULO ANTERIOR)

$$M(-) = 3.10 \text{ ton-m.} \quad ; \quad M_u = 1.5 \times 3.10 = 4.65 \text{ ton-m.}$$

$$\rho = \frac{f_c''}{f_y} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{FR b d^2 f_c''}} \right]$$

SUSTITUYENDO

$$\rho = \frac{102}{4200} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 4.65 \times 10^6}{0.9 \times 100 \times 55^2 \times 102}} \right] = 0.000410$$

$$\rho_{min} = \frac{0.7 \sqrt{f_c}}{f_y} = 0.0021$$

TOMANDO EL PORCENTAJE MÍNIMO POR SER:

$$\rho_{min} > \rho_{cal}$$

CALCULAMOS EL ÁREA DE ACERO

$$A_s = \rho b d = 0.0021 \times 100 \times 55 = 11.55 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 11.55 \text{ cm}^2$$



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO  
ENEP ARAGÓN

TÍTULO: DISEÑO DEL MURO MILÁN

HOJA: 2 de 21

CALCULO: J. L. V.

REVISÓ: ING. J. A. G. V.

USANDO VARILLA #6 ;  $Q_b = 2.85 \text{ cm}^2$

$$S = \frac{100 \times 2.85}{11.85} = 24.67 \text{ cm.}$$

SE COLOCARÁ #6 @ 25

MOMENTO POSITIVO MÁXIMO (DEL CAPÍTULO DE ANÁLISIS)

$$M(+) = 2.07 \text{ ton-m.} ; M_u = 1.5 \times 2.07 = 3.105 \text{ ton-m.}$$

TOMAREMOS EL  $p_{\text{min}}$ , POR SER MAYOR AL  $p_{\text{cal.}}$   
COMO SE OBSERVO EN EL CÁLCULO DE MOMENTO  
MÁXIMO NEGATIVO.

$$p_{\text{min}} = 0.0021$$

$$A_s = p b d = 0.0021 \times 100 \times 55 = 11.55 \text{ cm}^2$$

USANDO VARILLA #6

$$S = 24.67 \text{ cm.}$$

SE COLOCARÁ #6 @ 25

∴ COLOCAREMOS UNA PARRILLA  
DEL #6 @ 25 POR LA CARA  
INTERNA DEL MURO TABLESTACA.



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO  
ENEP ARAGON

TITULO: DISEÑO DEL MURO MILÁN

HOJA: 3 de 4

CALCULO: J.L.V.

REVISÓ: JWG. J.A.G.V.

DISEÑO POR FLEXION EN LA DIRECCION  
HORIZONTAL UTILIZANDO R.C.D.F.

MATERIALES

CONSTANTES

$$f'_c = 150 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f'_c = 0.8 f'_c$$

$$f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f'_c = 0.85 f'_c$$

ACERO MINIMO POR FLEXION

$$A_s \text{ min} = \frac{0.7 \sqrt{f'_c}}{f_y} (b \cdot d)$$

$$p \text{ min} = 0.0021$$

DEL ANÁLISIS TOMAMOS EL MOMENTO  
MÁXIMO :

$$M = 11.614 \text{ ton-m.} ; M_u = 1.5 \times 11.614 = 17.42 \text{ ton-m.}$$

$$p = \frac{102}{4200} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 17.42 \times 10^5}{0.8 \times 100 \times 55^2 \times 102}} \right] = 0.00157$$

$$p_{\text{min}} > p_{\text{cal.}}$$

$$\therefore A_s = p b d = 0.0021 \times 100 \times 55 = 11.55 \text{ cm}^2$$

USANDO VARILLA #6 ;  $a_s = 2.85 \text{ cm}^2$

$$S = \frac{100 \times 2.85}{11.55} = 24.67 \text{ cm.}$$

SE COLOCARAN #6 @ 25



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO  
ENEP ARAGÓN

TÍTULO: DISEÑO DEL MURO MILÁN

HOJA: 4 de 4

CALCULO: J. L. V.

REVISO: ING. J. A. G. V.

ARMADO POR TEMPERATURA.

$$A_{st} = \frac{450 \times x}{f_y (x+100)} (100)$$

SUSTITUYENDO:

$$A_{st} = \frac{450 \times 60}{4200 (60+100)} \times 100 = 4.01? \text{ cm}^2/\text{m.}$$

USANDO VARILLA # 4 ;  $q_s = 1.27 \text{ cm}^2$

$$S = \frac{100 \times 1.27}{4.01?} = 31.6 \text{ cm}$$

SE COLOCARAN # 4 @ 30

CALCULO DEL MOMENTO ÚLTIMO RESISTENTE  
EN LA ZONA DE ACERO MINIMO POR FLEXIÓN:

$$M_r = FR b d^2 f_c' q (1 - 0.5q)$$

DONDE: FR = 0.9 (FLEXIÓN)

$$b = 100 \text{ cm.}$$

$$d = 55 \text{ cm}$$

$$q = \frac{p f_y}{f_c'} = \frac{0.0021 \times 4200}{102} = 0.0865$$

SUSTITUYENDO:

$$M_r = 0.9 \times 100 \times 55^2 \times 102 \times 0.0865 (1 - 0.5 \times 0.0865)$$

$$M_r = 22.9? \text{ ton-m/m.}$$

$$\text{MOMENTO MÁXIMO DE SERVICIO} = \frac{M_r}{F.C.} = \frac{22.97}{1.5} = 15.32 \text{ ton-m/m.}$$

DEL ANÁLISIS HORIZONTAL

$$11.61 < 15.32$$



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO  
ENEP ARAGON

TITULO: DISEÑO DEL CAJON

HOJA: 1 de 4

CALCULO: J. L. V.

REVISO: ING. J. A. G. V.

**DISEÑO DEL CAJÓN**

EL DISEÑO DEL CAJÓN (VER PLANO ANEXO) SE REALIZÓ TOMANDO EN CONSIDERACIÓN LAS TRES CONDICIONES DE CARGA ANTES MENCIONADAS Y QUE SON:

- a) PESO PROPIO
- b) CARGA VIVA + RELLENO
- c) CARGA VIVA + RELLENO + EMPUJE HIDROSTÁTICO

EL ANÁLISIS SE EFECTUÓ MANUALMENTE POR EL MÉTODO DE CROSS, Y SE DISEÑO CON LA COMBINACIÓN MAS DESFAVORABLE DE LAS TRES CONDICIONES DE CARGA.

LA DETERMINACIÓN DE LA CARGA VIVA SE DETERMINÓ SEGÚN EL MANUAL DE DISEÑO DE PUENTES, EDITADO POR LA S.A.H.O.P. Y LAS AYUDAS DE DISEÑO EDITADAS POR LA SOCIEDAD MEXICANA DE INGENIERÍA ESTRUCTURAL, ASÍ COMO PARA EL DISEÑO SE TOMARON EN CUENTA LAS NORMAS COMPLEMENTARIAS DEL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES PARA EL DISTRITO FEDERAL.

**DETERMINACIÓN DE LA CARGA VIVA**

PARA EL ANÁLISIS SE CONSIDERARÁ UN CAMIÓN --- HS-20-SIG-44, QUE TRASMITE UNA CARGA POR EJE TRASERO DE 32,000 LIBRAS.

DE ACUERDO AL MANUAL PARA DISEÑO DE PUENTES EDITADO POR LA S.A.H.O.P., ESTA CARGA DIVIDIDA ENTRE DOS Y MULTIPLICADA POR UN FACTOR DE IMPACTO DE 1.3 NOS PROPORCIONA LA CARGA QUE SE TRASMITE AL SUELO ATRAVEZ DE UNA ÁREA DE CONTACTO DE 14' X 6' PIES, LA CARGA VARÍA DE INTENSIDAD PARA CADA PROFUNDIDAD.

PARA OBTENER LA CARGA VIVA SOBRE LA ESTRUCTURA SE PROCEDE COMO SIGUE:



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO  
ENEP ARAGON

TITULO: DISEÑO DEL CAJÓN

HOJA: 2 de 4

CALCULO: J. L. V.

REVISÓ: ING. J. A. G. V.

$$P = 32,000 \text{ lbs.}$$

$$w = \frac{P/2}{A} \times I$$

$$w = \frac{32,000/2}{14' \times 6'} \times 1.3 = 247.619 \text{ lbs./ft}^2$$

PARA OBTENER LA CARGA EQUIVALENTE EN  $\text{Kg/m}^2$ , SE MULTIPLICA POR EL FACTOR (4.88241) ----- \*

$$w = 247.619 (4.88241) = 1208.9 \text{ Kg/m}^2$$

$$\underline{\underline{w = 1.2 \text{ ton/m}^2}}$$

\* FACTOR OBTENIDO DE LA SIGUIENTE MANERA

$$1 \text{ libra} = 0.4536 \text{ Kg.}$$

$$1 \text{ pie}^2 = 0.0929 \text{ m}^2$$

$$\therefore \frac{1 \text{ lb}}{\text{ft}^2} = \frac{0.4536 \text{ Kg}}{1 \text{ lb}} \times \frac{1 \text{ ft}^2}{0.0929 \text{ m}^2} =$$

$$\underline{\underline{= 4.8824}}$$



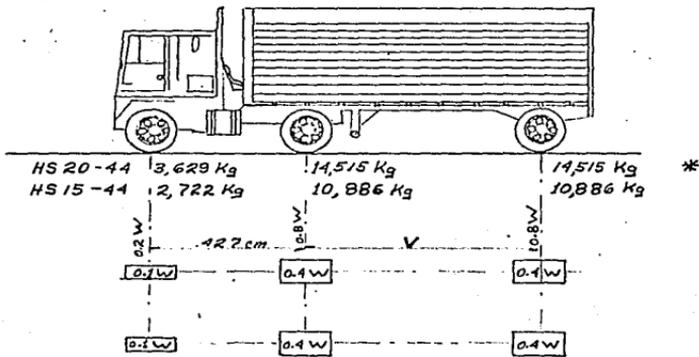
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO  
ENEP ARAGON

TITULO: DISEÑO DEL CAJON

HOJA: 3 de 4

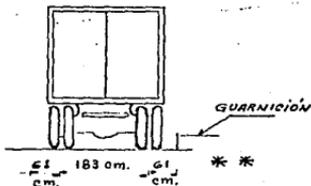
CALCULO: J. L. V.

REVISO: ING. J. A. G. V.



W = PESO COMBINADO DE LOS DOS PRIMEROS EJES IGUAL AL QUE TIENE EL CAMIÓN TIPO H CORRESPONDIENTE.

305 cm = ANCHO DE GAIBO Y DE CARRIL DE CARGA.



V = ESPACIAMIENTO VARIABLE DE 127 cm A 914 cm. INCLUSIVE EL ESPACIAMIENTO QUE SE USE SERA EL QUE PRODUZCA LOS ESFUERZOS MÁXIMOS.



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO  
ENEP ARAGON

TITULO:

HOJA: 4 de 4

CALCULO: J. C. V.

REVISO: ING. J. A. G.

\* EN EL PROYECTO DE PISOS (ZONAS DE CONCRETO PISOS DE PARRILLAS DE ACERO Y PISOS DE MADERA) PARA CARGAS H-20 O H-20-S-15, SE PODRA USAR UNA CARGA AXIAL DE 10,886 Kg. O DOS CARGAS AXIALES DE 7,257 Kg. CADA UNA, ESPACIADAS 122 cm ENTRE SI, SELECCIONANDO LA QUE PRODUZCA EL MAYOR ESFUERZO EN VEZ DE LA CARGA AXIAL DE 14,515 Kg QUE SE ILUSTRAS.

\*\* PARA PROYECTAR LOSAS SE SUPONDRA QUE EL EJE VERTICAL CENTRAL DE LA RUEDA QUEDE A 30.5 cm. DE LA CARA DE LA GUARNICION.

DEL CAPITULO DE ANALISIS ESTRUCTURAL DEL CAJON, Y UNA VEZ OBTENIDOS LOS ELEMENTOS MECANICOS DEL MISMO PARA LAS TRES CONDICIONES DE ANALISIS, SE PROCEDE A EFECTUAR LAS COMBINACIONES PARA CON LA SUMA DE LA CONDICION MAS DESFAVORABLE DISEÑAR EL CAJON, PARA EL CALCULO DEL ARMADO NOS SUJETAMOS A LAS DISPOSICIONES DEL REGIAMIENTO DE CONSTRUCCION DE EL DISTRITO FEDERAL.

CON EL RESULTADO OBTENIDO SE GENERARON LOS PLANOS ANEXOS, EN LOS QUE SE INDICA EL ARMADO REQUERIDO.



## VI. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO.

En este capítulo se describe el procedimiento constructivo adoptado para la excavación y construcción del tramo Mixhuca-Jamaica, perteneciente a la línea 9 del Metro, comprendido entre los cadenamientos 6 + 276.195 y 7 + 227.015

La excavación para la construcción de este tramo se efectuó a cielo abierto entre muros tablestaca debidamente apuntados, siguiendo las especificaciones de construcción que se indican a continuación :

Cabe mencionar que estas especificaciones son producto de los estudios de Mecánica de Suelos y de la experiencia acumulada en la construcción de las anteriores líneas del Metro.

### A. CONSTRUCCION DE MUROS TABLESTACA.

La construcción de los muros tablestaca podrá llevarse a cabo en las siguientes etapas :

- a) Construcción de brocales.
- b) Excavación y estabilización de zanjas (tableros)
- c) Armado y colado de muros tablestaca.

#### 1 . CONSTRUCCION DE BROCALES.

Los brocales son piezas de concreto reforzado en forma de ángulo recto, que tienen la finalidad de retener los rellenos sueltos superficiales y servir de guía a la herramienta -

de excavación de las zanjas. Su alineamiento debe ajustarse al trazo. Ver figura VI - 1.

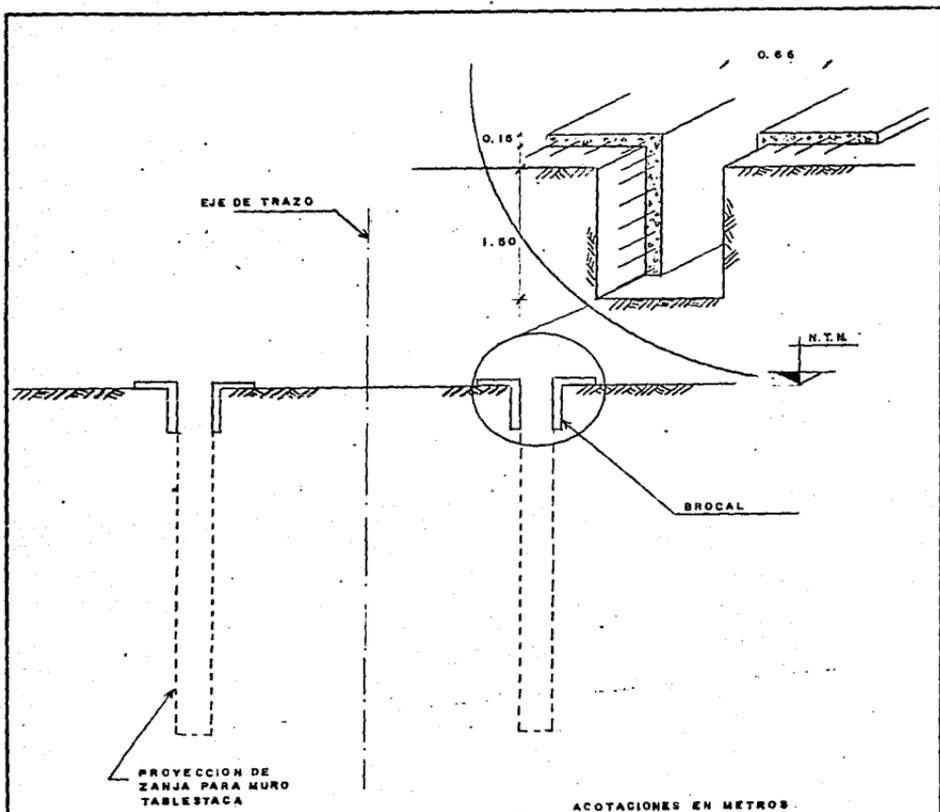
Para muros tablestaca de 60 cm de espesor, la separación entre brocales será de 66 cm, que es el caso general para tramo interestación.

La excavación en zanja, necesaria para la construcción de los brocales, deberá efectuarse a mano preferentemente, para no dañar las instalaciones municipales que generalmente se encuentran en los dos primeros metros de profundidad.

Una vez colados los brocales y que las zanjas han quedado libres de estorbos, se colocarán compuertas de madera para aislar tramos de zanja guía, con una longitud igual a la del muro por construir, y su valor será el indicado por el proyecto pero en ningún caso excederá de 6m.

Cada tramo aislado por las compuertas se llenará en seguida con lodo bentonítico, hasta alcanzar un nivel de 80 cm - abajo del borde superior del brocal. Este mismo nivel del lodo se mantendrá durante todo el proceso de excavación y colado del muro posteriores.

Cabe mencionar que en algunas zonas del tramo no se construyeron brocales, debido a que el espesor de la carpeta asfáltica fué suficiente para asegurar una adecuada guía a la herramienta de corte (almeja). Además los rellenos superficiales presentaron la compacidad suficiente para evitar derrumbes.



DETALLE DEL BROCAL

FIG.- VI-1

## 2. EXCAVACION Y ESTABILIZACION DE ZANJAS.

### EXCAVACION DE ZANJAS.

Una vez aislado un tramo de zanja, según se mencionó en la construcción de los brocales, se procederá a la excavación hasta el nivel de desplante de los muros. La profundidad será la indicada en el proyecto para cada caso particular del tramo.

La longitud de las zanjas excavadas se indicará en el proyecto para cada caso particular, pero en ningún caso excederá de 6 m.

Durante el proceso de excavación de las zanjas se utilizará simultáneamente lodo bentonítico para ademar las paredes de las mismas, ya que no son estables por sí solas.

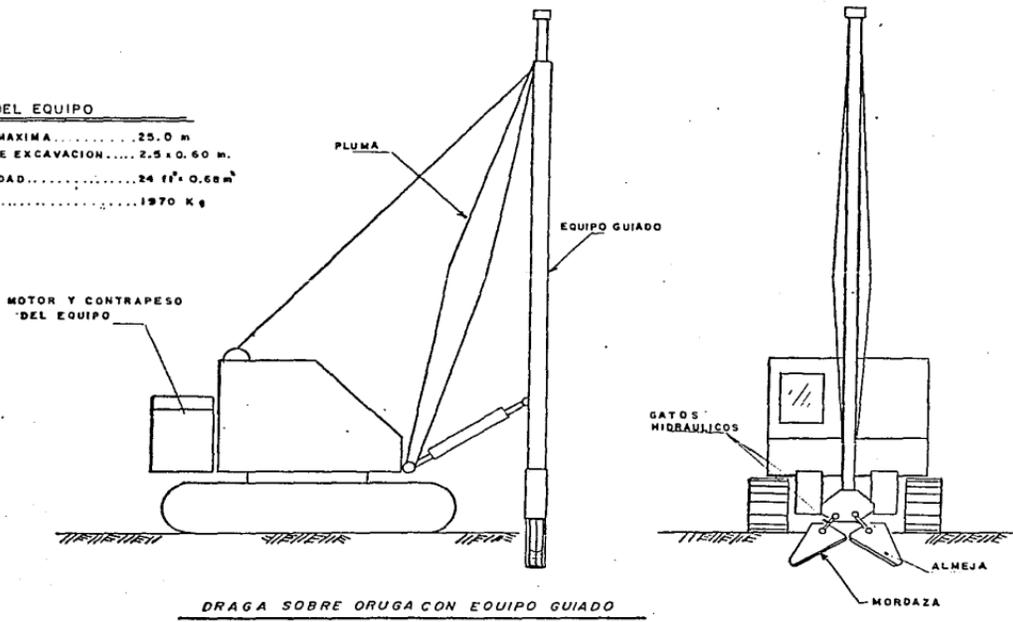
### EQUIPO DE EXCAVACION.

La excavación de las zanjas deberá hacerse con equipo o maquinaria cuya herramienta de corte sea guiada, con objeto de ofrecer una amplia garantía en la verticalidad, alineamiento e integridad de las paredes de la zanja y que permita alcanzar sin problemas la profundidad de desplante del muro indicada en el proyecto.

El equipo utilizado en la excavación consiste de una draga montada sobre orugas, a la cual se le adapta una herramienta para excavación vertical (almeja hidráulica). Ver figura-VI - 2.

DATOS DEL EQUIPO

- ) PROF. MAXIMA ..... 25.0 m
- ) AREA DE EXCAVACION ..... 2.5 x 0.60 m.
- ) CAPACIDAD ..... 24 ft<sup>3</sup> = 0.68 m<sup>3</sup>
- ) PESO ..... 1970 Kg



DRAGA SOBRE ORUGA CON EQUIPO GUIADO

FIG. VI-2

## PROCEDIMIENTO DE EXCAVACION.

La excavación de los tableros se hará en forma alternada, es decir, no deberán excavar tableros contiguos en forma simultánea. Así mismo, no se excavará ningún tablero hasta que el concreto del tablero contiguo haya alcanzado su fraguado -- inicial.

Salvo indicaciones en contrario, se iniciará la excavación en un extremo del tablero, terminado éste se pasará el -- equipo al otro extremo y se concluirá la excavación cortando -- el prisma central. Ver figura VI - 3. En cada maniobra de -- traslado el equipo de excavación deberá colocarse en posición -- fija, alinearse y nivelarse correctamente y no moverse hasta -- que se haya terminado de excavar cada tramo.

La excavación de cada tramo deberá hacerse deslizando lentamente el cucharón tanto al bajar como al subir, a manera de evitar choques contra el lodo o contra las paredes y evitar -- efectos de émbolo los cuales son perjudiciales para lograr la verticalidad y alineamiento de las paredes de la zanja.

La excavación en el fondo de ataque, con el cucharón, deberá hacerse sin dejarlo caer bruscamente, sino apoyando sus -- dientes en el fondo con las mandíbulas totalmente abiertas, -- que se cerrarán en una sola operación para cortar el material.

Salido el cucharón de la zanja deberá detenerse un momento abriéndolo ligeramente, para dejar escurrir el lodo a la excavación. Después se descargará el material excavado a los camiones que lo transportarán a la zona de tiro.

Terminada la excavación, se procederá a la limpieza del --

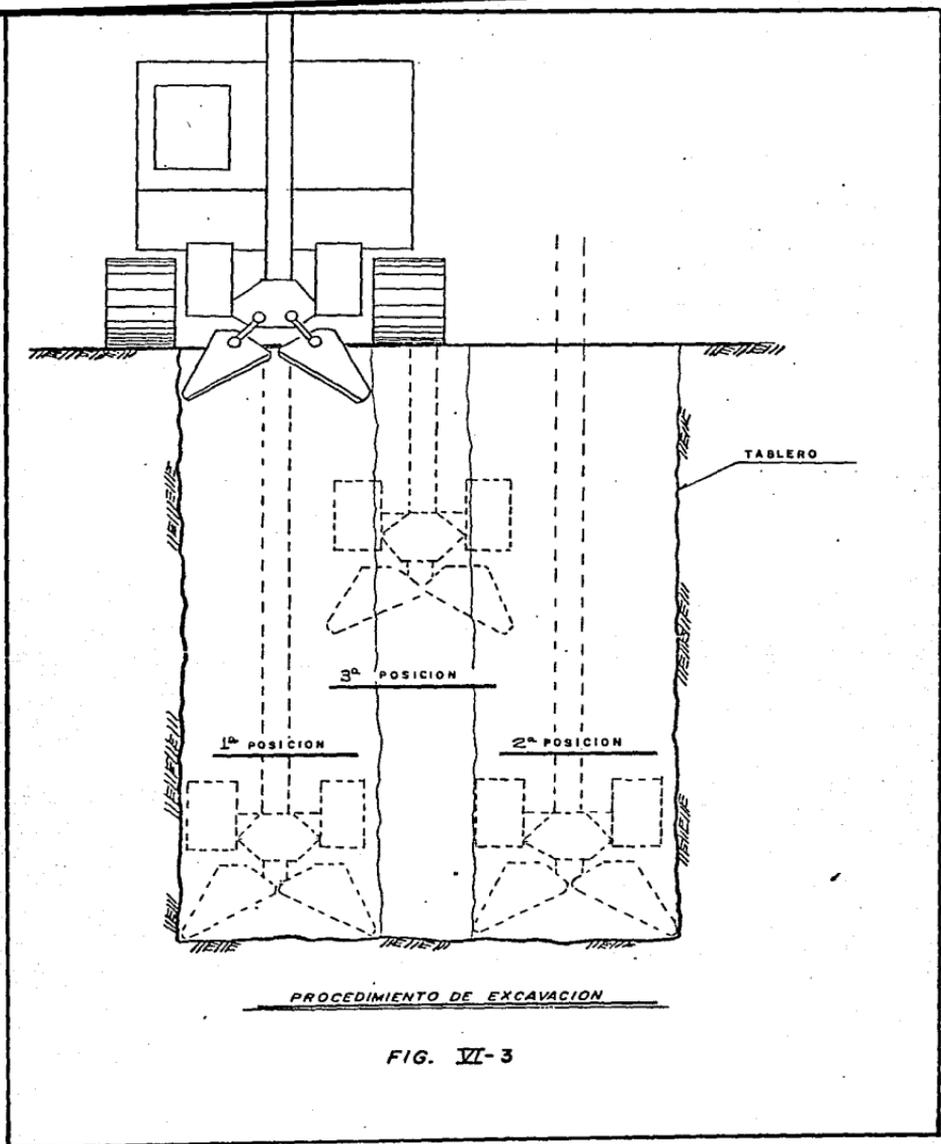


FIG. VI-3

azolve del fondo, utilizando un tubo eyector que se pasará por todo el piso de la zanja. Otra alternativa consiste en la recolección del azolve con la almeja.

No puede dejarse una zanja totalmente excavada y ademada con lodo por mucho tiempo, por lo que no deberán pasar más de 24 horas entre el inicio de la excavación de un tablero y el inicio de su colado. Asimismo, no deberán transcurrir más de 6 horas entre el momento que se alcance la máxima profundidad de excavación y el inicio del colado.

Durante la excavación deberá efectuarse un control de las propiedades del lodo de perforación, para confirmar que cumplan con los límites especificados. Se llevarán a cabo cuando menos dos pruebas de lodo por tablero, la primera al vaciar el lodo en la zanja antes de iniciar la excavación, y la segunda antes de introducir la parrilla de refuerzo.

Si los resultados de las pruebas de lodo indican que no se cumple con algunas de las propiedades especificadas, el lodo contaminado deberá sustituirse por lodo nuevo, conservando siempre el nivel del lodo dentro de la zanja a 80 cm debajo del borde superior de los brocales.

Abatir el nivel de lodo bentonítico, arriba indicado, con lleva a succiones y gradientes en el manto freático que favorecen la disintegración y el derrumbe de las paredes de la zanja.

Un mismo lodo podrá utilizarse las veces que determine el laboratorio de control y serán las que permitan que el lodo -- cumpla con todas las especificaciones.

Deberán preverse las instalaciones de preparación y rege-

neración de lodos y la capacidad de almacenamiento suficientes, para cubrir ampliamente las necesidades diarias de la obra. Esta amplitud cubrirá el 50% en exceso del volúmen de las zanjas por llenar en el día, para absorber el consumo adicional que se tenga por fugas o pérdidas de lodo a través de las fisuras y grietas en las arcillas, o de los poros en los materiales más permeables.

Cuando las fugas sean extraordinarias, podrá utilizarse aserrín en el lodo para llenar las grietas. El aserrín debe añadirse en los recipientes de mezclado y no después, para evitar la formación de grumos.

### 3. ARMADO Y COLADO DE MUROS TABLESTACA.

#### COLOCACION DE LA PARRILLA.

El armado de las parrillas deberá estar de acuerdo con lo indicado en el proyecto y deberá satisfacer los siguientes requisitos durante su colocación.

Dentro de los tableros excavados e inundados de lodo se harán descender las parrillas que formarán el armado de los muros. Las parrillas irán contraventeadas con rigidizadores como se indique en el proyecto y se harán descender por medio de una grua, tomando las debidas precauciones con respecto a la verticalidad, el alineamiento y la profundidad.

Para evitar la tendencia a la flotación de la parrilla de armado y garantizar que permanezca en su lugar, se empujará durante su descenso y una vez colocada en su lugar se instalarán dos gatos hidráulicos en la superficie, apoyados contra el brocal, que impidan que la parrilla se mueva durante el colado. Es

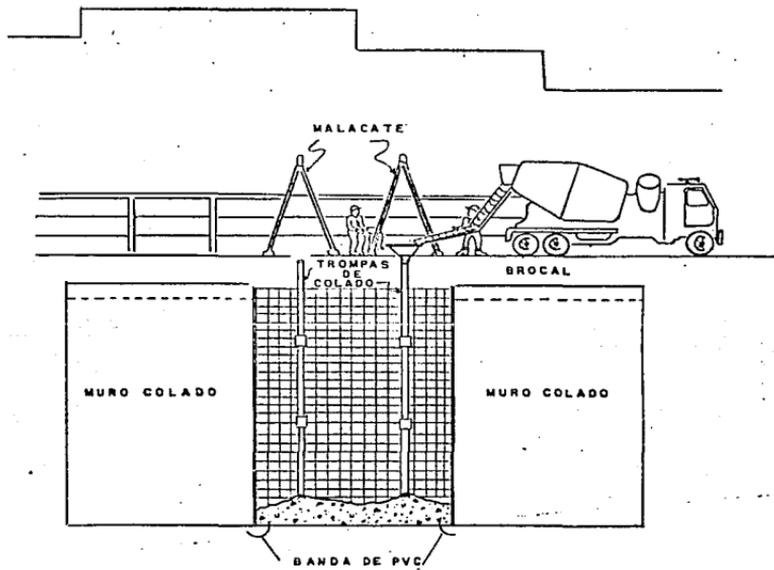
tos gatos se retirarán hasta que se finalice el colado.

El tiempo máximo que transcurra entre el momento de introducción de la parrilla en la zanja y el colado del muro, será de 4 horas.

#### COLOCACION DEL CONCRETO.

Una vez colocada, centrada y nivelada la parrilla se introducirán las trompas de colado por tramos. Los coples de unión de cada tramo de las trompas deberán ser perfectamente herméticos para impedir que la absorción de la columna de concreto, al bajar, chupe aire o lodo del exterior. Cada tramo será de no más de 2 M de largo y tendrá un diámetro no menor de 30 cm. Al tramo que sobresale en la superficie se le conectará un embudo o una tolva. La boca de esta tolva deberá quedar a una altura conveniente para que se pueda descargar directamente el concreto de las ollas revolvedoras. Todo el conjunto se subirá o bajará durante el colado, por lo tanto deberá contarse con el equipo necesario para realizar estos movimientos. Los tramos del tubo deberán ser lo suficientemente fuertes y pesados para soportar el manejo. Ver figura VI - 4.

El extremo inferior de la trompa, o boca de descarga, debe quedar apoyado en el fondo de la zanja antes de iniciar el colado. Una vez introducidas las trompas de colado se colocará entre la tolva y el tubo un tapón constituido por un balón de latex, el cual descenderá obligado por el peso de concreto vaciado evitando en esta forma la segregación y contaminación del concreto. Así se evitará la descarga de concreto con tal energía que pueda dar lugar a una mezcla del concreto con el lodo. Para iniciar el flujo del concreto la trompa deberá levantarse una distancia de 30 cm del fondo de la zanja.



COLADO DEL MURO

FIG.- VI - 4

El concreto deberá ser del revenimiento especificado (en este caso 18 cm), para que sin necesidad de vibrarlo penetre y se distribuya uniformemente por todo el tablero. La boca de descarga de la trompa de colado no debe quedar nunca ahogada menos de 1.50 m en el concreto que se esté colando. Para ayudar al concreto a fluir en un principio, puede desplazarse la trompa verticalmente hacia arriba y hacia abajo, vigilando que permanezca siempre suficientemente ahogada en el concreto para que no exista contaminación del mismo. A medida que fluye se agrogará más concreto a la tolva manteniendo la columna a la altura conveniente para regular la rapidez del flujo. En esta forma, el lodo de la zanja será desplazado hacia la superficie por la diferencia de densidades, prácticamente sin necesidad de moverla tubería. El impulso que lleva la primera mezcla al salir -- por la boca de descarga producirá un efecto de arranque en el fondo del tablero y lo dejará limpio de lodo. Con un buen procedimiento de colado, el lodo no se mezclará con el concreto sino que éste lo llevará siempre por delante hasta rebosar, bien sea a un recipiente colector o bien al tablero vecino. También podrá succionarse con una bomba de lodos.

El concreto no deberá ser vaciado de golpe dentro de la -- tolva para lograr un flujo suave y continuo, por lo que no deberán tenerse recesos o suspensiones mayores de 15 minutos.

Será necesario llevar un riguroso control del colado midiendo en forma permanente la variación del nivel de la superficie de concreto y anotándolo en un registro, para poder decidir el retiro oportuno de los tramos de las trompas de colado y programar adecuadamente el suministro del concreto para evitar los recesos.

Dos trompas de colado en la zanja serán suficientes para --

el colado de 6 metros de longitud, debido a las pendientes que desarrolla el concreto fluido dentro del lodo. Las dos trompas de colado deberán usarse en forma simultánea y una vez iniciado el colado no deberán desplazarse lateralmente dentro del tablero.

#### B. ABATIMIENTO DEL NIVEL FREÁTICO.

Antes de iniciar la excavación de cualquier etapa, será necesario abatir el nivel de aguas freáticas mediante un bombeo por gravedad. Para ello se instalarán pozos de bombeo que se localizarán sobre el eje de trazo de la Línea 9, con una separación de 10 m entre sí.

Los pozos se perforarán hasta 2.00 m por debajo de la profundidad máxima de excavación y sus ademes estarán constituidos por tubos de fierro de 4" de diámetro, ranurados en toda su longitud excepto 1.50 m en su parte superior y 1.00 m en su parte inferior. Dichos pozos estarán provistos, además, de tres aletas formadas por varillas de 3/4" cuyo diámetro circunscrito deberá ajustarse a las paredes de la perforación. Estas aletas deberán quedar en contacto con el terreno y se colocarán a lo largo del ademe con objeto de centrarlo dentro de la perforación.

Para la extracción del agua del interior de los pozos se utilizarán bombas de pozo profundo de tipo eyector de 1" X 1 -- 1/4", operadas a una presión de 5 Kg/cm<sup>2</sup>. El nivel de succión de las bombas se colocará 1.0 m abajo de la profundidad máxima de excavación.

Se deberá empezar a bombear en una longitud de 20.0 m. --- ocho días antes de iniciar la excavación y se continuará el bombeo de manera que el tramo que se está bombeando no sobrepase -

en ningún caso la longitud indicada, medida a partir de donde se este construyendo la losa de piso.

El bombeo deberá suspenderse en cada pozo durante el colado de la losa de piso de la etapa correspondiente.

### C. EXCAVACION APUNTALAMIENTO Y CONSTRUCCION.

El avance de la primera etapa de excavación será de 8.0m - y posteriormente se continuará con longitudes de excavación de 7.0 m. con el fin de construir tramos de losa de piso de 7.0 m - de longitud. Ver figuras VI - 5.

Durante el proceso de excavación deberá llevarse en el --- frente de ataque un talud cuya inclinación será 1:1 horizontal - a vertical.

En lo sucesivo se considerará como nivel 0.00 la parte más alta de la losa de techo (extrados) del cajón de metro.

La excavación, colocación de puntales y construcción de la estructura del cajón del Metro, se hará por etapas en la forma que se describe a continuación :

1a. Etapa.- Se iniciará la excavación de la primera etapa partiendo del nivel de terreno natural y se suspenderá cuando se haya alcanzado el nivel 0.00 (nivel de extrados) procediendo de inmediato a colocar el primer nivel de puntales en la elevación + 0.30m como se muestra en la figura VI - 6. Los puntales se colocarán por pares separados entre sí un metro de distancia centro a centro, de manera que queden simétricamente colocados con respecto a las juntas de construcción de los muros. Ver figura VI - 5.

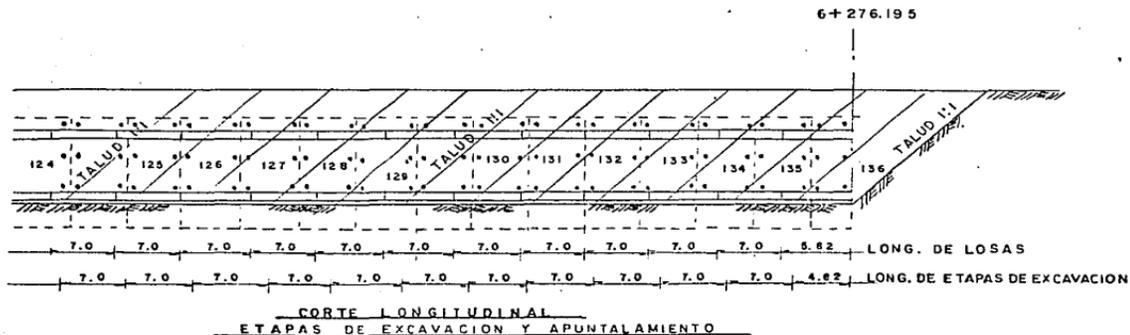
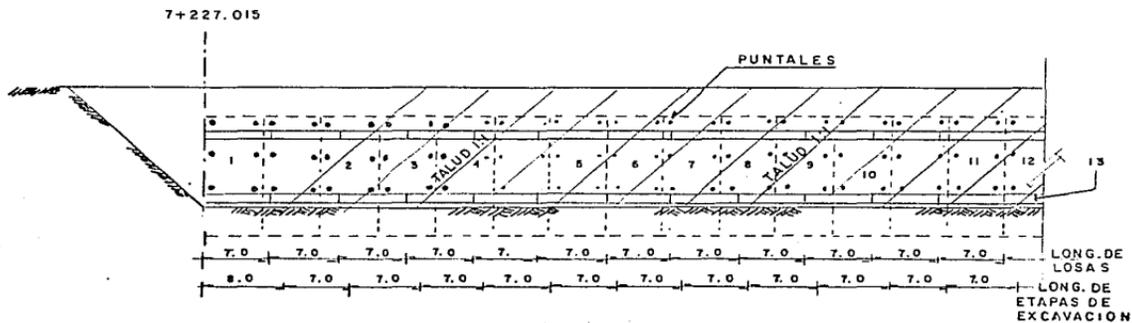


FIG. VI-5

2a. Etapa.- Concluída la etapa anterior, se continuará la excavación hasta 30 cm abajo del segundo nivel de puntales colgando en seguida dicho nivel en la elevación mostrada en las figuras mencionadas.

3a. Etapa.- Se excavará hasta alcanzar el nivel de subsiguiente, procediendo de inmediato a colocar el tercer nivel de puntales, según las elevaciones indicadas en la figura VI - 6 .

4a. Etapa.- Realizando lo anterior, se continuará excavando hasta alcanzar el nivel de proyecto e inmediatamente después se colará una plantilla de 10 centímetros de espesor constituida por concreto pobre 100 Kg/cm<sup>2</sup> con aditivo acelerante de fraguado.

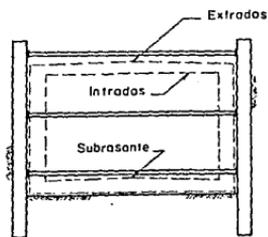
El colado de la plantilla deberá efectuarse en un tiempo máximo de tres horas contadas a partir del momento en que se alcance el nivel máximo de excavación de la etapa correspondiente.

5a. Etapa.- Dos horas después de concluído el colado de la plantilla se procederá a efectuar el armado y colado de la losa de piso, dejando las preparaciones necesarias para su liga posterior con el armado de los muros estructurales así como con el de la losa adyacente. El tiempo máximo a transcurrir para el armado y colado de la losa de piso será de 8 horas contadas a partir del momento de haber concluído el colado de la plantilla.

La excavación de la siguiente etapa se podrá iniciar una vez terminado el colado de la losa de piso correspondiente a la etapa anterior.

6a. Etapa.- 24 horas después de colada la losa de piso se podrá retirar el tercer nivel de puntales.

7a. Etapa.- Terminada la etapa anterior, se continuará --



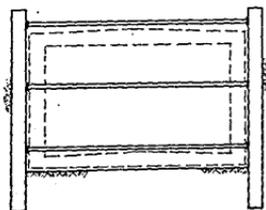
$n = 0.30$   $n = 0.00$

$n = 2.525$

$n = 5.350$

del Km 6+276.195 al 6+439.559  
 del Km 6+486.559 al 6+631.923  
 del Km 6+678.923 al 6+693.773  
 del Km 6+693.773 al 6+824.287  
 del Km 6+871.287 al 7+018.157  
 del Km 7+065.157 al 7+089.395

a) Tramo en tangente



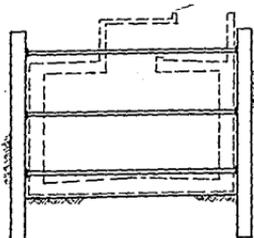
$n = 0.30$   $n = 0.00$

$n = 2.70$

$n = 5.70$

del Km 7+089.395 al 7+227.015

b) Tramo en curva



$n = 0.20$   $n = 0.00$

$n = 2.575$

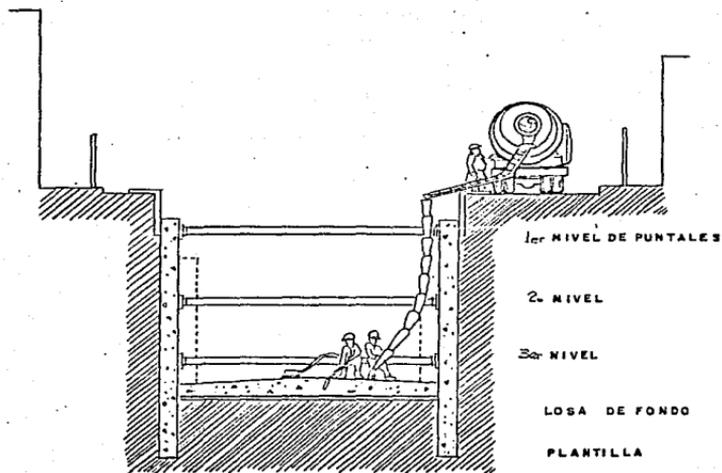
$n = 5.350$

del Km 6+439.559 al 6+486.559  
 del Km 6+631.923 al 6+678.923  
 del Km 6+824.287 al 6+871.287  
 del Km 7+018.157 al 7+065.157

Elevaciones en M

c) Zona de rejillas

Figura VI-6 Apuntalamiento



COLADO DE LOSA DE FONDO

FIG. VI-7

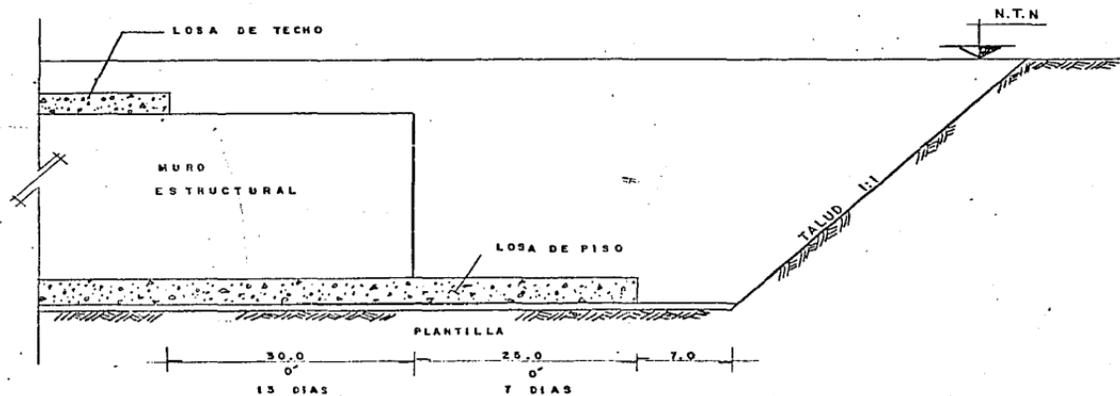
con el armado, cimbrado y colado de los muros estructurales. Durante esta actividad deberán dejarse las preparaciones necesarias para ligar el acero de refuerzo de la losa de techo con el armado del muro. El armado, cimbrado y colado de los muros estructurales podrá iniciarse cuando se tengan como máximo 25 metros de avance en el colado de la losa de piso o bien cuando -- hayan transcurrido 7 días de haberse colado dicha losa, tal como se muestra en la figura VI - 8.

8a. Etapa.- Realizando lo anterior se procederá a colocar las tabletas que constituirán la losa de techo, lo cual podrá efectuarse cuando entre el frente de avance del colado de los muros y el frente de avance de construcción de la losa de techo exista una distancia máxima de 30.0 metros o bien si han transcurrido 13 días después de haber colado los muros, como se muestra en la figura VI - 8.

Posteriormente se continuará con el armado y colado del firme de compresión de la losa de techo.

9a. Etapa.- Alcanzada la resistencia de proyecto del firme de compresión, se podrá retirar el primer nivel de puntales.

10a. Etapa.- Se continuará con la colocación del material de relleno y posteriormente con la restitución del pavimento. -



CORTE LONGITUDINAL  
 RESTRICCIONES DE DISTANCIAS O DE TIEMPO  
 ENTRE FRENTES DE MUROS Y LOSAS

FIG. VI-8

DIBUJO ESQUEMATICO  
 ACOTACIONES EN METROS

## CONCLUSIONES

El trazo de una línea sobre vialidades de poca amplitud determina en gran medida el proyecto en cajón subterráneo, - bien sea con tablestaca estructural o con tablestaca de acom pañamiento, dependiendo únicamente de los problemas de com-- pensación de la cimentación.

Para realizar el diseño y la construcción de las líneas del Metro es necesario determinar las condiciones del subsue lo, de tal manera que se puedan evaluar los problemas relati vos a estabilidad de excavaciones, empujes, expansiones y -- asentamientos mismos que pueden plantear una situación críti ca en la obra.

Respecto al análisis y diseño estructural, se aplica el Reglamento de Construcciones del Departamento del Distrito - Federal, excepto en los casos donde el tipo de estructura en estudio este situada fuera de su alcance, donde se emplearán entonces otras especificaciones debidamente autorizadas.

Generalmente se utilizan métodos de diseño al límite pa ra el proporcionamiento de los distintos elementos de concre to y métodos elásticos para los elementos de acero estructu ral.

Por otra parte, el procedimiento constructivo del cajón implica realizar tanto excavaciones en zanja, como excavaci ones a cielo abierto entre muros colados in sitio, las cuales deberán ejecutarse con apego a las especificaciones genera-- das por los estudios de mecánica de suelos y por la experien cia acumulada en el diseño y construcción de líneas anterior es.

En un recuento de las recomendaciones básicas, podemos mencionar las siguientes.

Simultáneamente al proceso de excavación de las zanjas se utilizará lodo bentonítico para ademar las paredes de las mismas.

No deberán transcurrir más de 24 horas entre el inicio de la excavación de un tablero y el inicio de su colado, ni más de 6 horas entre el momento en que se alcance la máxima profundidad de excavación y el inicio del colado.

Durante la excavación de efectuará un control de las propiedades del lodo estabilizador.

No transcurrirán más de 4 horas entre el momento de introducción de la parrilla en la zanja y el colado del muro, para evitar la reducción de la adherencia acero-concreto.

Durante el colado del muro se evitará la contaminación y segregación del concreto. Además éste será del revenimiento especificado para que sin necesidad de vibrarlo se distribuya uniformemente por todo el tablero.

Una vez colados los muros tablestaca y antes de iniciar la excavación del núcleo, será necesario abatir el nivel de aguas freáticas mediante un bombeo por gravedad.

La excavación del núcleo deberá programarse de tal manera que no quede abierta más de 24 horas sin colar la losa de piso correspondiente. Para tal efecto, deberá tenerse totalmente habilitado el acero de refuerzo de dicha losa antes de llegar a la profundidad máxima de excavación.

## B I B L I O G R A F Í A

1. COVITUR 77-82 Comisión de Vialidad y Transporte Urbano.
2. CURSO DE CIMENTACIONES. Ing. Alfonso Guyot Ayala. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos.
3. DISEÑO Y CONSTRUCCION DE CIMENTACIONES, No. 405 Instituto de Ingeniería . UNAM.
4. ESPECIFICACIONES DE SERVICIOS TECNICOS. PROYECTO METRO Comisión de Vialidad y Transporte Urbano.
5. ESPECIFICACIONES PARA CONSTRUCCION E INSTALACIONES. Parte 3.01, Obra Civil, Sección 3.01.03 - Líneas Subterráneas en cajón. Comisión de Vialidad y Transporte Urbano.
6. INFORME DE LAS ACTIVIDADES DEL VOCAL EJECUTIVO DE COVITUR, 1982 - 1986.
7. INGENIERIA, volumen LII, Número 1-1982. UNAM.
8. INTRODUCCION A LA MECANICA DE SUELOS Y CIMENTACIONES. - George B. Sowers y George F. Sowers. Editorial Limusa-Wiley, S. A.
9. MANUAL DE ESTUDIOS GEOTECNICOS. SOLUCION SUBTERRANEA EN CAJON. Comisión de Vialidad y Transporte Urbano.
10. MANUAL DE DISEÑO DE OBRAS CIVILES. Sección B-2 Mecánica de Suelos. Capítulos 1 al 4. Comisión Federal de -- Electricidad.

11. MECANICA DE SUELOS TOMO I. Juárez Badillo, Rico Rodríguez. Editorial Limusa.
12. MECANICA DE SUELOS TOMO II. Juárez Badillo, Rico Rodríguez. Editorial Limusa.
13. MEMORIA DEL METRO DE LA CIUDAD DE MEXICO 67-70. Ingeniería de Sistemas de Transporte Metropolitano.
14. MEMORIA DESCRIPTIVA, ESTACION MISTERIOS. Dirac.
15. NORMAS Y PROCEDIMIENTOS TOPOGRAFICOS PARA EL PROYECTO GEOMETRICO (SOLUCION EN CAJON SUBTERRANEO). Comisión de Vialidad y Transporte Urbano.
16. REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES PARA EL DISTRITO FEDERAL.- Editorial Porrúa Hnos. México 1983.
17. MECANICA DE SUELOS. INSTRUCTIVO PARA ENSAYE DE SUELOS. Secretaría de Recursos Hidráulicos.
18. PROGRAMA MAESTRO DEL METRO (Versión 1986) COVITUR.
19. MANUAL DE DISEÑO DE LA SOCIEDAD MEXICANA DE INGENIERIA-ESTRUCTURAL.