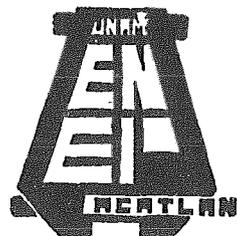




**UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTONOMA DE MEXICO**



**ESCUELA NACIONAL
DE ESTUDIOS PROFESIONALES**

ACATLAN

**ANALISIS Y DISEÑO DE LA ESTRUCTURA SUBTERRANEA
DEL METROPOLITANO DE LA CIUDAD DE MEXICO,**

TESIS PROFESIONAL
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE
I N G E N I E R O C I V I L
P R E S E N T A
JULIA PATRICIA GONZALEZ CASTILLEJOS

7209130-8

MEXICO, D. F.

M-0028697

1984



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES "ACATLAN"
COORDINACION DEL PROGRAMA DE INGENIERIA Y ACTUARIA.



OFIC-CAI-C-063/80.

Srita:
Julia Patricia González Castillejos,
Alumna de la carrera de Ingeniero
Civil,
P r e s e n t e.

De acuerdo a su solicitud presentada con fecha 11 de Junio de 1980, me complace notificarle que esta Coordinación, tuvo a bien asignarle el siguiente tema de tesis: "ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA ESTRUCTURA SUBTERRANEA DEL METROPOLITANO DE LA CIUDAD DE MEXICO", el cual se desarrollará como sigue:

- 1.- Introducción.
- 2.- Procedimiento constructivo.
- 3.- Fuerzas actuantes en la estructura.
- 4.- Análisis y Diseño del Cajón Subterráneo.

Asímismo fué designado como Asesor de Tesis el señor Ing. Rolando Salinas Vara, profesor de esta Escuela.

Ruego a usted tomar nota que en cumplimiento de lo especificado en la Ley de Profesiones, deberá prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito básico para sustentar examen profesional, así como de la disposición de la Dirección General de Servicios Escolares en el sentido de que se imprima en lugar visible de los ejemplares de la tesis, el título del trabajo realizado. Esta comunicación deberá imprimirse en el interior de la tesis.

A t e n t a m e n t e

"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"

Edo. de Méx., a 10 de Julio de 1980.

Ing. Alejandro Ramírez Secena
Coordinador del Programa
de Ingeniería y Actuaría.



ENEP - ACATLAN
COORDINACION DE
INGENIERIA Y ACTUARIA

A G R A D E C I M I E N T O S

CON CARINO Y RESPETO A MIS PADRES:

ALBERTO GONZALEZ SANTILLAN
SARA CASTILLEJOS PALACIOS

Por el apoyo y estímulo que me brindaron
durante toda mi carrera.

A MIS HERMANOS: MARTHA
TERESA
SALVADOR
MARICARMEN
SILVIA

A MI DIRECTOR DE TESIS: ING. ROLANDO SALINAS VERA

Por su asesoramiento durante todo
este trabajo de Tesis.

A MI ESPOSO: ENRIQUE

Por la paciencia y el estímulo que me dió.

CON AMOR A MI HIJA:

SARA MARTHA

I N D I C E

- CAPITULO I INTRODUCCION
- I-1 PROBLEMAS DE TRANSITO Y SUS SOLUCIONES
 - I-2 SOLUCIONES PARA EL D.F.
 - I-3 TIPOS DE ESTRUCTURACION
 - I-4 EL CAJON
 - I-5 PROYECTO Y CONSTRUCCION DE NUEVAS LINEAS
 - I-6 CRITERIOS PARA LA SELECCION DEL TIPO DE LINEA
 - I-7 ESTACIONES
 - I-8 ELEMENTOS CONSTITUTIVOS Y DIMENSIONES
- CAPITULO II PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO
- II-1 CARACTERISTICAS GENERALES DEL SUBSUELO DE LA CIUDAD DE MEXICO
 - II-2 PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO PARA CAJON CON MURO DE ACOMPAÑAMIENTO
 - II-3 PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO PARA CAJON CON MURO MILAN ESTRUCTURAL
- CAPITULO III FUERZAS ACTUANTES EN LA ESTRUCTURA
- III-1 LA MECANICA DE SUELOS EN EL PROYECTO Y CONSTRUCCION DEL METRO
 - III-2 EXPLORACION DEL SUELO
 - III-3 EMPUJE DE TIERRAS
 - III-4 ESTABILIDAD DEL FONDO DE LAS EXCAVACIONES
- CAPITULO IV ANALISIS Y DISEÑO DEL CAJON
- IV-1-a ANALISIS DE TABLESTACA DE ACOMPAÑAMIENTO
 - IV-1-b ANALISIS DEL CAJON
 - IV-2-a ANALISIS DE TABLESTACA ESTRUCTURAL
 - IV-2-b ANALISIS DEL CAJON

IV-3 ANALISIS Y DISEÑO DE TABLETA

CONCLUSIONES

BIBLIOGRAFIA

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

I-I.-- PROBLEMAS DE TRANSITO Y SU SOLUCION.

En las áreas metropolitanas de las principales ciudades del mundo, se ha visto por experiencia que las líneas de autobuses no pueden resolver por sí mismas el problema de la transportación masiva, sino que éstas deberán ser utilizadas como medios complementarios de transporte, para alimentar una red de vías rápidas.

Estas vías rápidas pueden ser: Elevadas, Superficiales ó Subterráneas, dependiendo en cada caso de los derechos de vía, de las secciones de avenidas y calles de que se disponga, de las afectaciones que habría necesidad de hacer, del aspecto estético de la ciudad, del tipo de subsuelo y como consecuencia de todo lo anterior, de los costos comparativos y del capital disponible.

En cualquiera de los tres tipos anteriores de solución es condición indispensable que estas vías sean continuas y sin obstáculos.

La mayoría de las ciudades del mundo que cuentan con sistemas de vías rápidas para transportación colectiva han optado por la solución de redes subterráneas para atravesar el área central metropolitana hacia la periferia.

I-2.- SOLUCIONES PARA EL D.F.

Alrededor de nuestra Plaza Central se localizan los principales edificios oficiales, centros educativos y comerciales de la ciudad, pero a pesar de haber desplazado un buen número de ellos hacia zonas más alejadas, esta área continúa creciendo, provocando un nudo que impide una comunicación fluida de Norte a Sur y de Oriente a Poniente.

Desafortunadamente, esta zona no es la única que afronta graves problemas de tránsito, ya que hay varios puntos dentro del área urbana que presentan la misma dificultad.

Las autoridades han realizado una serie de obras pensando resolver los congestionamientos de tránsito, pero no se ha atacado totalmente la situación de la gran masa de pasajeros que utilizan el sistema de autobuses y transportes eléctricos para su transportación diaria.

Con el propósito de aliviar el problema del transporte urbano de pasajeros, el Gobierno de la Ciudad de México emprendió la obra del Metro que en su etapa inicial consistió (hasta 1976) en construir y poner en operación 65 trenes eléctricos para transportar aproximadamente a 1.3 millones de pasajeros al día en una red de 42 Km.

Una obra de esta naturaleza requirió desde su planeación, resolver gran número de problemas técnicos, tales como determinación de origen y destino de pasajeros, localización de líneas y estaciones, elección de criterios de proyecto y de construcción, equipo a utilizar, sistema y control de operación, mantenimiento, etc.

Había que construir 32 Km. de cañón con excavación a cielo abierto, con 37 estaciones subterráneas y 10 Km.

de vía superficial con 10 estaciones, además de un grupo importante de otras obras, como los Talleres Zaragoza y Taxquera en donde se llevaría a cabo la limpieza y el mantenimiento de los trenes, el Puesto Central de Control (P.C.C.) que estaría integrado por el equipo de mando centralizado tanto para la operación del Sistema como para la distribución de la energía eléctrica, y cuenta con avanzados sistemas electrónicos y de control óptico que permiten conocer en cada momento y en cada línea la posición de los trenes, de los cambios de vía, el color de la luz en los semáforos, etc.

El cajón estaría sujeto a los movimientos generales del subsuelo de la ciudad, por lo que habría que determinar cuál sería su flexibilidad y resistencia a movimientos diferenciales transversales y longitudinales, y cuál sería la resistencia de los muros a los empujes del terreno.

Entre los procedimientos de construcción elegidos se encontraba el muro de concreto reforzado colado en el subsuelo, en una zanja excavada previamente y estabilizada por medio de lodo bentonítico. Por el hecho de que el lodo estaría en contacto con el acero de refuerzo era necesario determinar si este último no sufriría alteraciones en su adherencia con el concreto. Asimismo como era necesario dejar una preparación en la parrilla con varillas dobladas a 90° las que posteriormente se desdoblarían para dar continuidad al muro estructural con la losa de piso, esto ocasiono que se realizaran ensayos en laboratorio con el fin de verificar si este hecho no afectaba la resistencia y ductilidad del acero.

Por otra parte, durante las etapas de ejecución y puesta en operación, surgieron ciertos problemas inherentes a toda obra de ingeniería y que nacen de la imposibilidad de prever obstáculos que solo se presentan cuando la obra está prácti

camente terminada; tal es por ejemplo, en el caso de la línea 1 del Metro, el problema que presenta lograr una ventilación eficiente del cajón y estaciones, a pesar de que cuenta con los elementos normalmente considerados adecuados para ese fin.

Con la idea de aclarar el tipo de incertidumbres mencionadas y mejorar la calidad de la obra, STC consideró la conveniencia de examinar ciertos criterios de proyecto, construcción y operación.

Esa labor de investigación, desarrollada por el Instituto de Ingeniería, UNAM, ha sido de gran utilidad para la buena realización del Metro.

En el terreno de la Ingeniería Civil, gracias a estas investigaciones se ha obtenido un conocimiento más amplio de los materiales de construcción, del comportamiento de las estructuras y del subsuelo, con lo que se logró mejorar los criterios de proyecto, procedimientos constructivos y reducir, en algunos casos, el costo de la obra.

Los estudios que se encuentran en etapa de desarrollo, como el de simulación, conteo de pasajeros y ventilación del cajón, seguramente contribuirán favorablemente en la planeación de nuevas líneas.

I-3.- TIPOS DE ESTRUCTURACION.

Existen tres tipos de estructuras que pueden resolver el problema de la transportación masiva:

a).- Estructura Elevada.

Ancho mínimo de 8.00 m. en tramo recto con ampliación a 16 m. en las estaciones.

b).- Estructura Superficial.

Ancho mínimo de 5.79 m. en tramo recto con ampliación a 13.79 m. en las estaciones.

c).- Estructuras Subterránea.

Dentro de esta solución se presentan dos variantes:

-- Vía doble de un cajón subterráneo desplantado a 8.05 m. de profundidad, que en vía requiere 6.90 m. de ancho para ampliarse en estación a 13.54 m. .

-- Vía doble en túnel desplantado a una profundidad promedio de 25 m. y de diámetro interior de 8.64 m. en vía, para ampliarse en la estación a un diámetro de 14.164 m.

I-4.- EL CAJON.

Las estructuras subterráneas destinadas a la circulación de los trenes de un sistema de Metro, se denominan genericamente como túneles, término que corresponde a ductos de sección circular, intersectados en la parte inferior por la losa de piso, cuya ejecución se realiza normalmente a profundidades grandes por los métodos tradicionales de construcción de túneles, y en algunos casos de suelos con problemas de aguas freáticas o de suelos inestables se emplea el sistema de excavación con escudo.

De la experiencia adquirida por la Ingeniería Mexicana en la diaria confrontación con los problemas que nuestro subsuelo presenta para la construcción de todo tipo de estructuras desplantadas sobre el, surgió la decisión de emplear una estructura subterránea de concreto reforzado, construida a cielo abierto y desplantada a la menor profundidad posible y con las dimensiones mínimas requeridas por el equipo rodante (carros) y por la estructura misma. (A excepción de la línea 1, en donde -

la solución de túnel con escudo se empleó en la construcción de la parte extrema poniente de dicha línea, en una longitud aproximada de 1.5 Km, y sobre la zona de Tacubaya y Observatorio, - en donde el perfil del terreno asciende con una pendiente mayor que la admisible por el equipo rodante, lo cuál hace que la vía pierda el paralelismo con la superficie y se interne en profundidades mayores. En esta zona de la ciudad, localizada en las - faldas de los macizos montañosos que rodean al Valle de México - y cuyo subsuelo está constituido por mantos firmes de alta capa cidad de carga, fue económicamente factible la construcción del túnel.)

Al conducto subterráneo así descrito, se ha asig nado el término "Cajón", que lo diferencia del túnel, dadas las distintas características que en profundidad de desplante, sec ción y procedimientos constructivos existen entre uno y otro - término; las dimensiones interiores del Cajón para un tramo rec to son: 0.90 m. de gálibo horizontal y 4.90 m. de gálibo verti cal y las exteriores, para el mismo caso: 8.10 m. y 6.20 m.

La profundidad de desplante de la estructura es de 8.05 m., quedando entre la losa superior y el nivel de la ca lle, un relleno o colchón máximo de 1.85 m. de espesor, en el - se alojan las instalaciones de los servicios municipales (agua, energía eléctrica, teléfonos, semaforos, etc.)

I-5.- PROYECTO Y CONSTRUCCION DE NUEVAS LINEAS.

Al irse incrementando la demanda del transporte colectivo (Metro) se perdieron ciertas cualidades del sistema, - llegandose a una saturación tal que, el incremento de número - de carros no fue suficiente ante esta demanda, para lo cuál e- ra evidente que se realizaran obras de ampliación.

Por esta razón, en 1978 se actualizó el Plan Maestro del Metro que prevé la dotación a los habitantes de la ciudad al año 2000 con una red de 378 Km de longitud en la que operarían 807 trenes en 21 líneas y tendría una capacidad de -
transportación de 24 millones de pasajeros por día.

Posteriormente en 1980 se formuló la versión vigente del Plan Maestro, que contempla para fines de siglo una red de 449.09 Km que requerirá de 882 trenes y que estará en posibilidad de transportar 26.33 millones de usuarios diariamente.

La 2a. Etapa, comprende 44.6 Km de longitud, e -
incluye la ampliación de la línea 3 en sus dos extremos, de Tla-
telolco a Indios Verdes al norte y de Hospital General a la es-
tación Zapata al sur; la línea 4 de Martín Carrera a Santa Ani-
ta; la línea 5 de Instituto del Petróleo a Pantitlán, y la lí-
nea 6 que va de la estación el Rosario al Instituto del Petró-
leo actualmente en construcción.

La 3a. Etapa, también ya en construcción, com -
prende 25.4 Km de longitud y se integra con la línea 7 de Tacu-
ba a Barranca del Muerto, las ampliaciones a las líneas 1, 2 y
3 de Zaragoza a Pantitlán, de Tacuba a Cuatro Caminos y de Zapa-
ta a Ciudad Universitaria, respectivamente, así como la prolonga-
ción de la línea 5 de Instituto del Petróleo a Politécnico.

EVOLUCION DEL METRO

Año	Red(Km)	No. Trenes	V.P.D. (millones) Oferta
1976	41.52	65	1.3
1980	46.94	98	2.8
1981	52.26	98	3.1
1982	78.80	115	5.5

I-6.- CRITERIOS PARA SELECCIONAR EL TIPO DE LINEA.

Los criterios a utilizar serán los siguientes:

- a.- Costo de la obra civil por Km.
- b.- Tiempo de ejecución de la misma.
- c.- Obstrucción de vías públicas durante la ejecución.
- d.- Interferencias con los servicios municipales.
- e.- Conservación de obra y equipo.
- f.- Mantenimiento de la vía.
- g.- Paisaje urbano: aspecto estético.
- h.- Futura disponibilidad vial.
- i.- Libramientos viales perpendiculares inducidos.

A continuación se explicará brevemente cada uno de los criterios:

Costo de la obra civil; el más alto corresponde a la línea subterránea, mientras que el de la línea superficial es cercano al de la solución elevada. Se creía que la línea superficial podría ser un poco más económica que la elevada, sin embargo se adiciona a esta el costo de los desvíos, de pasos a desnivel perpendiculares para peatones y vehículos, afectaciones, derecho de vía(10 m.), excavación, pavimentación, jardinería, compactación y estaciones, con lo que se eleva notablemente su costo y resulta ser cercano al de la solución elevada.

En cuanto a la obstrucción de la vía pública, durante la construcción, la estructura que causa mayor obstrucción es la subterránea.

La interferencia con instalaciones municipales son totales en el subterráneo, obligando en ocasiones a desvíos importantes de grandes colectores o redes de distribución de agua, mientras que en el elevado y superficial causan menos problemas.

Hablando de la conservación y mantenimiento de los equipos, la solución subterránea presenta mejores condiciones que la superficial y elevada debido a que los equipos no están expuestos a la intemperie.

De los tiempos de construcción podemos decir que las velocidades de ejecución para el subterráneo son del orden de 90-110 m. por mes, mientras que en el elevado son de 70-90 m por mes. Podemos observar que la velocidad de construcción es ligeramente mayor para el subterráneo que para el elevado, por otra parte, los rendimientos que se alcanzan en el superficial son de 130-150 m. por mes, estas velocidades son desarrolladas por un solo frente de trabajo.

El paisaje urbano es un factor muy importante ya que el aspecto estético se altera de acuerdo con el tipo de solución elegido.

En relación con la futura disponibilidad vial la estructura subterránea no lo afecta, mientras que la superficial ocupa un ancho equivalente a tres carriles de circulación y la elevada solamente dos.

Finalmente por lo que respecta a libramientos perpendiculares inducidos, la solución superficial genera problemas en cruces importantes, cuyas soluciones viales repercuten en la construcción de estructuras subterráneas a elevadas para salvar el obstáculo que representa la línea superficial.

I-7.- ESTACIONES.

Parte primordial del sistema son las estaciones, elementos indispensables para el acceso del pasajero a los trenes y a través de las cuales la imagen de la obra civil se reflejará ante el usuario.

Al igual que todos los aspectos de la obra del Metro, las estaciones han sido diseñadas dentro de las más rígidas especificaciones, bajo las técnicas más modernas y aprovechando el cúmulo de experiencias adquiridas de los sistemas que operan en diversas ciudades.

La ubicación de las estaciones, así como sus áreas variables, dependen de las demandas de pasaje estimado que habrá que cubrir, así como de la cantidad máxima de pasajeros que pueda llegar a ellas en un momento dado.

Los principales factores que se han tomado en cuenta para determinar la ubicación de las estaciones han sido:

- Población en el área de influencia.
- Núcleos de concentraciones de posibles usuarios.
- Estudios de origen y destino.
- Alimentaciones exteriores y transversales a las líneas del Metro.
- Estudios de las leyes que rigen el movimiento diario de pasajeros.
- Costumbres de transportación.
- Aforos de tránsito.
- Simulación del movimiento de pasajeros dentro del Sistema.
- Espacios disponibles, anchos de calles, predios y afectaciones, etc.

I-8.- ELEMENTOS CONSTITUTIVOS Y DIMENSIONES.

Básicamente son 3 las zonas principales que integran una estación subterránea:

- 1).- Zona de andenes.
- 2).- Zona de accesos.
- 3).- Zona de servicios.

La zona de andenes es una parte de la vía del Metro en la cuál el público aborda los trenes o desciende de ellos. Por estar destinada tanto a la circulación de trenes como a la de pasajeros, sus características difieren de las de la vía normal.

Las dimensiones de la zona de andenes, en la mayoría de las estaciones, son las siguientes:

- Longitud: 150 m. determinado en función de la de un tren constituido por 9 carros.

- Ancho: 13.50 m. de los cuales 5.50 m. son ocupados por las vías alojadas al centro y los 8.00 m. restantes por dos banquetas laterales o andenes de 4.00 m. de ancho cada uno por los cuales circulan los pasajeros. Dichos andenes se encuentran situados a igual nivel que el piso de los carros.

Los 4.00 m. de ancho de un andén que sirve a un sentido de circulación del Metro, obedecen a la capacidad máxima de un convoy de 9 carros, que es de 1500 pasajeros y las dimensiones mínimas internacionalmente aceptadas para que los movimientos combinados de ascenso y descenso de 1500 pasajeros, se realicen en forma rápida, segura y con el mínimo de molestias al pasajero.

Las zonas de acceso constituyen la parte variable de las estaciones, ya que sus áreas dependen de la ubicación propuesta, así como del tipo de estación de que se trate, de los anchos de calles y avenidas, de los predios disponibles y también de los problemas particulares que se presentan en todas y cada una de las diversas zonas en que se localizan las estaciones.

Las zonas de acceso están constituidas por los siguientes elementos:

- Vestíbulos y escaleras.
- Controles de entrada y salida de pasajeros.
(taquillas y torniquetes.)
- Cambio de andenes.

Las zonas de servicios contienen todos aquellos elementos que la operación de la estación requiere y que son:

- Subestaciones eléctricas para alumbrado normal y de emergencia.
- Cuarto de operación.
- Cuarto de servicio técnico.
- Cuarto de extracción de aire.
- Tomas de aire.
- Cuarto de aseo.
- Casa de máquinas para escaleras mecánicas (en su caso).
- Almacén.
- Sanitarios para empleados. .
- Local para inspectores (solo en estaciones de correspondencia).
- Sala de relevadores (solo en estaciones de correspondencia).

CAPITULO II
PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

II -1.- CARACTERISTICAS GENERALES DEL SU-SUELO DE LA CIUDAD
DE MEXICO:

La influencia que el subsuelo de la Ciudad de México tendrá en la construcción y operación del Sistema de Transporte Colectivo será variable, esto es, dependera de la zona de la Ciudad por la que atraviere, por tal motivo se analizaron las características principales que se presentan en cada una de estas zonas, con el objeto de determinar los problemas que se puedan presentar durante la construcción.

Hasta hoy se han realizado numerosos estudios en relación con el subsuelo del Valle de México y estos han permitido a Marsal y Mazari (REFERENCIA 1) zonificar la Ciudad de México en tres grandes áreas, desde un punto de vista estratigráfico:

" La primera de las áreas mencionadas corresponde a la zona de las Lomas, llamada así por desarrollarse en parte en las últimas estribaciones de la Sierra de las Cruces y esta constituida por terrenos compactos, areno-limosos, con alto contenido de grava unas veces y con tobas pumíticas bien cementadas otras, por algunas partes esta zona invade los derrames basálticos del Pedregal. En general la zona de las Lomas presenta buenas condiciones para la cimentación de estructuras, la capacidad de carga del terreno es alta y no hay formaciones compresibles capaces de asentarse mucho.

Sin embargo, debido a la explotación de minas de grava y arena, muchos predios pueden estar cruzados por galerías de desarrollo muy errático, muchas de estas galerías pueden estar actualmente rellenas de material arenoso suelto

lo cuál sin disminuir en mucho su peligrosidad hace difícil su localización.

Otro problema que se presenta en la parte Norte de la Ciudad de México dentro de la zona general de las Lomas es la presencia de depósitos eólicos de arena fina y uniforme, estas formaciones son susceptibles de producir asentamientos diferenciales bruscos y erráticos y exigen estudios importantes para elegir el tipo de cimentación más conveniente o el método más eficaz de compactación artificial.

Entre las serranías del Poniente y el fondo del lago de Texcoco se presenta una zona de Transición, en donde las condiciones del subsuelo desde el punto de vista estratigráfico varían muchísimo de un punto a otro de la zona urbanizada. En general aparecen depósitos superficiales arcillosos o limosos orgánicos, cubriendo arcillas volcánicas muy compresibles que se presentan en espesores muy variables con intercalaciones de arenas limosas o limpias compactadas, todo el conjunto sobreyace en mantos firmes predominantemente de grava y arena. Los problemas de capacidad de carga y de asentamientos diferenciales pueden ser muy críticos, sobretodo en construcciones extensas sujetas a condiciones de carga disparrajas, esto es frecuente en construcciones industriales, por otra parte muy frecuentes en esta zona.

Además de la anterior zona de Transición, existe en la Ciudad de México la zona del Lago, así llamada por corresponder a los terrenos que constituyeron al antiguo Lago de Texcoco, un corte estratigráfico típico de esta zona es el siguiente:

- 1.- Depósitos areno-arcillosos o limosos o bien rellenos artificiales de hasta 10 m. de espesor.
- 2.- Arcillas de origen volcánico, altamente compresibles con intercalaciones de arena en pequeñas capas o

en lentes.

3.- La primera capa dura de unos tres metros de espesor, constituida por materiales arcillo-arenosos o limo-arcillosos muy compactos. Esta capa suele localizarse a una profundidad de 33 m.

4.- Arcillas volcánicas de características semejantes a las anteriores, aunque de estructuración más cerrada, el espesor de este manto oscila entre 4 y 14 m.

5.- Estratos alternados de arena con grava y limo o arcilla arenosa.

En algunos lugares a partir de los 65 m. se ha encontrado un tercer manto arcilloso compresible.

Una causa importante de diferente comportamiento mecánico en los suelos radica en los antiguos monumentos aztecas o coloniales, hoy desaparecidos, pero que han inducido fuerte preconsolidación en zonas determinadas, hay lugares en que por estos efectos la capa arcillosa superior no pasa de 20 m. de espesor (Palacio Nacional), otra causa de diferencias es el bombeo disparejo en intensidad en los distintos puntos de la Ciudad. Con base en estos criterios, la zona del Lago ha sido subdividida por Marsal y Mazari en dos:

La primera abarca la Ciudad antigua y en ella son frecuentes diferencias por preconsolidación.

La segunda cubriendo aquella parte de la Ciudad que no fue antes cargada con construcciones antiguas hoy inexistentes y por lo tanto presenta mayor homogeneidad en propiedades mecánicas".

Los problemas más importantes derivados de estas características se manifiestan como inestabilidad del fondo, baja capacidad de carga, asentamientos importantes por sobre carga de construcciones o por abatimiento prolongado del nivel freático, expansiones fuertes por descarga y asentamien

tos diferenciales entre puntos con diferente historia de cargas.

II-2.- PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO PARA CAJON CON MURO DE ACOMPAÑAMIENTO.

El procedimiento constructivo del Muro de Acompañamiento consta de diferentes etapas, las cuales se mencionarán a continuación (ver figura # 1):

La estructura escogida implica una excavación tipo Cielo Abierto, la cuál se llevará a la profundidad necesaria para ubicar en ella la plantilla, las estructuras en si y los rellenos proyectados para cada caso.

Este tipo de excavación requiere medidas preventivas tendientes a la estabilización de taludes y en el fondo de ella, dicha estabilización se puede lograr por medio de un tratamiento Electroosmótico, el cuál permitirá controlar las fuerzas de filtración o incrementar la resistencia al corte de los limos y arcillas blandas saturadas. El método de la Estabilización Electroosmótica se basa en el siguiente principio (REFERENCIA # 2):

"Si en un suelo saturado se introducen dos electrodos y se hace pasar una corriente eléctrica entre los mismos, el agua del suelo migra del polo positivo (ánodo) hacia el negativo (cátodo).

Si el cátodo constituye un pozo filtro, el agua que llega al mismo puede ser removida por bombeo, el movimiento del agua se debe a que la superficie de las partículas de suelo lleva una carga eléctrica negativa.

Esta carga atrae hacia las partículas los iones positivos formandose una película de agua positivamente cargada como consecuencia de la preponderancia de iones de es

te signo, aunque no hay un límite neto entre el agua positiva-mente cargada y el agua neutra, para nuestros pronósticos se puede considerar capas bien definidas con cargas distintas - que se conocen como Capas Eléctricas Dobles.

Los iones positivos concentrados en el agua - cercanos a las partículas de suelo son atraídos por el elec- trodo negativo y repelidos por el positivo, por ello, la capa positiva junto con la columna de agua neutra que ella rodea - migran hacia el cátodo. El escurrimiento de agua producido - por la corriente eléctrica se denomina Electrósmosis.

La velocidad V (cm-seg) a la que escurre el a gua en un tubo cilíndrico por efecto de la Electrósmosis viene dada en forma aproximada por la ecuación:

$$V = \frac{1.02 \times 10^{-4} d e E}{n L}$$

donde:

e Carga eléctrica por unidad de área de las paredes del tubo en coulombs/cm².

E Diferencia de potencial eléctrico entre los extremos del tu bo en voltios.

d Espesor de la capa eléctrica doble en cm.

n Viscosidad del agua en gramos-seg./cm².

L Longitud del tubo en cm.

El drenaje Electrosmótico de suelos de granos trae asociado su consolidación, como cualquier otro proceso -

de consolidación se inicia en la superficie de drenaje (cátodo) y prosigue hacia el interior de la masa.

El monto de la energía eléctrica que se requiere para drenar un suelo depende, en gran parte, del tipo y tamaño de la excavación, de la composición química del agua subterránea y del espacio de tiempo en que debe mantenerse la excavación protegida.

En las pocas excavaciones grandes que hasta ahora se han drenado con este método la energía requerida por cada metro cúbico de material excavado varia entre 0.4 y 1.0 Kw/Hr, aunque en un caso en que se practico una excavación pequeña, su drenaje consumió 10.0 Kw/Hr por metro cúbico.

Aún no se conoce el efecto que las sustancias contenidas en el agua, como son las sales disueltas tienen sobre el consumo, aunque se sabe que tales sustancias pueden aumentar el consumo en una forma considerable".

Asimismo para lograr dicho abatimiento del nivel freático se instalarán pozos de bombeo los cuáles deberán cumplir con ciertas especificaciones, estos tendrán una separación entre si de 7.0 m. y se perforarán 4.0 m. abajo de la profundidad máxima de excavación.

Para la extracción del agua del interior de los pozos, se utilizarán bombas de pozo profundo de tipo inyector de 1" X 1 1/4" operadas a una presión de 5 Kg/Cm².

Será condición necesaria que se bombee unos días antes de iniciar la excavación, así pues, se suspenderá el mismo después de que se haya colado la losa de piso correspondiente.

La excavación de la parte superior de las zanjas en donde se van a alojar los muros tendrá profundidades variables, los brocales son piezas en angulo recto colados en el sitio , cuya finalidad es la de detener los rellenos sueltos y de servir de guía a las herramientas de excavación de las zanjas, para cumplir adecuadamente con esta última función deberán de tener un espacio libre entre ellos de 60 cm. y su alineamiento deberá ajustarse lo más posible al trazo.

Una vez que se ha aislado el tramo de zanja que se va a construir, se procederá a la excavación de la misma hasta el nivel de desplante de los muros, manteniendo siempre el nivel del lodo 80 cm. abajo del borde superior de los brocales.

La excavación de los muros 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 las zanjas y que permita alcanzar sin problemas la profundidad media del muro indicada en el proyecto.

Las excavaciones de las zanjas se harán en forma alternada, es decir, no deberán excavar tableros contiguos en forma simultánea. Asimismo, no se excavará ningún tablero hasta que el concreto del contiguo haya alcanzado su fraguado inicial.

La longitud de las zanjas excavadas que alojarán los muros del cajón se indicará para cada caso en los planos estructurales correspondientes a cada tramo, pero en ningún caso excederá de 6.00 m.

Durante la excavación deberá efectuarse un control de las propiedades del lodo de perforación; este control consistirá en efectuar las pruebas necesarias para confirmar que dichas propiedades cumplan con los límites especificados.

Se llevarán a cabo cuando menos dos pruebas de lodo por cada tablero, la primera al vaciar el lodo en la zanja antes de iniciar la excavación y la segunda inmediatamente 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 deberá recircularse desde la zanja hasta la batería de los hidrociclones desarenadores. Es conveniente que en caso de ser necesaria esta recirculación se cuente con las instalaciones necesarias (toma y descarga) para mantener en funcionamiento continuo la batería de hidrociclones durante todo el proceso de recirculación.

Todo lodo de primer uso que se utilice en las zanjas de excavación deberá tener un período de reposo mínimo de 8 horas.

En caso de que el lodo se suministre por medio de pipas, el lodo contaminado deberá sustituirse por lodo nuevo conservando siempre el nivel del lodo dentro de la zanja a 80 cm. abajo del borde superior de los brocales.

Por ningún motivo deberá permitirse abatir el nivel arriba indicado del lodo ya que esto causaría succiones y gradientes en el manto freático que favorecerían la desintegración y el derrumbe de las paredes. Un mismo lodo podrá utilizarse las veces que determine el laboratorio de control y que, en todo caso, serán las que permitan que el lodo cumpla con todas sus especificaciones. Después de ello se desechará el lodo. Deberán preverse las instalaciones de preparación y regeneración de lodos y la capacidad de almacenamiento suficientes para cubrir ampliamente las necesidades diarias de la obra; esta amplitud cubrirá un 50% en exceso del volumen de las zanjas por rellenar 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 se noten extraordinarias podrá usarse aserrín en el lodo para rellenar las grietas. El aserrín debe añadirse en los recipientes de mezclado y no después, para evitar que se formen grumos.

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 deben transcurrir más de 6 horas entre el momento que se alcance la máxima profundidad de excavación y el inicio del colado.

Cuando se haya concluido la excavación y se haya verificado la profundidad de la zanja y las propiedades del lodo se procederá a introducir las juntas metálicas y la parrilla de refuerzo.

Las juntas son tubos metálicos huecos de forma semicircular o rectangular que en una de sus caras tiene la forma macho o hembra y que contiene la banda de PVC integrada. Una parte de esta banda queda ahogada en el momento del colado y la otra parte queda libre en el interior del tubo para ahogarse durante el colado del muro contiguo.

Una vez instaladas las juntas se procederá de inmediato a introducir la parrilla de armado dentro de la zanja ademada con lodo. Las parrillas irán contraventeadas con rigidizadores y se harán descender por su propio peso por medio de una grúa, tomando las debidas precauciones con respecto a la verticalidad el alineamiento y la profundidad.

El concreto de los muros, será lo suficiente mente fluido para que sin necesidad de vibrarlo penetre y se distribuya uniformemente por todo el tablero, desplazando al lodo debido a la diferencia de densidades.

Teniendo ya colados los muros de un lado y otro en una longitud no menor de 30 m. se procederá a excavar el núcleo central, aunque esta excavación se llevará a cabo a aprovechando la rigidez de los muros, deberá hacerse con las debidas precauciones para evitar desplazamientos excesivos de los mismos que puedan degenerar en una falla de graves consecuencias tanto para la obra en si, como para los inmuebles ve cinos (ver figura 2).

A medida que se vaya avanzando en la excavación se irán colocando puntales arriba y abajo de ella con la ma - yor precisión posible, para no inducir en el muro ni en el te rreno que éste retiene, esfuerzos muy diferentes de una línea de apoyo a otra que pudieran provocar torsiones o concentra - ción de presiones no previstas en el diseño.

Los puntales serán de acero y podrán recuperar se.

Conforme se vaya excavando, se extraerán con - bomba las pequeñas cantidades de agua que se encuentren, habi litando para ello zanjás de drenaje y cárcamos provisionales.

Al alcanzar con la excavación la profundidad - de desplante de la estructura y tan pronto se haya construido el dren y el cárcamo correspondiente, se podrá colar la plan - tilla que tendrá un espesor variable y será de concreto pobre, y habiendo fraguado esta se armará el refuerzo de la losa in - ferior.

Ya colada la losa de piso, se procede a colo - car el refuerzo de los muros y efectuar su colado. Una vez - que estos han alcanzado la resistencia adecuada, se procede a colocar las losetas precoladas de techo sobre los muros para armar el refuerzo del firme superior y formar de este modo la losa superior.

Sobre la losa de techo, impermeabilizada con una capa de asfalto arena de 1 cm. de espesor, se procederá a rellenar para restituir la estructura de la calle. Para los rellenos se utilizarán materiales limosos o limoarenosos, colocados en capas de 20 cm. compactados al 95% de la norma Proctor.

Sobre los rellenos se colocará la superficie de desgaste o carpeta de rodamiento siguiendo los procedimientos convencionales de pavimentación.

El espesor del colchón, incluyendo el pavimento, no será menor de 1 m., para dar cabida en él a los cruces de ductos y tubos de los servicios municipales.

II-3.- PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO PARA CAJON CON MURO MILAN ESTRUCTURAL.

La excavación para la tablestaca se realizará de igual forma que la correspondiente para cajón con muro de acompañamiento.

La única diferencia entre los armados de las parillas es que, para este caso, se dejarán preparaciones con varillas en forma de "U" colocadas al nivel en que se desplantará la losa inferior y protegidas con una caja de espuma con el objeto de desdoblarlas posteriormente y darle continuidad al muro con la losa inferior.

Asimismo, en la parte superior del muro, se dejarán barbas con varillas cuya longitud será aproximadamente de 3.00 m. con el fin de darle continuidad posterior a éste con el firme.

Una vez que ya se tienen colados los muros de un lado y otro, se procederá a la excavación del núcleo central y a medida que se va excavando se colocarán puntales con una precarga de 30 ton. cada uno, estos serán de acero y podrán recuperarse (ver figura #3).

Una vez colados los muros y la losa inferior, se procederá a la colocación de las tabletas presforzadas, las cuales tendrán una doble función, la de cimbra del firme y ser parte integral de la losa superior.

Ya que el firme ha fraguado, se procederá a la impermeabilización de la losa superior con un riego de asfalto y una capa de arena de 1 cm. de espesor.

Después de terminar la impermeabilización y una vez que los rellenos laterales lleguen al nivel superior de la losa de techo, se tenderá y compactará el relleno de ella.

El colchón que se coloque sobre el techo del cajón y sobre los rellenos laterales para constituir la estructura del pavimento de la calle, estará formado por materiales limosos compactados en capas de 20 cm. y al 95% de su peso volumétrico óptimo.

CAPITULO III

FUERZAS ACTUANTES EN LA ESTRUCTURA

III-1.- LA MECANICA DE SUELOS EN EL PROYECTO Y CONSTRUCCION
DEL METRO.

La realización de Sistema de Transporte Metropolitano "Metro" de la Ciudad de México, al igual que toda obra de ingeniería de éste tipo y magnitud, requiere para su planeación, proyecto, construcción y operación, de la intervención de varias disciplinas de cuya coordinación depende el resultado final. Desde el Urbanismo y la Arquitectura, la Ingeniería Civil, Ingeniería Mecánica y la Eléctrica, hasta las Ciencias Administrativas, todas ellas en su multiplicidad de especialidades se conjugan en una realización de ésta naturaleza en cualquier ciudad del mundo. En el caso de la Ciudad de México, por sus condiciones tan particulares de los suelos, destaca de manera importante la influencia que la Mecánica de Suelos ha ejercido en todos los aspectos de la obra, desde su planeación y diseño, hasta su construcción y aún su operación.

Hubieron de transcurrir más de veinte años de experiencia acumulada en la aplicación práctica de las teorías de la Mecánica de Suelos, para llegar al establecimiento de soluciones constructivas técnica y económicamente viables. Pero si bien la experiencia previa desempeñó un papel decisivo en los planteamientos básicos y en los diseños finales, la observación del comportamiento real de éstas estructuras sin precedente en la historia de la Ingeniería Mexicana, ha contribuido a mejorar el conocimiento en el campo de la aplicación de la Mecánica de Suelos a la ejecución de excavaciones profundas y al diseño de las estructuras subterráneas de gran longitud.

Al llevar a cabo los estudios de factibilidad técnica, se plantearon a los especialistas en Mecánica de Suelos varias preguntas concretas:

¿Que tipo de estructura sería más recomendable - desde el punto de vista de su economía y de su rapidez y seguridad de ejecución?

¿Como lograr una estructura suficientemente flexible para adaptarse a los movimientos diferenciales que le producirá el hundimiento general de la Ciudad?

¿Cuál deberá ser el peso de las estructuras para que éstas se asienten o emerjan a la superficie del terreno al estar sepultadas dentro de una arcilla blanda de alta plasticidad, sensitiva, de alta compresibilidad, a la vez que muy expansiva?

¿Que procedimientos constructivos deberán seguirse para reducir a un mínimo los movimientos del suelo durante y después de la construcción, tanto dentro de la obra misma como en sus vecindades?

¿Cuál será la influencia de los sismos en el comportamiento de las estructuras?

¿Como afectará a la operación del Sistema el hundimiento futuro de la Ciudad y que precauciones deberán tomarse para permitir la aplicación de medidas correctivas?

La respuesta a cada una de éstas preguntas implicó un estudio particular para cada uno de éstos casos.

A continuación se presenta un resumen de los criterios adoptados en relación con cada una de éstas cuestiones.

Tipo de estructura: en los estudios preliminares se consideraron dos posibles soluciones en cuanto al tipo de estructura por construir. La primera, a base de estructuras de poca profundidad, construidas ya fuera en excavaciones abiertas

con taludes laterales, o ademadas con muros de concreto colados en el sitio o con tablestacas de acero o de madera. La profundidad máxima del fondo de las excavaciones en cualquiera de estos casos no excedería de 8.00 m., excepto en los puntos de cruce - de las líneas del Sistema en donde se tendría la necesidad de llegar a profundidades de 13.00 m.

La otra alternativa considerada fue la solución en túnel perforado con escudo, cuya profundidad a la clave tendría que ser de unos 6.00 m.. Los túneles de una sola vía tendrían 6.30 m. de diámetro exterior y 9.80 m. los de vía doble. En cualquiera de las soluciones, las estaciones tendrían que - construirse excavando a las menores profundidades posibles, por tratarse de estructuras de gran amplitud.

El estudio comparativo de ambas soluciones condujo a la decisión de utilizar la primera, no solo por su mayor economía, sino también por su facilidad y rapidez de construcción ya que los programas planteados establecían un lapso de tres años y medio para la terminación de 42 Km. de vía doble, incluyendo la realización simultánea del proyecto y la puesta en operación del Sistema.

Flexibilidad: en vista de la irregularidad del hundimiento general de la Ciudad, causada por la extracción del agua de los acuíferos profundos, unida a los movimientos que se producen durante la construcción y después de ella al hacer excavaciones en las arcillas del Valle de México y teniendo en cuenta la gran longitud de las estructuras que alojarían al Metro, hubo necesidad de pensar en estructuras capaces de adaptarse a los movimientos diferenciales.

En un principio se consideró conveniente que el cajón subterráneo estuviera formado por tramos de 25 m. de longitud unidos por juntas flexibles de Cloruro de Polivinilo y Neopreno.

reno, que permitieran la flexión del cajón. Las dificultades encontradas en la realización de ésta solución y los problemas - que su mantenimiento planteó a la operación futura del Sistema, condujeron a la eliminación casi total de dichas juntas flexi - bles, convirtiendo al cajón en una estructura continua, permi -- tiendole flexibilidad mediante juntas sólo en aquellos puntos en que se presentan cambios bruscos en la sección transversal de la estructura. Análisis teóricos y la construcción de un tramo expe rimental, comprobaron la bondad de ésta solución.

Peso: la experiencia previa en la construcción de cimentaciones y de otras estructuras en la Ciudad, ha mostrado - que las arcillas de alta plasticidad, compresibles y expansivas del suelo del Valle son capaces de producir grandes asentamientos al cargarlas, así como importantes expansiones al descargarlas. Por tales razones se consideró que el peso de las estructuras - del Metro no debería ser nunca mayor que el peso de la tierra de salojada para construirlas, con objeto de no imponer a las arcillas esfuerzos mayores que los derivados de su propio peso, a -- fin de no causar hundimientos.

Por otra parte, se consideró que el peso de la es tructura no debería ser menor que el de la tierra desalojada, - con objeto de evitar la descarga del terreno y por lo tanto su expansión a través del tiempo. Estos requisitos han obligado a construir estructuras cuyos muros y losas son de gran espesor - aún cuando por necesidades estructurales esos espesores no son - indispensables.

Cabe agregar que en la realidad el peso de las es tructuras es inferior al de la tierra desalojada en 1.5 a 2.5 - ton/m² dependiendo de las características del suelo a través de la Ciudad. Obviamente, el admitir la construcción de una estruc - tura menos pesada que la teóricamente ideal ha introducido

una importante economía en el volúmen de concreto y desde luego alguna expansión del terreno. La decisión de aligerar la estructura está fundada en buena parte en la experiencia previa, auxiliada por algunos estudios de laboratorio y observación de la realidad en el campo durante la construcción de la primera línea del Sistema.

III-2.- EXPLORACION DEL SUELO.

Con el fin de determinar la estratigrafía y propiedades de los suelos a lo largo de las líneas del Metro, se programaron y realizaron una serie de sondeos de exploración de los cuales se extrajeron dos tipos de muestras, a saber:

Muestras Inalteradas

Muestras Alteradas

Las primeras se obtuvieron siempre que la consistencia del suelo lo permitió, hincando a presión los tubos muestreadores, tipo Shelby, de 10 cm. de diámetro interior. Cuando la consistencia del suelo no permitió el hincado de los tubos, se utilizó el barril doble giratorio Denison, hincado a presión y rotación, con el cuál se tomaron muestras de 10 cm. de diámetro .

Las muestras alteradas se extrajeron hincando a percusión tubos muestreadores de pared gruesa de 3.5 cm. de diámetro interior y 5 cm. de diámetro exterior. Simultáneamente - con cada muestra alterada se llevó a cabo una prueba de penetración normal.

En todos los sondeos la perforación se hizo con broca tricónica. Para estabilizar la perforación se usó lodo bentonítico, así como para la limpieza de la broca. El criterio que se estableció para determinar el tipo y profundidad de cada sondeo fue el siguiente:

se localizó por lo menos un sondeo inalterado en los sitios en que se construirían estructuras importantes como lo son: estaciones, edificios, sifones etc., y se llevaron a una profundidad tal que se obtuvieron muestras del suelo que se afectaría con la construcción y funcionamiento de la estructura en cuestión. Además, en los tramos de línea entre estaciones se realizaron, por lo menos, tres sondeos de este tipo localizados a igual distancia entre sí.

Los sondeos alterados se llevaron a cabo con el fin de correlacionarlos con las características del suelo entre sondeos inalterados, razón por la cuál se localizaron entre éstos. La profundidad que alcanzaron dependió de la profundidad de los sondeos inalterados con que se correlacionaron.

Por último, al centro de los tramos de línea entre estaciones o en los tercios de los mismos cuando los tramos fueron excesivamente largos, se realizaron sondeos mixtos de los cuales se obtuvieron muestras inalteradas de la parte superior que iba a ser directamente afectada por la obra, y muestras alteradas del resto. Generalmente en este tipo de sondeos se alcanzaron a muestrear los materiales que subyacen a la Formación Arcillosa Superior.

Todos los sondeos, salvo los realizados para un edificio en particular, se localizaron a lo largo del eje del Metro y, solo cuando en él se tuvieron interferencias que impidieron su ejecución, su localización se modificó hacia la parte próxima a las banquetas.

Todas las muestras obtenidas fueron clasificadas en el laboratorio mediante procedimientos manuales e inspección visual tanto en húmedo como en seco y se determinó su contenido natural de agua y límites de consistencia. De especial interés fueron las pruebas de resistencia al corte y de compresibilidad y de expansibilidad.

La resistencia al esfuerzo cortante se estudió bajo diferentes condiciones de velocidad de carga y drenaje, mediante los siguientes ensayos:

- a).- Sobre la muestra, antes de extraerla del tubo muestreador aplicando una veleta miniatura en una de sus caras.
- b).- Corte directo no drenada, en el aparato Sueco de corte directo, con algunas modificaciones menores al diseño original.
- c).- Compresión simple, en arcillas.
- d).- Compresión triaxial no drenada, en arcillas.
- e).- Compresión triaxial consolidada no drenada, en suelos granulares o intermedios.

La compresibilidad y expansibilidad, para conocer los cambios volumétricos del suelo sujeto a carga o descarga, respectivamente, se estudiaron mediante ensayos de consolidación normal y expansibilidad. Las pruebas de este último tipo se llevaron a cabo de manera que se representaran las condiciones de carga y descarga a que estaría sujeto el suelo durante la etapa de construcción de la estructura y después de ella.

III-3.- EMPUJE DE TIERRAS.

Se entiende por empuje de tierras, la determinación de las presiones que la tierra ejerce sobre elementos de soporte. "En la actual ingeniería se usan generalmente dos tipos de elementos de soporte: los rígidos y los flexibles. Los primeros serán denominados aquí genéricamente muros y los segundos tablestacas. Los muros se construyen generalmente de mampostería o de concreto, simple o reforzado. Las tablestacas suelen ser de acero." (REFERENCIA #3)

Para el análisis estructural de los muros además se establecieron dos condiciones bajo las cuales el suelo empuja sobre ellos. La inicial, que corresponde a la etapa de excavación del bloque de suelo entre muros y la final, a la etapa posterior a la excavación.

Para el cálculo de los empujes correspondientes a la condición inicial se consideró que antes de la colocación del primer nivel de puntales, el empuje total estaría integrado por el empuje del suelo propiamente dicho y el empuje hidrostático. Se consideró que, conforme avanza la excavación entre los dos muros, éstos tienen libertad de girar hacia la excavación sobre un eje imaginario, longitudinal a ellos, localizado en su base, con lo cuál dentro de la masa de suelo contenida por ellos se desarrolla un estado de equilibrio plástico.

De ésta manera, el empuje del suelo que se genera bajo ésta condición corresponde al empuje activo de Rankine. En la condición anterior se consideró que la excavación se detendrá para colocar el primer nivel de puntales antes de alcanzar la profundidad de excavación crítica:

Conforme continúa la excavación entre los muros y el apuntalamiento de los mismos, el empuje del suelo se redistribuye de una manera que depende fundamentalmente de la continuidad y flexibilidad de los muros y de la forma en que se coloque cada puntal, factores que son variables de un punto a otro.

Puesto que éstas condiciones no son predecibles, se aceptó, para los fines de cálculo estructural, que al alcanzar la máxima profundidad de excavación y estar los muros apoyados entre si por medio de puntales a los que se les aplica una precarga, el valor total del empuje sería igual al correspondiente al activo de Rankine más el hidrostático, pero redistribuidos

de acuerdo con un diagrama semejante a la envolvente propuesta por Terzagui y Peck en 1948, para arcillas. (ver figura #4)

Para el cálculo del empuje en la condición final, se supuso que el empuje total está formado por la suma del empuje hidrostático más el empuje efectivo del suelo. En el cálculo del empuje del suelo se consideró el del estado de reposo de Rankine, dado que los muros del cajón estarán en esta etapa restringidos de todo desplazamiento lateral por las losas de piso y techo respectivamente. Empíricamente se consideraron como coeficientes de empuje en reposo 0.5 y 0.7 para el manto superficial y la formación arcillosa, respectivamente.

Cuando las estructuras del Metro se localizaron - próximas a construcciones, los empujes de tierra sobre los muros se vieron aumentados por la influencia que ejerció sobre ellos - la sobrecarga que las construcciones transmiten al suelo.

La influencia de la sobrecarga sobre el muro se estimó de la siguiente manera:

Primero se situó la construcción respecto a la estructura, luego se determinaron los diagramas de presiones verticales que su sobrecarga produce en planos horizontales localizados a diferentes profundidades distribuyendola elásticamente y, por último, la parte de los diagramas que queda comprendida en entre el muro y una distancia igual a la profundidad del mismo, se distribuyó uniformemente.

III-4.- ESTABILIDAD DEL FONDO DE LAS EXCAVACIONES.

En este inciso se comentará sobre la estabilidad del fondo de las excavaciones realizadas mediante el procedimiento constructivo a base de tablestacas, coladas en sitio.

La falla del fondo de las excavaciones ocurre - cuando la arcilla que la subyace no tiene la resistencia suficiente.

para soportar los esfuerzos de corte originados por el desequili-
brio de presiones que se crea entre el interior y el exterior
de la excavación. Aunque también ocurre cuando la arcilla, te-
niendo inicialmente la resistencia suficiente para soportar los
esfuerzos de corte, éste va disminuyendo a medida que pasa el -
tiempo por la expansión de la arcilla causada por la descarga -
producida por la excavación, si ésta permanece abierta durante -
varios días.

Por otra parte, es importante considerar la in-
fluencia que tiene el flujo de agua hacia el interior de la exca-
vación en la estabilidad de la misma, el cuál, de no controlarse
crea en el fondo fuerzas de filtración ascendentes que tienden a
favorecer la falla y a disminuir considerablemente la presión -
por peso propio que ejercería el bloque de suelo comprendido en-
tre los empotramientos de los muros de contención. Por último, -
es importante considerar también que es más crítico el desequili-
brio entre las presiones exteriores a la excavación y las inte-
riores a ella en las zonas donde existen construcciones próximas
a la obra.

A continuación se presenta el criterio que se si-
guió para determinar el factor de seguridad contra la falla del
fondo en las excavaciones del Metro, en el momento en que estas
alcanzan la máxima profundidad.

Métodos de análisis. Los métodos de análisis que
se consideraron inicialmente fueron propuestos por los siguien -
tes autores:

Terzaghi y Peck

Tschebotarioff

Bjerrum y Eide

Los cuáles estudian la estabilidad del fondo de
las excavaciones temporales perfectamente ademadas y apuntaladas.

Con el fin de decidir cuál de los métodos mencionados producía los resultados más aproximados para el suelo de la ciudad, se compararon entre sí aplicándolos al análisis de fallas ocurridas, tomando para la resistencia al corte los valores obtenidos de las pruebas de corte directo, no drenado, con ruptura por carga controlada. El resultado de esta comparación llevó a concluir que los métodos de Terzaghi y Peck y de Tschebotarioff sobreestiman el valor del factor de seguridad, mientras que el propuesto por Bjerrum y Eide da valores más aproximados a la realidad, ya que considera la posibilidad de que se presente una falla local en excavaciones profundas cuya relación de profundidad a ancho es mayor de 3 ($D/B > 3$).

Por lo anterior, se adoptó para el análisis de la estabilidad del fondo de las excavaciones realizadas en las obras del Metro el método propuesto por Bjerrum y Eide.

El método de Bjerrum y Eide se aplicó en este análisis, estableciendo en él algunas consideraciones adicionales para adaptarlo a las condiciones especiales de las estructuras del Metro. Estas consideraciones se describen a continuación:

a) Se despreció la adherencia entre el suelo y los muros de concreto, ya que al efectuarse el colado de los muros bajo lodo bentonítico se forma en la superficie de los mismos en contacto con el suelo una zona de contaminación, de pequeño espesor, formada por lechada de cemento y lodo blando o bien por una costra de lodo blando (cake), que separa al concreto del suelo.

b) Se despreció la influencia favorable de la resistencia al corte a lo largo del plano de falla vertical que limita al bloque deslizando de suelo, hasta una profundidad igual a la de excavación. Esta consideración equivale a suponer que se crea una grieta de tensión desde el nivel del terreno hasta el -

nivel del fondo de la excavación.

c) Se consideró que las construcciones vecinas a la excavación incrementarían significativamente la presión que trata de provocar la falla, de acuerdo con la magnitud de la sobrecarga que transmiten al suelo y su proximidad a la excavación. Para calcular dicha presión, primero se situaron las construcciones respecto a la excavación, luego se determinó el diagrama de presiones verticales que su sobrecarga produce en el plano horizontal al nivel de la excavación distribuyéndola elásticamente y por último, la parte del diagrama anterior que queda comprendido entre el paño de la excavación y 1.5 veces el ancho de la misma se redistribuyó uniformemente. Esta fue la presión considerada.

d) Se admitió la influencia favorable de la "pata" de la tablestaca, empotrada dentro de la masa de suelo, en la estabilidad del fondo de la excavación.

Esta consideración se basó en que, de manera general, la resistencia al corte del suelo de la ciudad aumenta ligeramente con la profundidad. Así, al determinar el factor de seguridad de una excavación se encuentra que el valor es menor o igual a la unidad, se prolonga el desplante de los muros más abajo de la excavación y en el análisis se toma en cuenta que la excavación llegará hasta dicho desplante, con lo que aumenta la resistencia al corte y el factor de carga N_c , al aumentar la relación D/B . Por lo tanto, aumenta el factor de seguridad.

En general, la profundidad de la "pata" varió entre 0.50 y 3.00 m. medida a partir del fondo de la excavación.

e) En las excavaciones donde la longitud de avance fuera menor que el ancho de las mismas ($B/L > 1$), se consideró que la falla del fondo tendría que ocurrir de manera local en un área $L \times L$ y no de manera general en el área $L \times B$.

Apoyándose en el criterio anterior, se establecieron las normas detalladas para poder llevar a cabo las excavaciones y toda la construcción de la obra, especificando los requisitos necesarios para el abatimiento del nivel freático, el avance de la excavación, la colocación de los puntales y el tiempo de exposición del fondo de la excavación. Todo este proceso fue diseñado para mantener siempre un factor de seguridad contra falla del fondo no menor de 1.10

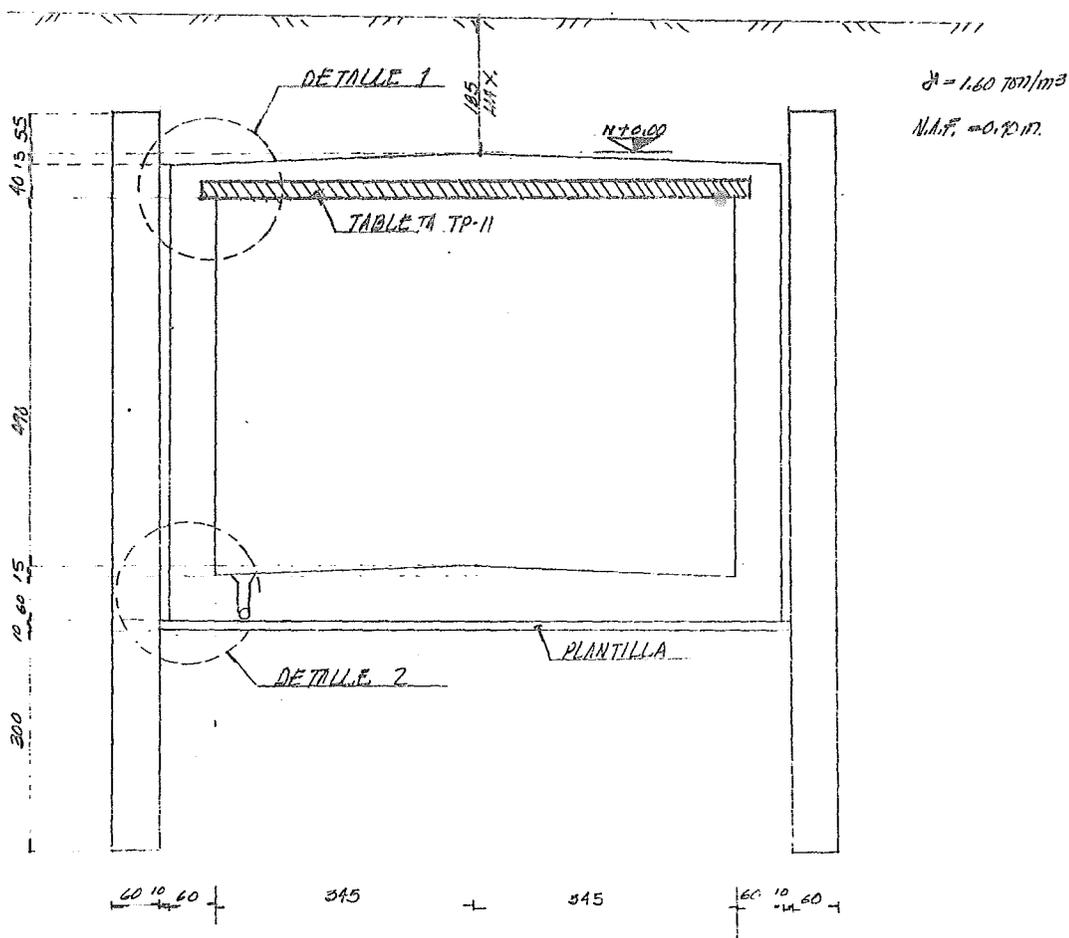
Según los análisis realizados, los factores de seguridad de proyecto han variado generalmente entre 1.10 y 1.25 y las excavaciones se han realizado con éxito.

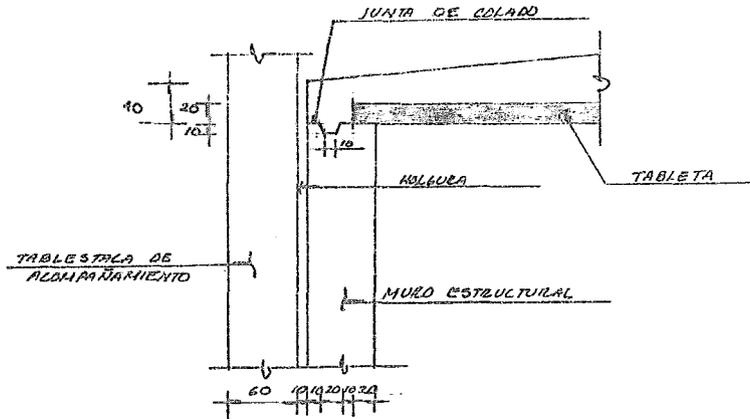
Es indiscutible que el criterio adoptado para el análisis de la estabilidad del fondo de las excavaciones realizadas en las obras del Metro y adaptado a las condiciones del suelo de la ciudad ha resultado satisfactorio.

CAPITULO IV

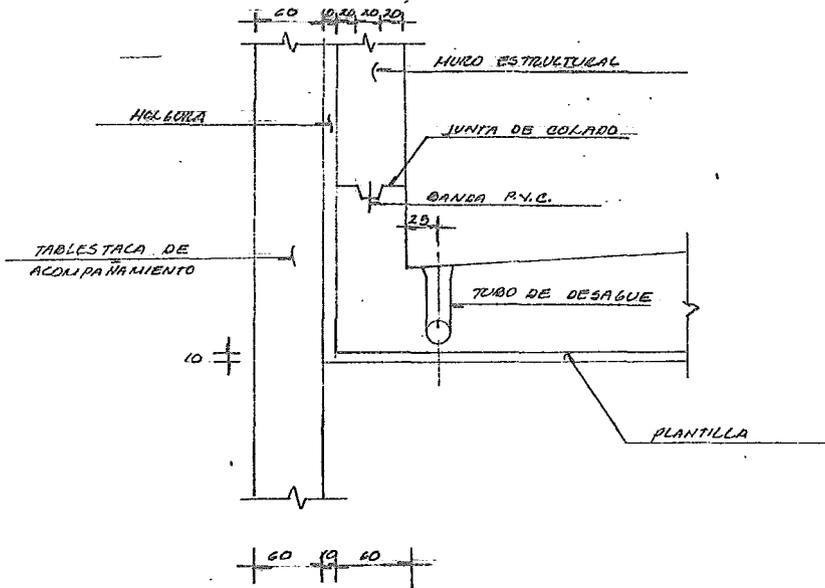
ANALISIS Y DISENO DEL CAJON.

En este capítulo se tratará el análisis y diseño del Cajón con Tablestaca de Acompañamiento y del Cajón con Tablestaca Estructural. En ambos casos se iniciará con el análisis de la Tablestaca y se diseñara esta en base a la envolvente de las diferentes condiciones que se tienen debido al procedimiento constructivo, se proseguirá con el análisis del Cajón, para terminar con el diseño de la Tableta Presforzada. Para fines de ejemplo se analizará el tramo tangente Hangares Terminal Aérea de la línea 5.





DETALLE 1



DETALLE 2

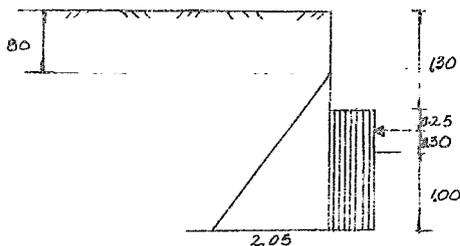
PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

- Primera Etapa.- Colar Tablestacas
- Segunda Etapa.- Excavar hasta nivel \pm 0.00 m. y colocar el primer nivel de troqueles en el nivel + 0.30 m.
- Tercera Etapa.- Excavar hasta el nivel - 5.45 m. y colocar el segundo nivel de troqueles en el nivel - 5.15 m.
- Cuarta Etapa.- Excavar hasta el nivel - 6.30 m. , colar plantilla, losa de fondo; 24 hrs. después retirar el segundo nivel de troqueles.
- Quinta Etapa.- Colar los muros del Cajón hasta el nivel - 0.55 m. usando la Tablestaca como cimbra.
- Sexta Etapa.- Colocar la Tableta, colar firme y 24 hrs. después retirar el primer nivel de troqueles.

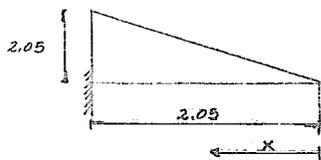
1V-1-a.- ANALISIS DE TABLESTACA

1ª Condición de carga.

Se analizará con el Empuje Activo puesto que aún no se colocan los puntales y el suelo empuja sobre la tablestaca.



Del diagrama de E.A. proporcionado por Mecánica de suelos se obtiene que el valor del empuje es de 2.05 ton/m a la profundidad de 2.05 m.



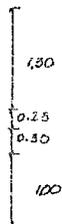
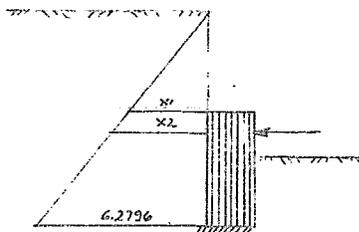
$$M x = \frac{x^2}{2} \cdot \frac{x}{3} = \frac{x^3}{6}$$

Tabulación

x	M
0.0	0.0000
0.5	0.208
1.0	0.1667
1.5	0.5025
2.0	1.3333
2.05	1.4359

2ª Condición de carga.

Empuje Redistribuido.



Del diagrama de E.R. tenemos que:

$$\frac{2.975}{6.555} = \frac{2.85}{x}$$

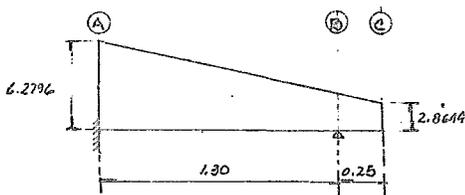
por lo que $x = 6.2796$

$$\frac{2.85}{6.2796} = \frac{1.3}{x_1}$$

por lo que $x_1 = 2.8644$

$$\frac{2.85}{6.2796} = \frac{1.55}{x_2}$$

por lo que $x_2 = 3.4157$



$M_{BC} = 0.0952 \text{ t-m}$

$M_{eBA} = 0.6407 \text{ t-m}$

$M_{eAB} = 0.7230 \text{ t-m}$

$R_{BC} = 0.7850 \text{ ton}$

$R_{BA} = 2.8418 \text{ ton}$

$R_{AB} = 3.4599 \text{ ton}$

	(A)	(B)	(C)
K		$4E I / L$	
f_d		[0]	
M_E	-0.723	0.6407	-0.0952
M_F	-0.9958	0.0952	-0.0952
$\sum T$	4.1527	2.1190	0.705
R	4.1527	2.934	

Ecuaciones de momento.

C-B

$$0 \leq x \leq 0.25$$

$$Mx = 1.4322 x^2 + 0.3675 x^3$$

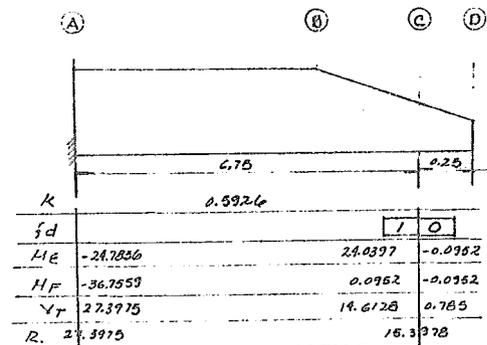
B-A

$$0 \leq x \leq 1.30$$

$$Mx = 0.3646 x^3 + 1.7676 x^2 - 2.140 x + 0.0052$$

Tabulación

Tramo	x real	x	Momento
C - B	0.000	0.000	0.0000
	0.125	0.125	0.0238
	0.250	0.250	0.0953
B - A	0.250	0.000	0.0953
	0.500	0.25	-0.3296
	1.000	0.75	-0.4022
	1.550	1.30	0.9884



Ecuaciones de momento.

D-C

$$0 \leq x \leq 0.25$$

$$Mx = 1.4322 x^2 + 0.3672 x^3$$

C-B

$$0 \leq x \leq 1.425$$

$$Mx = 0.0952 - 14.6128 x + 1.7076 x^2 + 0.3672 x^3$$

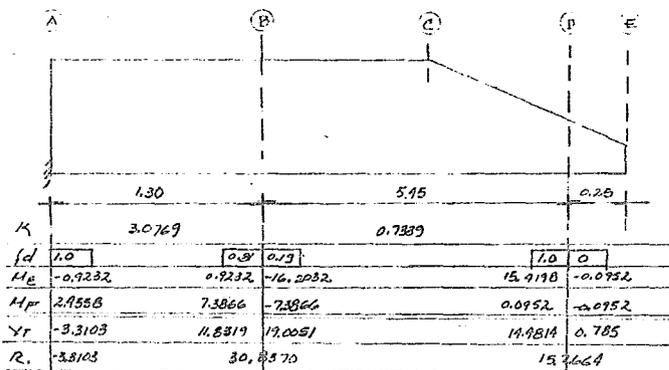
G-A

$$1.425 \leq x \leq 6.75$$

$$Mx = 0.0952 - 14.6128 x + 4.8667(x - 0.7125) + 2.2371(x - 0.95) + 3.2775(x - 1.425)^2$$

Tabulación

Tramo	x real	x	Momento
D - C	0.000	0.000	0.0000
	0.125	0.125	0.0238
	0.25	0.25	0.0953
C - B	0.25	0.00	0.0953
	0.50	0.25	-3.4455
	1.00	0.75	-9.7490
	1.50	1.25	-14.7855
	1.675	1.425	-16.1980
C - A	1.675	1.425	-16.1980
	2.00	1.75	-18.2921
	2.50	2.25	-20.1621
	3.00	2.75	-20.3932
	3.50	3.25	-18.9857
	4.00	3.75	-15.9394
	4.50	4.25	-11.2543
	5.00	4.75	-4.9305
	5.50	5.25	3.5333
	6.00	5.75	12.6334
	6.50	6.25	23.8734
	7.00	6.75	36.1080
	6.75	36.7523	



Ecuaciones de momento.

E-D

$$0 \leq x < 0.25$$

$$Mx = 1.4322 x^2 + 0.3675 x^3$$

D-C

$$0 \leq x < 1.425$$

$$Mx = 0.0952 - 14.4814 x + 1.7076 x^2 + 0.3675 x^3$$

D-B

$$1.425 \leq x < 5.45$$

$$Mx = 0.0952 - 14.4814 x + 4.8667(x - 0.7125) + 2.2371(x - 0.95) + 3.2775(x - 1.425)$$

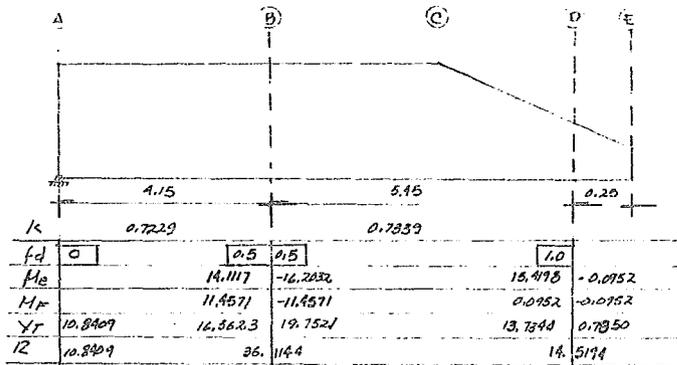
B-A

$$0 \leq x < 1.3$$

$$Mx = -11.8319 x + 7.3866 + 3.277 x^2$$

Tabulación

Tramo	x real	x	Momento
E-D	0.000	0.000	0.0000
	0.125	0.125	0.0238
	0.25	0.25	0.0953
D-C	0.25	0.00	0.0953
	0.50	0.25	-3.4126
	1.00	0.75	-9.6503
	1.50	1.25	-14.6211
	1.675	1.42	-16.0107
	2.00	1.75	-18.0621
D-B	2.50	2.25	-19.8664
	3.00	2.75	-20.0368
	3.50	3.25	-18.5586
	4.00	3.75	-15.4456
	4.50	4.25	-9.6458
	5.00	4.75	-4.3072
	5.50	5.25	3.7220
	5.70	5.45	7.3922
B-A	5.70	0.00	7.3922
	6.00	0.30	4.132
	6.50	0.80	0.0187
	7.00	1.30	-2.4559



Ecuaciones de momento

E-D

$$0 \leq x \leq 0.25$$

$$Mx = 1.4322x^2 + 0.3675x^3$$

D-C

$$0 \leq x \leq 1.425$$

$$Mx = 0.0952 - 13.7344x + 1.7076x^2 + 0.3672x^3$$

D-B

$$1.425 \leq x \leq 5.45$$

$$Mx = 0.0952 - 13.7344x + 4.8607(x - 0.7125) + 2.2371(x - 0.95) + 3.2775(x - 1.425)^2$$

B-A

$$0 \leq x \leq 4.15$$

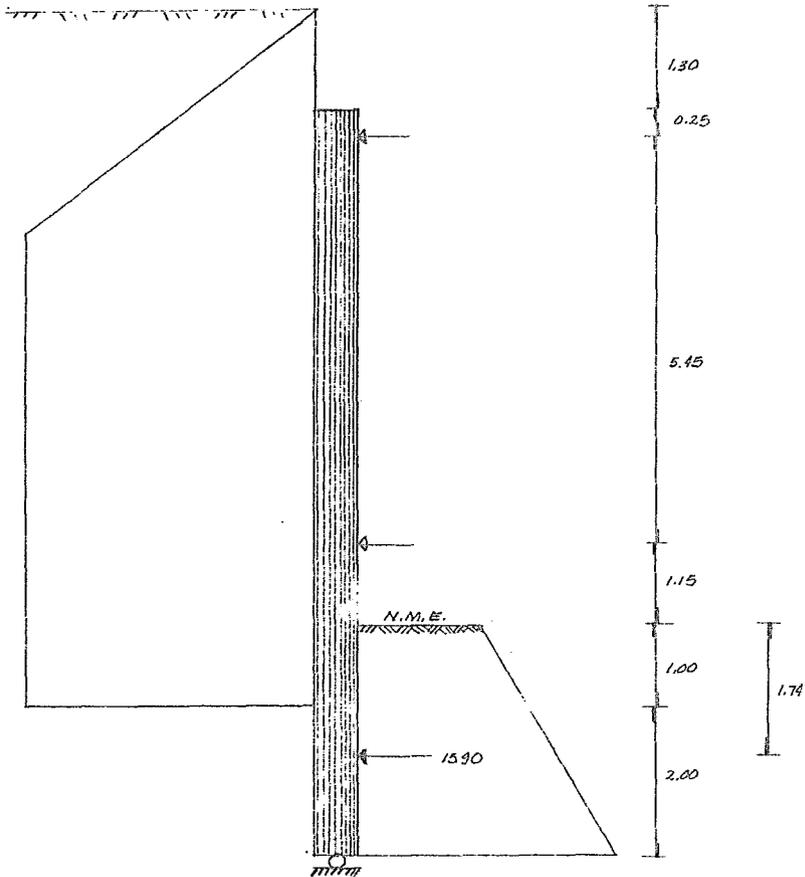
$$Mx = 11.457 - 16.3623x + 3.2775x^2$$

Tabulación

Tramo	x real	x	Momento
E-D	0.000	0.000	0.000
	0.125	0.125	0.0238
	0.25	0.25	0.0953
D-C	0.25	0.00	0.0953
	0.50	0.25	-3.0767
	1.00	0.75	-9.0901
	1.50	1.25	-13.6874
	1.675	1.425	-14.9462
D-B	1.675	1.425	-14.9462
	2.00	1.75	-16.7548
	2.50	2.25	-18.1856
	3.00	2.75	-17.9775
	3.50	3.25	-16.1508
	4.00	3.75	-12.6453
	4.50	4.25	-7.5210
	5.00	4.75	-0.7580
	5.50	5.25	7.6938
B-A	5.70	5.45	11.4579
	5.70	0.00	11.4579
	6.00	0.30	6.8933
	6.50	0.80	0.4648
	7.00	1.30	-4.2750
	7.50	1.80	-7.3760
	8.00	2.30	-8.8390
	8.50	2.80	-8.6618
	9.00	3.30	-6.8466
	9.50	3.80	-3.3526
9.85	4.15	0.0000	

6ª Condición de carga.

Revisión por pateo (Empuje Redistribuido y Pasivo).



De los datos proporcionados por Mecánica de Suelos, el Empuje Pasivo en la pata es de 15.9 t/m^2 y está localizado a 1.74 m del N.M.E.

	2.89	5.15	0.25
K	1.0381	0.7339	
f _d	0	0.59 0.91	1.0 0
M _E	5.9780	-16.2032	15.9195 -0.0952
M _P	0	17.6391 -17.6391	0.0952 -0.0952
V _T	-0.8617	14.7591 20.8929	12.5936 0.7850
R	-0.8617	35.8970	13.3786

En vista del resultado obtenido en el apoyo "A" en el que la reacción se encuentra trabajando en tensión y por lo tanto no se opone al efecto del Empuje Pasivo, sino que se suma al del factor de seguridad de pateo que está dado por la expresión:

$$F.S. = \frac{E_p}{0} = \infty$$

Como conclusión de lo anterior se desprende que, la tablestaca es estable y no presenta falla por pateo.

Por otro lado si:

$$F.S. = \frac{E_p}{V_T} \geq 1.15$$

Si que la tablestaca es estable y no puede fallar por pateo

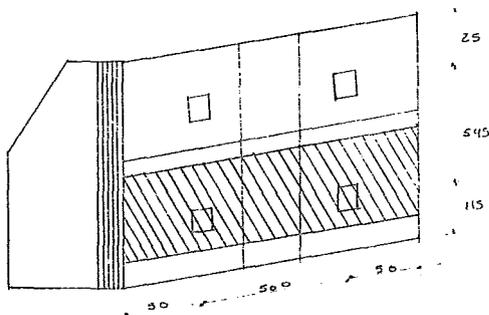
No Habrá que rediseñar la tablestaca tomando en cuenta dos opciones:

- Profundizar la pata.
- Separar los troqueles.

Armado vertical de la tablestaca.

M	d	p	As	Armado
36.7532	53	0.005978	31.68	# 6 a 9
-20.3932	53	0.003173	16.82	# 6 a 17

Armado horizontal de la tablestaca.



Ancho unitario del troquel

$$B = \frac{5.45 + 1.15}{2} = 3.3 \text{ m}$$

$$w = 6.555(3.3) = 21.6315 \text{ t/m}$$

$$M = \frac{wl^2}{8} - \frac{wl^2}{2}$$

$$M = \frac{21.6315(5)^2}{8} - \frac{21.6315(0.5)^2}{2} = 64.895 \text{ t-m}$$

Momento en franja de troquel

$$Md = 0.6M / (B/2) = 0.6(64.895) / (3.3/2) = 23.598 \text{ t-m}$$

M	d	p	As	Armado
23.598	53	0.0037	19.62	# 6 a 14

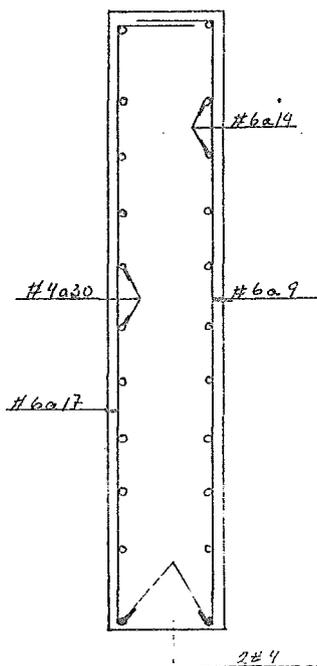
Armado horizontal por temperatura

Del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal
sección 3.10 pag. 57:

$$a_s = 450 t / f_y (t + 100)$$

$$a_s = \frac{450(60)}{4000(60 + 100)} \cdot 100 = 4.2188 \text{ cm}^2$$

Armado: Vs # 4 a 30 cm



(-)

0.125

0.25

0.50

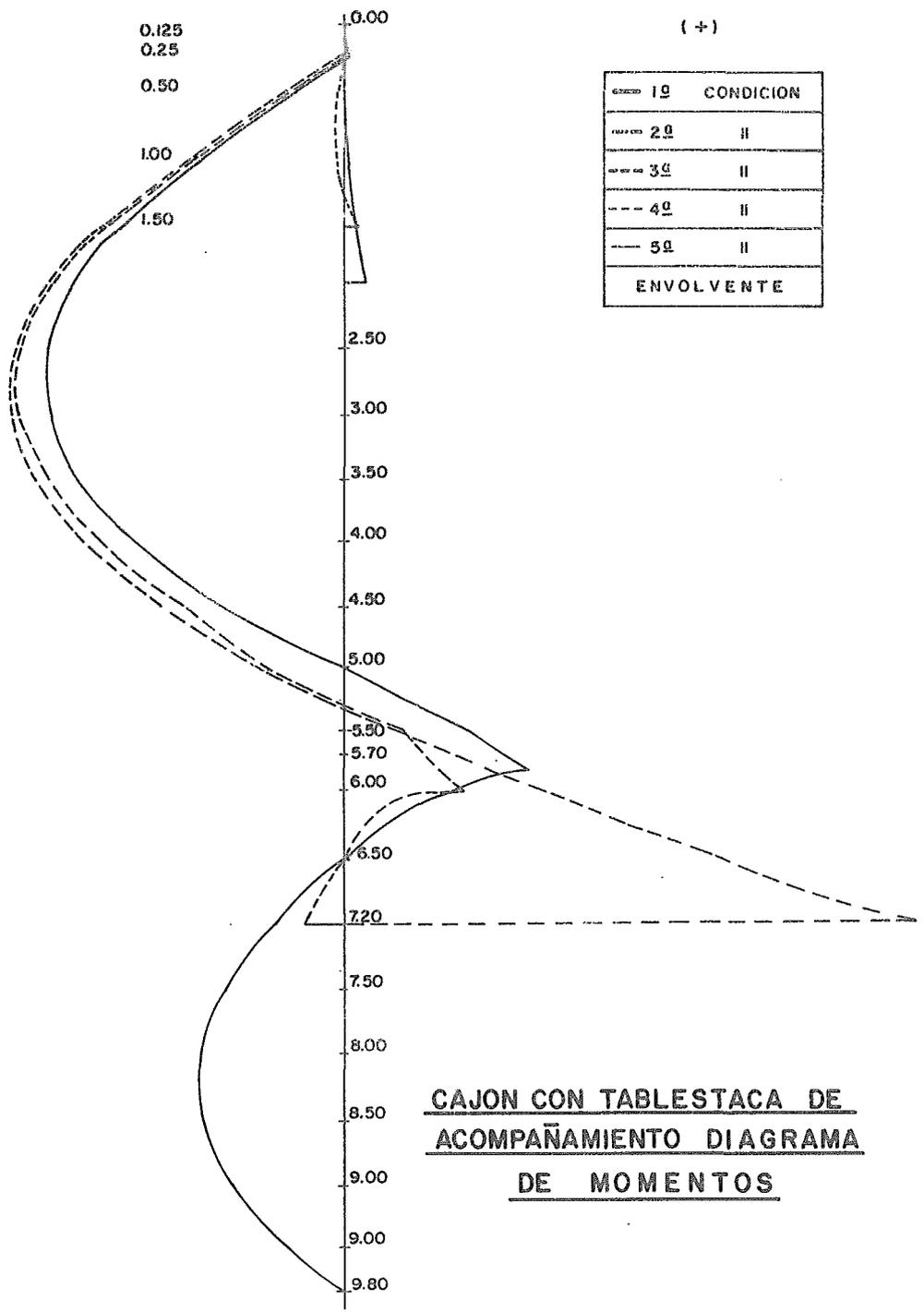
1.00

1.50

0.00

(+)

CONDICION	1 ^a	CONDICION
CONDICION	2 ^a	II
CONDICION	3 ^a	II
---	4 ^a	II
---	5 ^a	II
ENVOLVENTE		



CAJON CON TABLESTACA DE
ACOMPANAMIENTO DIAGRAMA
DE MOMENTOS

IV-1-b.- ANALISIS DEL CAJON

1ª Condición (peso propio).

Reacción del terreno

$$\begin{array}{ll} \text{L.S.} & 0.475(8.10)(2.4) = 9.23 \text{ t/m} \\ \text{Muros} & 0.6(5.05)(2.4)(2) = 14.54 \text{ t/m} \\ \text{L.I.} & 0.675(8.10)(2.4) = 13.122 \text{ t-m} \end{array}$$

Peso total de la estructura : 36.84 t/m

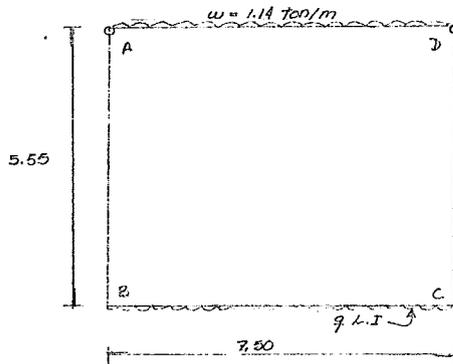
$$q = \frac{36.84}{8.30} = 4.4 \text{ t/m}$$

Análisis de carga

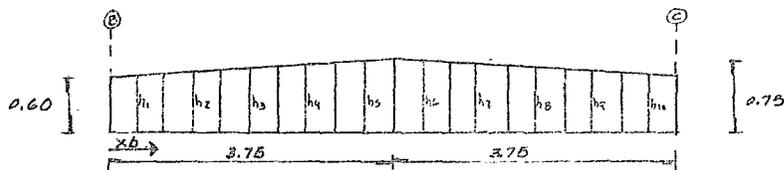
$$\begin{array}{ll} \text{L.S.} & 0.475(1.0)(2.4) = 1.14 \text{ t/m} \\ \text{Muros} & 0.60(1.0)(2.4)(2) = 2.88 \text{ t/m} \\ \text{L.I.} & 0.675(1.0)(2.4) = 1.62 \text{ t/m} \end{array}$$

Carga de diseño en L.I.

$$q_{L.I.} = 4.44 - 1.62 = 2.82 \text{ t/m}$$



Cálculo de rigidez, factor de transporte y momento de empujamiento para la losa inferior por el método de Newmark ya que se trata de una viga de sección variable.



$$w = 2.82 \text{ t/m}$$

$$I = \frac{bh^3}{12}$$

$$E = \text{cte.}$$

$$b = 1.0 \text{ m}$$

B → C

Ax	3.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
h	0.615	0.645	0.675	0.705	0.735	0.765	0.795	0.825	0.855	0.885
I	0.0199	0.0224	0.0256	0.0292	0.0331	0.0371	0.0412	0.0456	0.0501	0.0547
Xb	0.375	1.125	1.875	2.625	3.375	4.125	4.875	5.625	6.375	7.125
Ax/I	38.659	33.482	29.297	25.685	22.659	20.209	18.224	16.667	15.449	14.451
$x Ax/I$	14.498	37.667	54.937	67.923	76.473	83.467	89.224	94.297	98.725	102.589
$x^2 Ax/I$	5.432	72.236	112.997	176.985	253.096	325.550	396.418	466.917	537.725	609.589
$x^3 Ax/I$	2.039	47.673	123.119	247.586	471.373	750.375	1075.790	1451.214	1874.687	2353.443

$$h_1 = \frac{3.75}{0.15} = \frac{0.375}{x} \quad x = 0.015 \quad h_1 = 0.015 + 0.6 = 0.615$$

$$h_2 = \frac{3.75}{0.15} = \frac{0.75 + 0.375}{x} \quad x = 0.045 \quad h_2 = 0.045 + 0.6 = 0.645$$

$$h_3 = \frac{3.75}{0.15} = \frac{1.5 + 0.375}{x} \quad x = 0.075 \quad h_3 = 0.075 + 0.6 = 0.675$$

$$h_4 = \frac{3.75}{0.15} = \frac{2.25 + 0.375}{x} \quad x = 0.105 \quad h_4 = 0.105 + 0.6 = 0.705$$

$$h_5 = \frac{3.75}{0.15} = \frac{3.0 + 0.375}{x} \quad x = 0.135 \quad h_5 = 0.135 + 0.6 = 0.735$$

$$A = \sum \Delta x / I = 299.564$$

$$B = \sum x \Delta x / I = 1123.369$$

$$C = \sum x^2 \Delta x / I = 5832.10$$

$$D = \sum x^3 \Delta x / I = 34017.019$$

$$K_{BC} = \frac{C}{AC - B^2}$$

$$K_{BC} = \frac{5832.10}{299.564(5832.1) - (1123.369)^2} = 0.012$$

$$t_{BC} = \frac{LB - C}{C}$$

$$t_{BC} = \frac{7.5(1123.369) - 5832.10}{5832.10} = 0.44$$

$$M_{eBC} = \frac{w/2 (C^2 - BD)}{AC - B^2}$$

$$M_{eBC} = \frac{1.41(34013390 - 38213665)}{1747087.2 - 1261957.9} = -12.2 \text{ t-m}$$

$$K_{BA} = \frac{3EI}{L} = \frac{3(0.6)^3}{12(5.55)} = 0.00973$$

$$f_{dBC} = 0.00973 / (0.00973 + 0.012) = 0.45$$

$$f_{dBC} = 0.012 / (0.012 + 0.00973) = 0.55$$

Nudo	B		C	
	B-A	B-C	C-B	C-D
f d	0.45	0.55	0.55	0.45
Me	—	12.2	-12.2	—
Mf	-7.14	7.14	-7.14	7.14

Ecuaciones de momento.

A - D

$0 \leq x \leq 7.5$

$$M_x = 4.275 x - 0.57 x^2$$

B - A y C - D

$0 \leq x \leq 5.55$

$$M_x = 1.29 x$$

B - C

$0 \leq x \leq 7.5$

$$M_x = 7.14 - 10.575 x + 1.41 x^2$$

2^a Condición (carga viva y relleno).

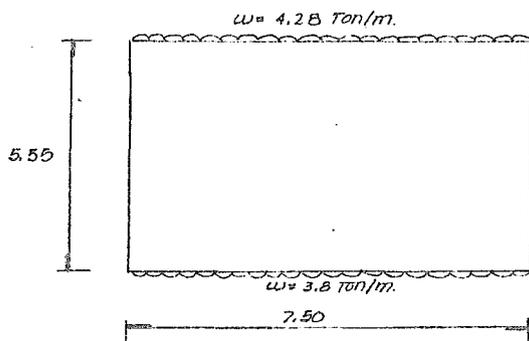
----- Análisis de carga

Relleno $1.925(1.60) = 3.08 \text{ t/m}^2$
 Carga viva $= 1.20 \text{ "}$

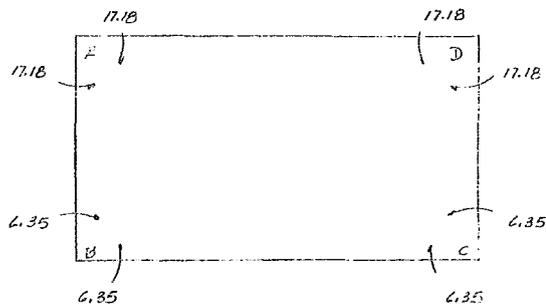
Peso total sobre la losa superior $= 4.28 \text{ t/m}$

Peso de la losa inferior

$$q_{LI} = 3.08 + 1.2(0.6) = 3.8 \text{ t/m}$$



De la misma manera que en la 1^a condición y aplicando el método de Newmark en ambas losas, se obtienen los siguientes momentos finales.



Ecuaciones de momento.

A - D

$0 \leq x \leq 7.5$

$$Mx = -17.18 + 16.05x - 2.14x^2$$

B - A y C - D

$0 \leq x \leq 5.55$

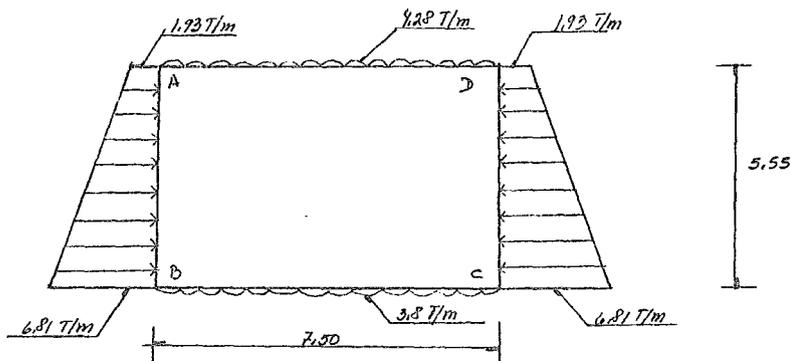
$$Mx = -0.35 - 1.95x$$

B - C

$0 \leq x \leq 7.5$

$$Mx = 0.35 - 14.25x + 1.9x^2$$

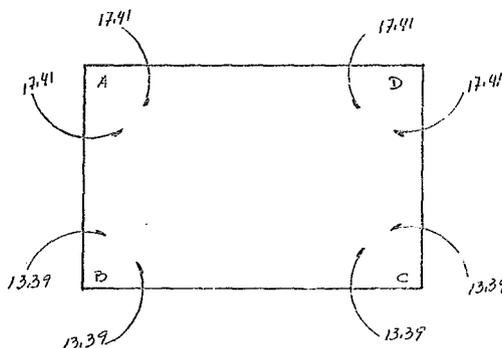
3^a Condición (carga viva, relleno y empuje hidrostático).



Del diagrama de empuje activo más hidrostático se obtiene que para una profundidad de 2.20 m el empuje es igual a 1.934 t/m y para 7.75 m el empuje es igual a 6.81 t/m.

La rigidez, factor de transporte y momento de empotramiento en ambas losas es igual al de la segunda condición.

Analizando el cajón se obtienen los siguientes momentos finales.



Ecuaciones de momento.

A - D

$0 < x < 7.5$

$$Mx = -17.41 + 16.05x - 2.14x^2$$

B - C

$0 < x < 7.5$

$$Mx = -13.39 + 14.25x - 1.9x^2$$

A - B y D - C

$0 < x < 5.55$

$$Mx = -17.41 + 10.59x - 0.96x^2 - 0.146x^3$$

Barra	x	M 1 ^a (A)	M 2 ^a (B)	M 3 ^a (C)	(A)+(C)	(A)+(B)	Envolvente
A - D Losa Superior	0.00	0.000	-17.18	-17.41	-17.41	-17.18	-17.41
	0.50	1.995	-9.69	-9.92	-7.925	-7.695	-7.925
	1.0	3.705	-3.27	-3.50	0.205	0.435	0.435
	1.5	5.130	2.08	1.85	6.98	7.21	7.21
	2.0	6.27	6.36	6.13	12.40	12.63	12.63
	2.5	7.125	9.57	9.61	16.745	16.695	16.735
	3.0	7.695	11.71	11.48	19.175	19.405	19.405
	3.5	7.98	12.78	12.55	20.53	20.76	20.76
	4.0	7.98	12.78	12.55	20.53	20.76	20.76
	4.5	7.695	11.71	11.48	19.175	19.405	19.405
	5.0	7.125	9.57	9.34	16.465	16.695	16.695
	5.5	6.27	6.36	6.31	12.40	12.63	12.63
	6.0	5.13	2.08	1.85	6.98	7.21	7.21
	6.5	3.705	-3.27	-3.50	0.205	0.435	0.435
	7.0	1.995	-9.69	-9.92	-7.925	-7.695	-7.925
7.5	0.000	-17.18	-17.41	-17.41	-17.18	-17.41	

Barra	x	M 1 ^a (A)	M 2 ^a (B)	M 3 ^a (C)	(A)+(C)	(A)+(B)	Envolvente
B - A C - D Muros	0.00	7.01	-6.35	-14.209	-7.199	0.66	-7.199
	0.50	6.30	-7.315	-7.619	-1.319	-1.015	-1.319
	1.0	5.67	-8.28	-3.294	2.376	-2.61	-2.61
	1.5	5.01	-9.245	-0.44	4.57	-4.235	-4.235
	2.0	4.41	-10.21	1.052	5.462	-5.80	-5.80
	2.5	3.78	-11.175	1.291	5.071	-7.395	-7.395
	3.0	3.45	-12.14	0.388	3.838	-8.69	-8.69
	3.5	2.52	-13.105	-1.547	0.973	-10.585	-10.585
	4.0	1.89	-14.07	-4.404	-2.514	-12.18	-12.18
	4.5	1.26	-15.035	-7.804	-6.544	-13.775	-13.775
	5.0	0.63	-16.00	-12.446	-11.816	-15.37	-15.37
	5.5	0.00	-17.18	-17.41	-17.41	-17.18	-17.41

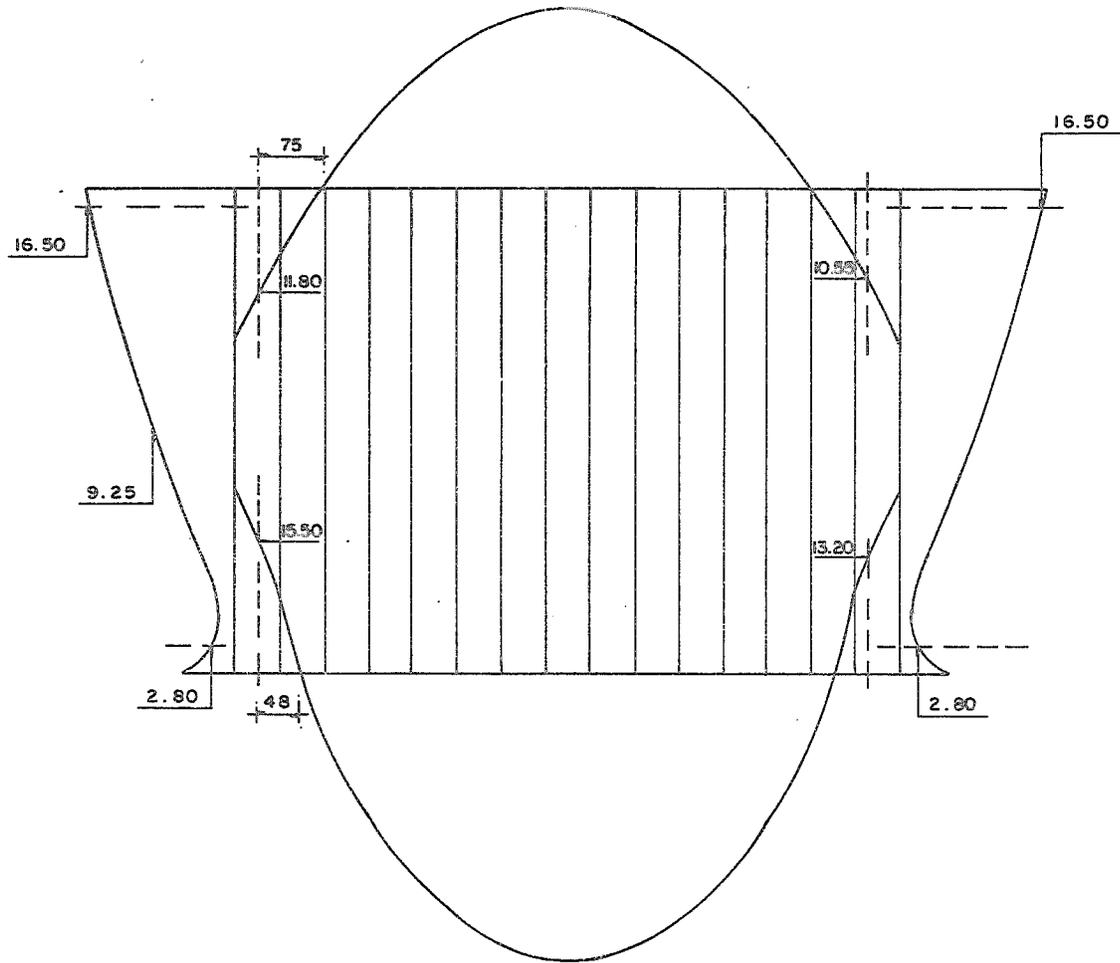
Barra	x	M 1 ^a (A)	M 2 ^a (B)	M 3 ^a (C)	(A)+(C)	(A)+(B)	Envolvente
	0.00	7.01	6.35	14.20	21.21	13.36	21.21
	0.50	2.075	-0.35	7.55	9.625	1.725	9.625
	1.0	-2.155	-6.00	1.85	-0.305	-8.155	-8.155
	1.5	-5.68	-10.75	-2.90	-8.58	-16.43	-16.43
	2.0	-8.50	-14.55	-6.70	-15.20	-23.05	-23.05
	2.5	-10.615	-17.40	-9.55	-20.165	-27.565	-27.565
B - C	3.0	-12.025	-19.30	-11.45	-23.475	-31.325	-31.325
Losa	3.5	-12.73	-20.25	-12.40	-25.13	-32.98	-32.98
Inferior	4.0	-12.73	-20.25	-12.40	-25.13	-32.98	-32.98
	4.5	-12.025	-19.30	-11.45	-23.475	-31.325	-31.325
	5.0	-10.615	-17.40	-9.55	-20.165	-27.565	-27.565
	5.5	-8.50	-14.55	-6.70	-15.20	-23.05	-23.05
	6.0	-5.68	-10.75	-2.90	-8.58	-16.43	-16.43
	6.5	-2.155	-6.00	1.85	-0.305	-8.155	-8.155
	7.0	2.075	-0.35	7.55	9.625	1.725	9.625
	7.5	7.01	6.35	14.20	21.21	13.36	21.21

Armado del cajón

Elemento	Zona	M	d	p	As	Armado
Losa Superior	Paño Muro	11.80	35	0.0042835	15.00	# 6 a 19
	GL	20.76	50	0.0036567	18.28	# 6 a 15
Muro	Paño L.S.	16.50	55	0.0023543*	13.61	# 6 a 20
	M máx (+)		55	*	13.61	# 6 a 20
	GL	9.25	55	*	13.61	# 6 a 20
	Paño L.I.	2.80	55	*	13.61	# 6 a 20
Losa Inferior	Paño Muro	15.50	55	0.0022066*	13.61	# 6 a 20
	GL	32.98	70	0.0020308*	20.52	# 6 a 13

$$\begin{aligned}
 f'c &= 200 \text{ kg/cm}^2 \\
 f_y &= 4000 \text{ kg/cm}^2 \\
 b &= 100 \text{ cm} \\
 p_{\min} &= 0.00247487
 \end{aligned}$$

$$p = 0.034 \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2451 M}{b d^2}} \right]$$



Armado por temperatura.

$$A_s \text{ temp.} = \frac{450 h}{f_y (h + 100)} (100)$$

$$\text{Para L.S. } h = 55 \text{ cm} \quad A_s \text{ t} = \frac{45000(55)}{4000(100 + 55)} = 3.99 \text{ cm}^2/\text{cm} \\ \# 4 \text{ a } 30$$

$$\text{Para Muro } h = 60 \text{ cm} \quad A_s \text{ t} = \frac{45000(60)}{4000(100 + 60)} = 4.21 \text{ cm}^2/\text{cm} \\ \# 4 \text{ a } 30$$

$$\text{Para L.I. } h = 75 \text{ cm} \quad A_s \text{ t} = \frac{45000(75)}{4000(100 + 75)} = 4.82 \text{ cm}^2/\text{cm} \\ \# 4 \text{ a } 25$$

Longitud de desarrollo para una varilla del # 6.

$$L_d = 0.06 \frac{a_s f_y}{\sqrt{f'c}} \gg 0.006db f_y$$

$$\phi \# 6 = 1.095 \text{ cm} \quad f'c = 200 \text{ kg/cm}^2$$

$$a_s \# 6 = 2.87 \text{ cm}^2 \quad f_y = 4000 \text{ kg/cm}^2$$

$$L_d = 0.006 \frac{2.87(4000)}{\sqrt{200}} = 48.71 \text{ cm} \cong 50 \text{ cm}$$

$$0.006(1.095)(4000) = 45.72$$

$$48.71 > 45.72 \quad \text{then}$$

Traslape para una varilla # 6 con $f'c = 200 \text{ kg/cm}^2 = 65 \text{ cm}$

La varilla del # 6 se cortará a:

$$48 + 50 + 65 = 163 \text{ cm}$$

DIAGRAMAS DE EMPUJES ACTIVOS
MAS HIDROSTATICO N.A.F. 0.80 m.

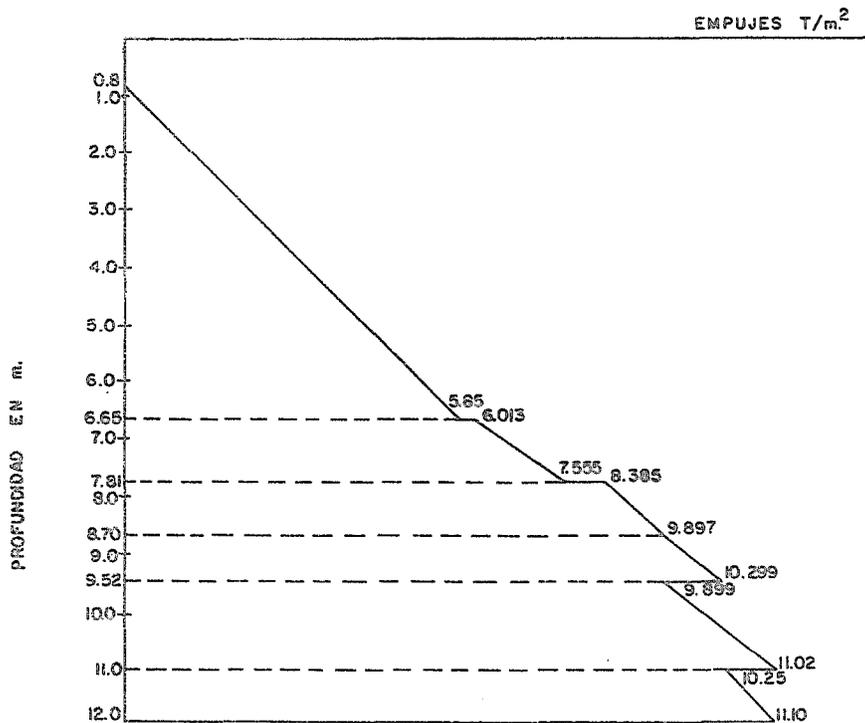


DIAGRAMA DE EMPUJE REDISTRIBUIDO

N. A. F. 0.80 m.

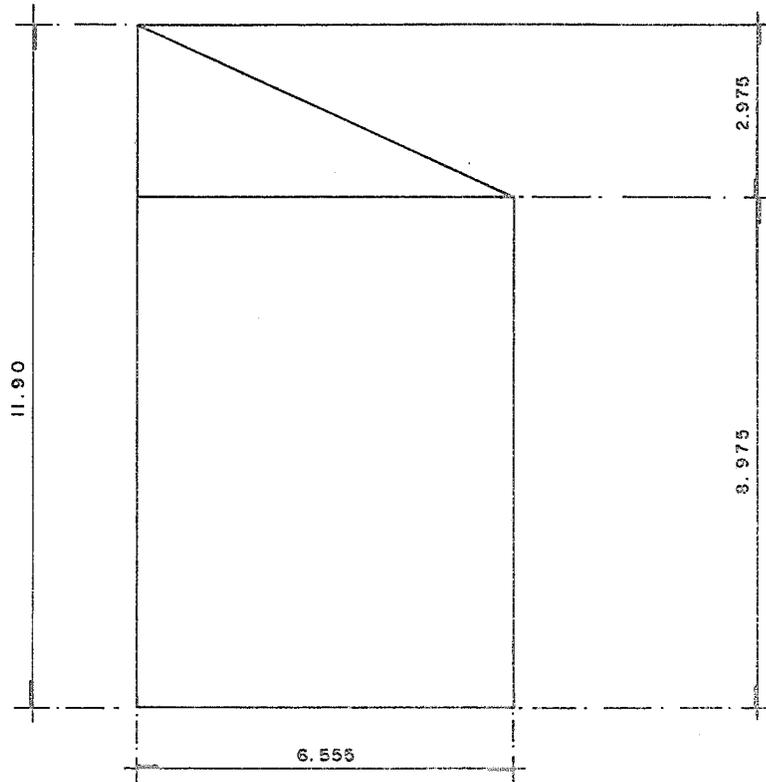
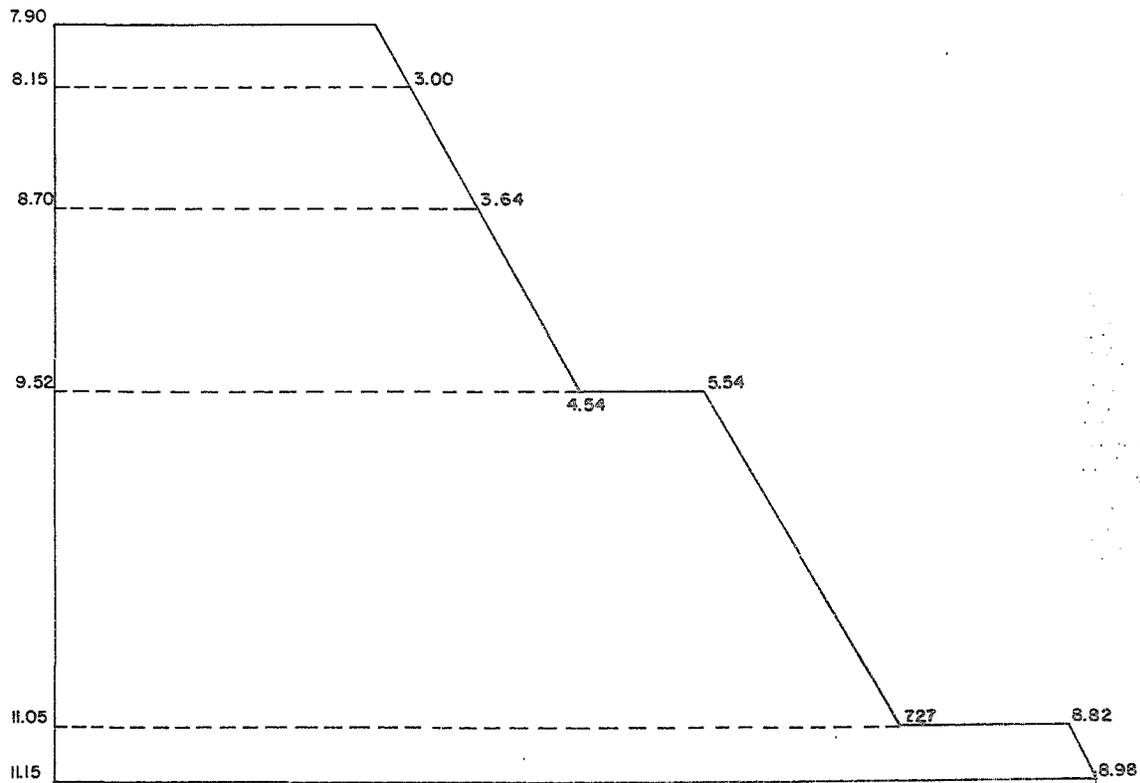
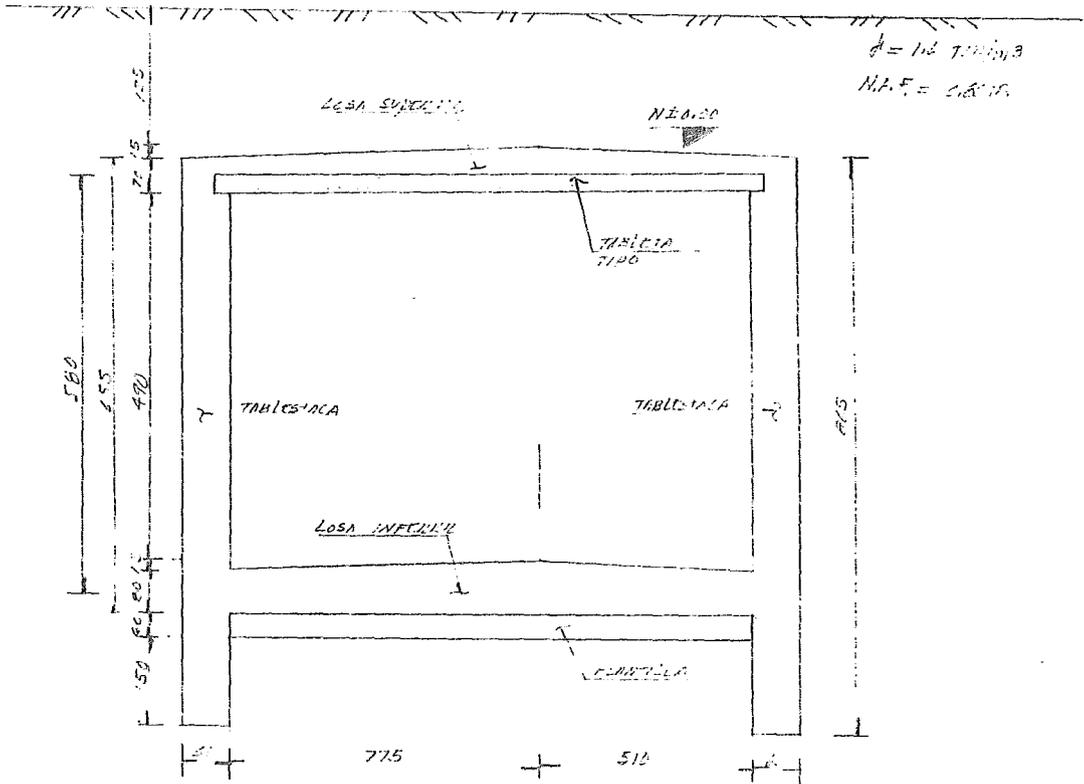


DIAGRAMA DE EMPUJE PASIVO EN PATA PROF.

MAX. EXC 8.15m. PATA 3.00m.



CAJÓN CON TABLESTACA ESTRUCTURAL.

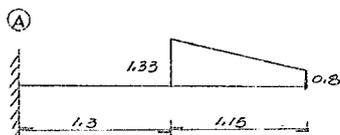
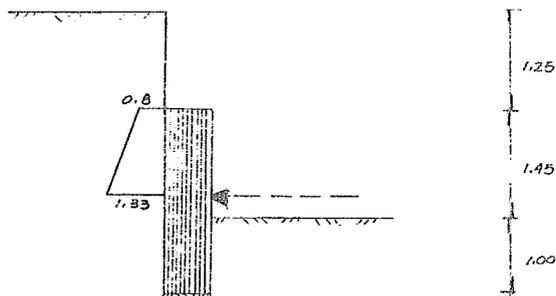


Para fines de ejemplo, se analizará el tramo tangente Valle Gómez - Misterios de la línea 5.

PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

- Primera Etapa.- Colar Tablestacas
- Segunda Etapa.- Excavar hasta nivel -1.45 m. y colocar el primer nivel de troqueles en el nivel -1.15 m.
- Tercera Etapa.- Excavar hasta el nivel -3.00 m. y colocar el segundo nivel de troqueles en el nivel -3.30 m.
- Cuarta Etapa.- Excavar hasta el nivel -5.75 m. y coloca el tercer nivel de troqueles en el nivel -5.45 m., quitando el segundo nivel de troqueles.
- Quinta Etapa.- Excavar hasta nivel -7.30 m., colar plantilla, losa de fondo y 24 hrs. después retirar el tercer nivel de troqueles.
- Sexta Etapa.- Colocar la tableta prefabricada, colocar firme y 24 hrs. después retirar el primer nivel de troqueles.

IV-2-a.- ANALISIS DE TABLESTACA

1^a Condición (Empuje Activo).

Ecuaciones de momento

$$0 \leq x < 1.15$$

$$Mx = 0.4x^2 + 0.0703x^3$$

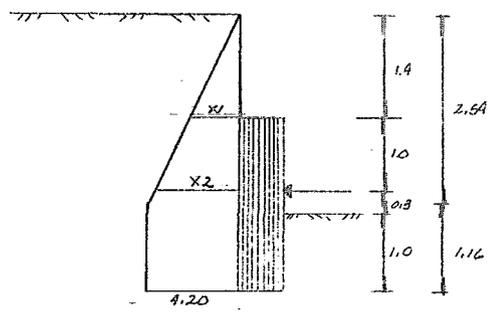
$$1.15 \leq x < 2.45$$

$$Mx = 0.96(x - 0.6) + 0.318(x - 0.8)$$

Tabulación

x real	x	Momento
0.00	0.00	0.0000
0.50	0.50	0.1092
1.00	1.00	0.4736
1.15	1.15	0.7032
1.15	1.15	0.7032
1.50	1.50	1.0866
2.00	2.00	1.7256
2.45	2.45	2.3007

2ª Condición (Empuje Redistribuido).



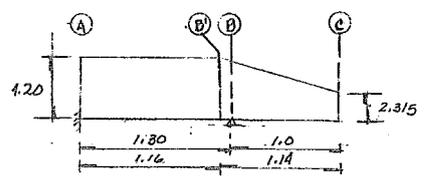
Del diagrama de E.R. tenemos que:

$$\frac{2.54}{4.20} = \frac{1.40}{x_1}$$

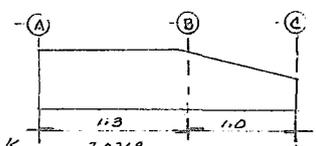
$$x_1 = 2.315 \text{ t/m}^2$$

$$\frac{2.54}{4.20} = \frac{2.40}{x_2}$$

$$x_2 = 3.9685 \text{ t/m}^2$$



$M_{BC} = 1.4331 \text{ t-m}$ $M_{BA} = 0.5908 \text{ t-m}$ $M_{AB} = 0.5915 \text{ t-m}$
 $R_{BC} = 3.1418 \text{ ton}$ $R_{BA} = 2.7144 \text{ ton}$ $R_{AB} = 2.7294 \text{ ton}$



K	3.0749	
fd	1.0	1.0
Me	-0.5195	0.5908
Mp	-0.1704	1.4331
∑T	1.7581	3.4870
R	1.7581	4.3293

Ecuaciones de momento.

C - B

$0 \leq x \leq 1.0$

$$Mx = 1.575x^2 + 0.2756x^3$$

B - B'

$0 \leq x \leq 0.14$

$$Mx = 1.4331 - 3.6875x + 1.9843x^2 + 0.2755x^3$$

B - A

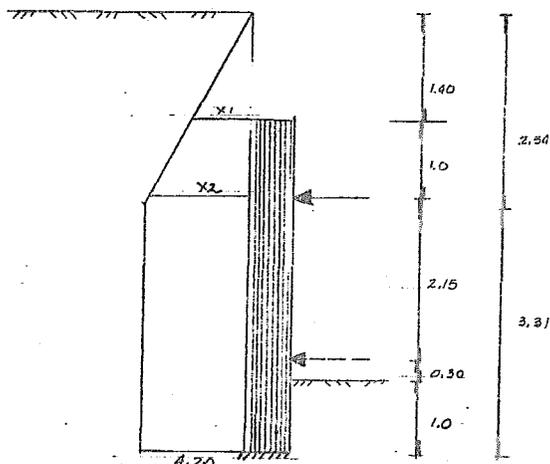
$0.14 \leq x \leq 1.16$

$$Mx = 1.4331 - 3.6875x + 0.556(x - 0.07) + 0.0162(x - 0.0933) + 2.10(x - 0.14)^2$$

Tabulación

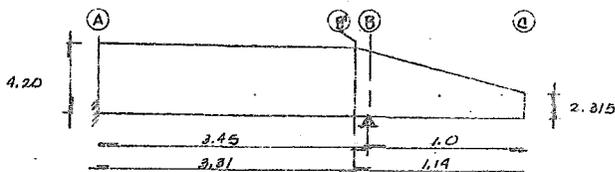
Tramo	x real	x	Momento
C - B	0.00	0.00	0.0000
	0.50	0.50	0.7166
	1.00	1.00	1.4331
B - B'	1.00	0.00	1.4331
	1.14	0.14	0.9565
B - A	1.14	0.14	0.9565
	1.50	0.36	0.3726
	2.00	0.26	-0.1983
	2.30	1.16	-0.0367

3ª Condición de carga.



$$x_1 = 2.315$$

$$x_2 = 3.9685$$



$$M_{BC} = 1.4331 \text{ t-m} \quad M_{BA} = 4.1653 \text{ t-m} \quad M_{AB} = 4.1658 \text{ t-m}$$

$$R_{BC} = 3.1418 \text{ ton} \quad R_{BA} = 7.2291 \text{ ton} \quad R_{AB} = 7.2448 \text{ ton}$$

	A	B	C
K		1.1074	
f_d		1.0	0.0
M_e	-4.1658	4.1653	-1.4331
M_p	-5.5317	1.4331	-1.4331
V_T	0.4329	0.041	3.1418
R	0.4329	1.1826	

Ecuaciones de momento.

C - B

$$0 \leq x \leq 1.0$$

$$Mx = 1.1575x^2 + 0.2756x^3$$

B - B'

$$0 \leq x \leq 0.14$$

$$Mx = 1.4331 - 6.0410x + 1.9843x^2 + 0.2755x^3$$

B - A

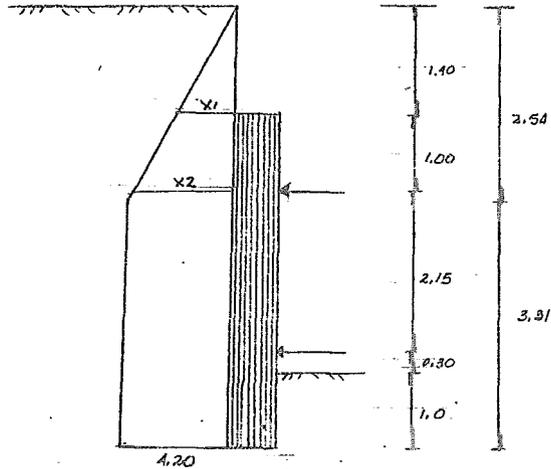
$$0 \leq x \leq 3.45$$

$$Mx = 1.4331 - 6.0410x + 0.5556(x - 0.7) + 0.0162(x - 0.0933) + 2.1(x - 0.14)^2$$

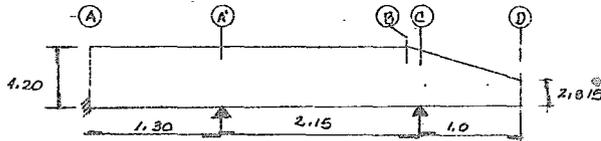
Tabulación.

Tramo	x real	x	Momento
C - B	0.00	0.00	0.0000
	0.50	0.50	0.7166
	1.00	1.00	1.4331
B - B'	1.00	0.00	1.4331
	1.14	0.14	0.6240
B - A	1.00	0.00	1.4331
	1.50	0.50	-0.8475
	2.00	1.00	-2.5233
	2.30	1.30	-2.8914
	3.00	2.00	-2.2805
	3.50	2.50	-0.5842
	4.00	3.00	2.1622
4.45	3.45	5.5318	

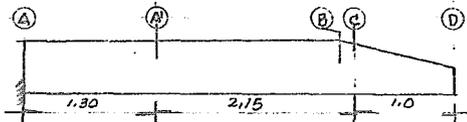
4^a Condición de carga.



$x_1 = 2.315$
 $x_2 = 3.9685$



$M_{CD} = 1.4331 \text{ t-m}$ $M_{CA'} = 1.6172 \text{ t-m}$ $M_{A'C} = 1.6178 \text{ t-m}$
 $R_{CD} = 3.1418 \text{ ton}$ $R_{CA'} = 4.4991 \text{ ton}$ $R_{A'C} = 4.5146 \text{ ton}$



$M_{AA'} = 0.5915 \text{ t-m}$
 $R_{AA'} = 2.73 \text{ ton}$

K	3.0769		1.8605		1.0	0
fd	0.62	0.38		1.0	0	
M _E	-0.5915	0.5915	-1.6178	1.6172	-1.4331	
H _P	-0.2784	1.2849	-1.2849	1.4331	-1.4331	
Y _T	1.9519	3.5081	1.4467	4.5640	3.1118	
Σ	1.9519	7.9538		7.7058		

Ecuaciones de momento.

C - D

$0 \leq x \leq 1.0$

$$Mx = 1.1575x^2 + 0.2750x^3$$

B - C

$0 \leq x \leq 0.14$

$$Mx = 1.4331 - 4.564x + 1.9843x^2 + 0.2755x^3$$

A' - C

$0 \leq x \leq 2.15$

$$Mx = 1.41331 - 4.564x + 0.5556(x - 0.07) + 0.0162(x - 0.0933) + 2.1(x - 0.14)^2$$

A - A'

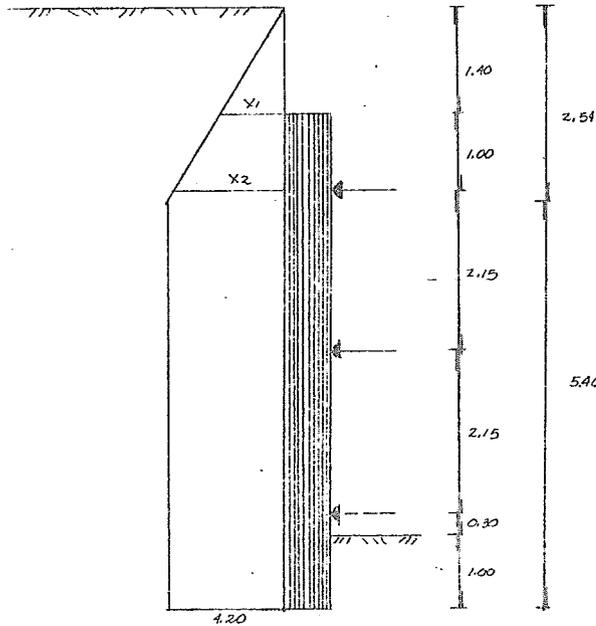
$0 \leq x \leq 1.3$

$$Mx = 1.2849 - 3.5081x + 2.1x^2$$

Tabulación

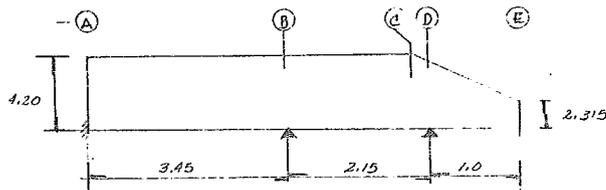
Tramo	x real	x	Momento
C - D	0.00	0.00	0.0000
	0.50	0.50	0.7166
	1.00	1.00	1.4331
B - C	1.00	0.00	1.4331
	1.14	0.14	0.8338
A' - C	1.00	0.00	1.4331
	1.50	0.50	-0.3312
	2.00	1.00	-1.0463
	2.30	1.30	-0.9714
	3.00	2.00	0.6735
	3.15	2.15	1.2937
A - A'	3.15	0.00	1.2849
	3.50	0.35	0.3143
	4.00	0.85	-0.1797
	4.45	1.30	0.2734

5ª Condición de carga.



$$x_1 = 2.315$$

$$x_2 = 3.9685$$



$$M_{DE} = 1.4331 \text{ t-m} \quad M_{DB} = 1.0172 \text{ t-m} \quad M_{BD} = 1.0178 \text{ t-m} \quad M_{AB} = 4.1659 \text{ t-m}$$

$$R_{DE} = 3.1418 \text{ ton} \quad R_{DB} = 4.4991 \text{ ton} \quad R_{BD} = 4.5146 \text{ ton} \quad R_{AB} = 7.245 \text{ ton}$$

K	1.1534		1.8605		
fd		0.38	0.62	1.0	0.0
Hg	-4.1659	4.1659	-1.6178	1.6172	-1.4331
Hf	-1.5572	3.3885	-3.3885	1.4331	-1.4331
Yr	7.5838	6.9062	5.4237	3.5378	3.1418
R	7.6838	12.5301		4.7813	

Ecuaciones de momento.

D - E

 $0 \leq x \leq 1.0$

$$Mx = 1.1572 x^2 + 0.2756 x^3$$

C - D

 $0 \leq x \leq 0.14$

$$Mx = 1.4331 - 3.5898 x + 1.9843 x^2 + 0.2755 x^3$$

B - D

 $0 \leq x \leq 2.15$

$$Mx = 1.4331 - 3.5898 x + 0.5556 (x - 0.07) + 0.0162 (x - 0.0933)^2 + 2.1 (x - 0.14)^2$$

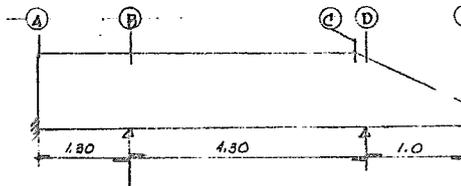
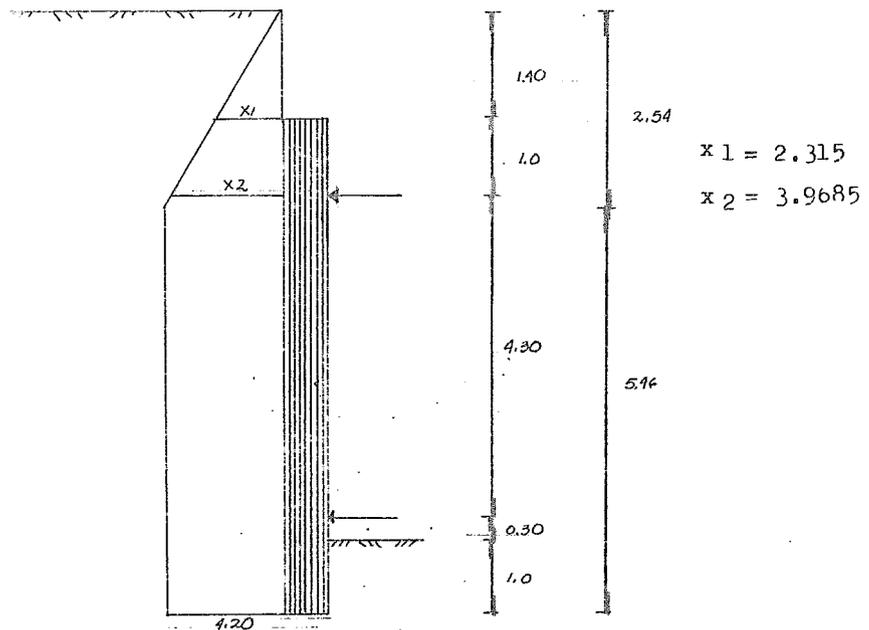
A - B

 $0 \leq x \leq 3.05$

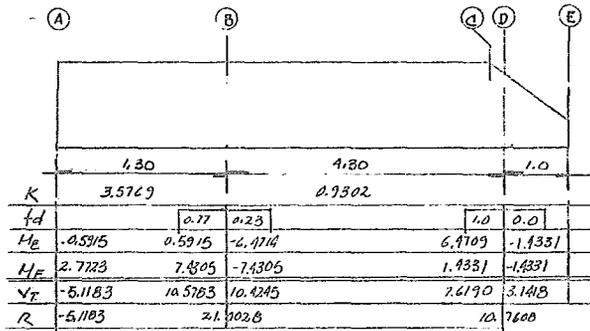
$$Mx = 3.3885 - 6.9062 x + 2.1 x^2$$

Tramo	x real	x	Momento
D - E	0.00	0.00	0.0000
	0.50	0.50	0.7166
	1.00	1.00	1.4331
C - D	1.00	0.00	1.4331
	1.14	0.14	0.9702
B - D	1.00	0.00	1.4331
	1.50	0.50	0.1559
	2.00	1.00	-0.0721
	2.30	1.30	-0.0943
	3.00	2.00	2.6219
A - B	3.15	2.15	3.3882
	3.15	0.00	3.3882
	3.50	0.35	1.2286
	4.00	0.85	-0.9645
	4.45	1.30	-2.0406
	5.00	1.85	-2.2007
	5.50	2.35	-1.2438
6.00	2.85	0.7631	
	6.15	3.00	1.5699
	6.50	3.35	3.8200
	6.60	3.45	4.5574

6ª Condición de carga.



$$\begin{aligned}
 M_{DE} &= 1.4331 \text{ t-m} & M_{DB} &= 6.4709 \text{ t-m} & M_{BD} &= 6.4714 \text{ t-m} & M_{AB} &= 0.5915 \text{ t-m} \\
 R_{DE} &= 3.1418 \text{ ton} & R_{DB} &= 9.0137 \text{ ton} & R_{BD} &= 9.0298 \text{ ton} & R_{AB} &= 2.73 \text{ ton}
 \end{aligned}$$



Ecuaciones de momento.

Tabulación.

D - E

$0 \leq x \leq 1.0$

$$Mx = 1.1572 x^2 + 0.2750 x^3$$

C - D

$0 \leq x \leq 0.14$

$$Mx = 1.4331 - 7.619 x + 1.9843 x^2 + 0.2755 x^3$$

B - D

$0 \leq x \leq 4.3$

$$Mx = 1.4331 - 7.619 x + 0.5550(x - 0.07) + 0.0162(x - 0.0933) + 2.1(x - 0.14)^2$$

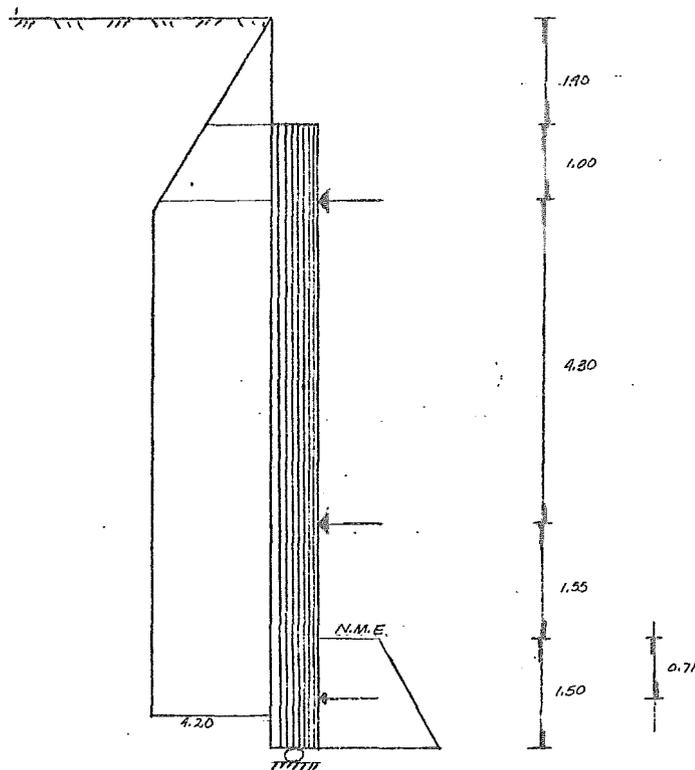
A - B

$0 \leq x \leq 1.3$

$$Mx = 7.4305 - 10.5783 x + 2.1 x^2$$

Tramo	x real	x	Momento
D - E	0.00	0.00	0.0000
	0.50	0.50	0.7166
	1.00	1.00	1.4331
C - D	1.00	0.00	1.4331
	1.14	0.14	0.4061
B - D	1.00	0.00	1.4331
	1.50	0.50	-1.8587
	2.00	1.00	-4.1013
	2.30	1.30	-4.9429
	3.00	2.00	-5.4363
	3.50	2.50	-4.5291
	4.00	3.00	-2.5717
	4.50	3.50	0.2947
A - B	5.00	4.00	4.4931
	5.30	4.30	7.4305
	5.30	0.00	7.4305
	5.50	0.20	5.3988
	6.00	0.70	1.0547
	6.15	0.85	-0.0438
	6.50	1.20	-2.3295
6.60	1.30	-2.7723	

7^a Condición de carga. Revisión por pateo (Empuje Redistribuido y Pasivo)



De los datos proporcionados por Mecánica de Suelos, el Empuje Pasivo en la pata es de 7.90 t/m^2 y está localizado a 0.71 m

	0.29		2.26		4.30		1.0	
K	10.3418		1.7699		0.9203			
H	0.85	0.15	0.66	0.34	1.0	0.0		
H _E	-0.1777	1.7877	-1.7877	6.4714	-6.4723	1.4331		
M _E	0.5924	-0.5924	6.9219	-6.9219	-1.4331	1.4331		
V _T	0.82	3.26	3.0709	1.8211	7.2650	7.0374	5.1418	
R	0.82	11.3317	8	7061	12	9794		

En vista del resultado obtenido en el apoyo "A" debido a la reacción, podemos decir que está trabajando a tensión y por lo tanto no se opone al efecto del Empuje Pasivo, sino que se suma al factor de seguridad de patee que está dado por la siguiente expresión:

$$F.S. = \frac{E P}{0} = \infty$$

Como conclusión de lo anterior podemos afirmar que la tablestaca es estable y no presenta falla por patee.

X	HOMERIDGE PARKWAY IN CONNECTION										EMERALD PARKWAY	
	1st	2nd	3rd	4th	5th	6th	7th	8th	9th	10th	11th	12th
0.00	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
0.50	0.1012	0.7166	0.7166	0.7166	0.7166	0.7166	0.7166	0.7166	0.7166	0.7166	0.7166	0.0000
1.00	0.4736	1.4331	1.4331	1.4331	1.4331	1.4331	1.4331	1.4331	1.4331	1.4331	1.4331	0.0000
1.50	0.5349	0.7565										0.0000
2.00	0.7032	0.3716	-0.5475	-0.5312	0.1559	-1.8587						0.0000
2.50	1.0500	-0.1423	-2.5233	-1.2463	-0.0721	-4.1013						0.0000
3.00	1.7256	-0.0367	-2.8419	-0.1974	-0.0943	-4.9489						0.0000
3.50	2.3007		-2.2805	0.16735	2.16219	-5.4963						0.0000
4.00			-0.5342	1.2937	3.3882							0.0000
4.50			2.1622	0.3193	1.2226	-4.15291						0.0000
5.00			5.5318	-0.1797	-0.7345	-2.5377						0.0000
5.50				0.2734	-2.0406	0.2947						0.0000
6.00					-2.2007	4.4431						0.0000
6.50					-1.2438	5.3988						0.0000
7.00					0.2631	1.0547						0.0000
7.50					1.5699	-0.0438						0.0000
8.00					3.8200	-2.3395						0.0000
8.50					4.5574	-2.7723						0.0000
Auto L.S.	0.1539	1.0032	1.0032	1.0032	1.0032	1.0032	1.0032	1.0032	1.0032	1.0032	1.0032	0.0000
Σ	0.0000	0.0000	-1.7387	0.8059	2.3488	-5.0181						5.0181
Auto L.S.	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	-0.3716	3.0055						0.3716

DIAGRAMA DE EMPUJE ACTIVO

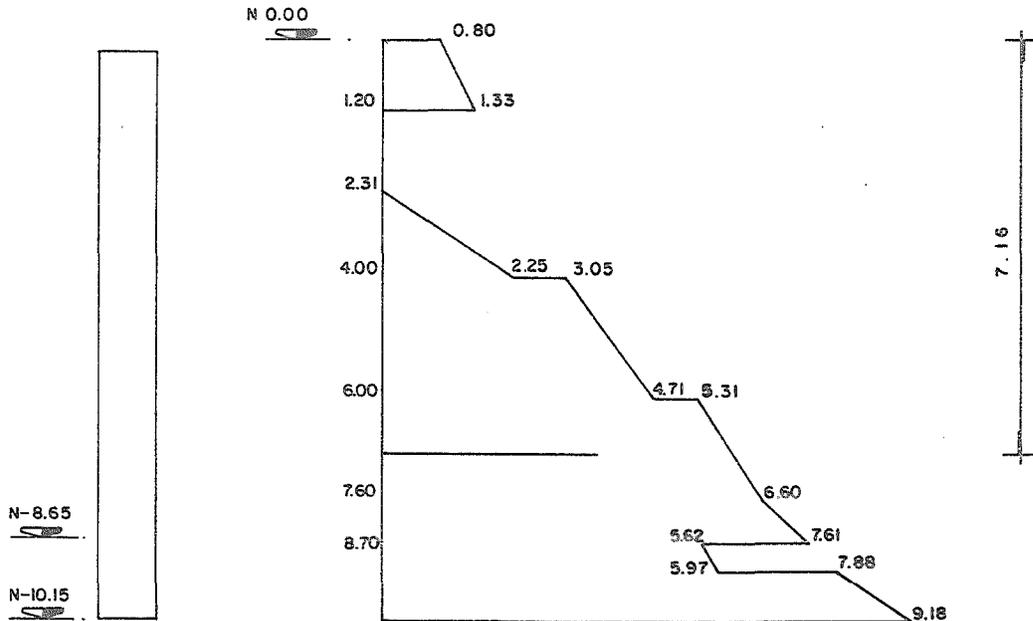


DIAGRAMA DE EMPUJE REDISTRIBUIDO

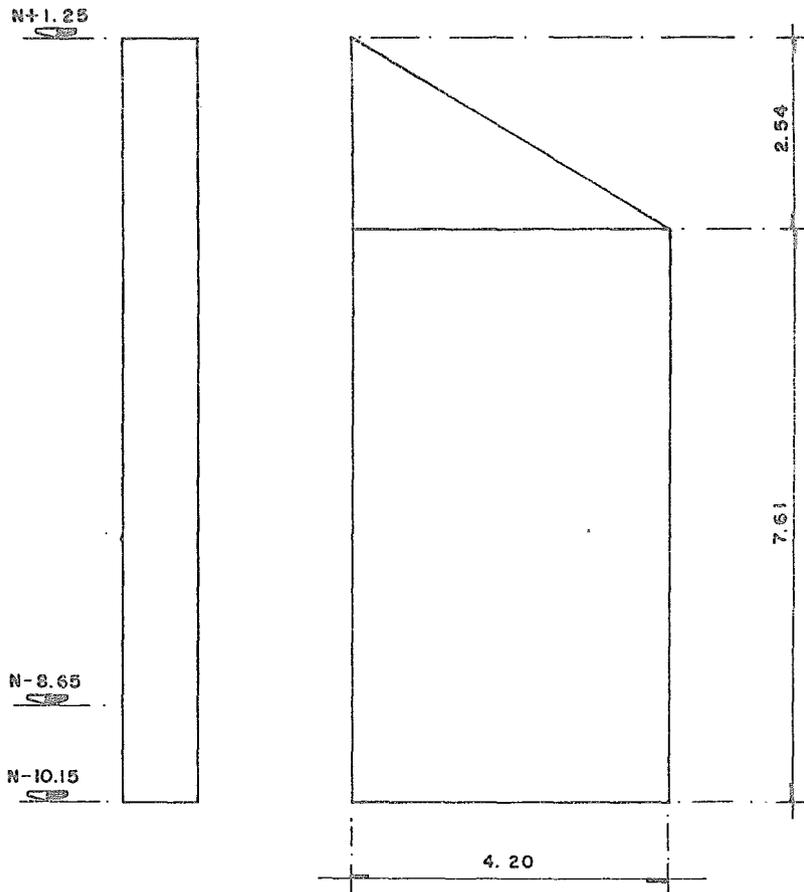
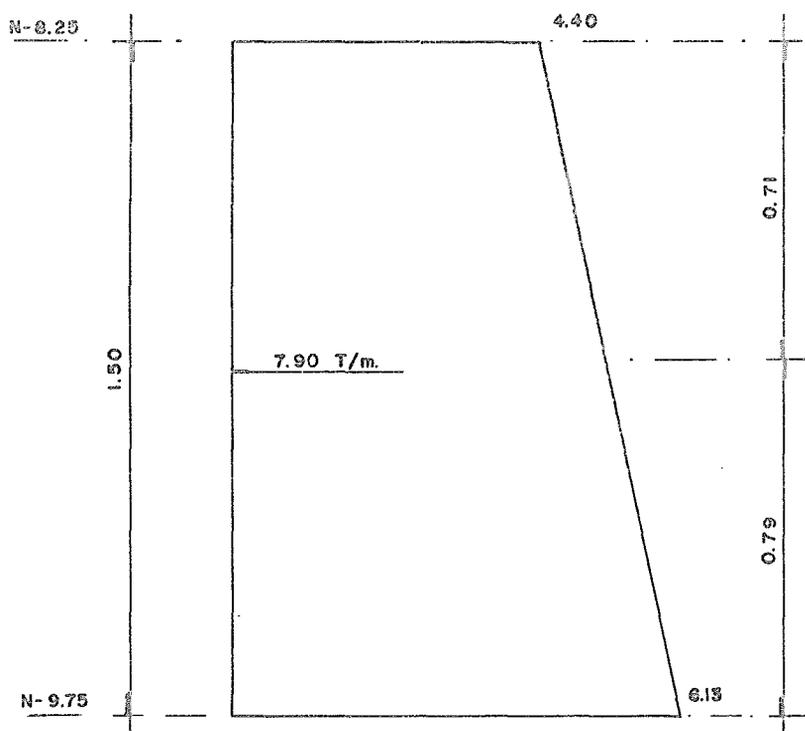


DIAGRAMA DE EMPUJE PASIVO
PATA DE 1.50m.



IV-2-b.- ANALISIS DEL CAJON

1ª Condición (Peso Propio + Empuje Redistribuido).

Peso Propio de losa superior.

$$\frac{0.7 + 0.85}{2} \cdot (2.4) = 1.86 \text{ t/m}^2$$

$$b = 1.00 \text{ m}$$

$$w_{L.S.} = 1.86(1.00) = 1.86 \text{ t/m}$$

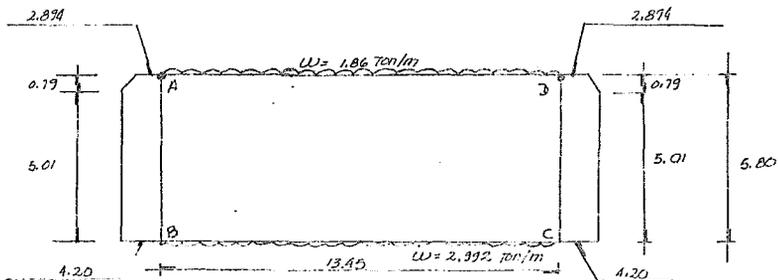
Peso para losa inferior.

$$w_{\text{muro}} = (4.9 + 0.15)(0.6)(2.4)(2) = 14.54 \text{ t/m}$$

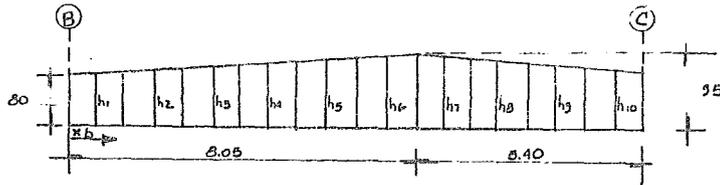
$$\text{claro a ejes} = 12.85 \text{ m}$$

$$w_{\text{muro}} = 1.132$$

$$w_{L.I.} = 1.132 + 1.86 = 2.992 \text{ t/m}$$



Cálculo de rigidez, factor de transporte y momento de em-
potramiento para la losa inferior por el método de Newmark
ya que se trata de una viga de sección variable.



$$w = 2.99 \text{ t/m}$$

$$E = \text{cte.}$$

$$b = 1.0 \text{ m}$$

$$I = \frac{bh^3}{12}$$

B → C

Δx	1.345	1.345	1.345	1.345	1.345	1.345	1.345	1.345	1.345	1.345
h	0.813	0.838	0.863	0.888	0.913	0.938	0.961	0.983	0.856	0.819
I	0.0448	0.049	0.0536	0.0584	0.0634	0.0688	0.0742	0.0793	0.0523	0.0458
x^6	0.2762	2.0175	3.3625	4.7075	6.0525	7.3975	8.7425	10.0875	11.4325	12.7775
$\Delta x / I$	30.022	27.447	25.093	23.081	21.215	19.549	20.015	22.681	25.717	29.367
$x \Delta x / I$	20.19	55.378	84.376	108.418	128.401	144.617	174.18	226.792	296.01	375.234
$x^2 \Delta x / I$	13.578	111.726	283.715	510.376	777.196	1069.603	1529.763	2307.994	3361.257	4794.558
$x^3 \Delta x / I$	9.131	225.409	753.191	2402.594	4703.676	7913.867	13373.957	23281.89	38427.65	61262.466

$$A = x / I = 244.139$$

$$B = x^2 / I = 1614.401$$

$$C = x^3 / I = 14759.926$$

$$D = x^4 / I = 152554.670$$

$$k_{BC} = \frac{C}{AC - B^2} = 0.0148$$

$$t_{BC} = \frac{B - C}{C} = 0.47$$

$$M_{eBC} = \frac{C^2 - BD}{AC - B^2} (14.95) = 42.62 \text{ t-m}$$

$$k_{BA} = 3EI/L = 3(0.6)^3/12(5.8) = 0.0093$$

$$f d B-A = \frac{0.0093}{0.0149 + 0.0093} = 0.38$$

$$f d C-B = \frac{0.0149}{0.0149 + 0.0093} = 0.62$$

Nudo	B		C	
	B-A	B-C	C-B	C-D
fd	0.38	0.62	0.62	0.38
Me	-17.38	42.62	-42.62	17.58
Mf	-31.01	31.01	-31.01	31.01

Ecuaciones de momento.

A - D

$$0 \leq x \leq 13.45$$

$$Mx = 12.5085x - 0.93x^2$$

B - A y C - D

$$0 \leq x \leq 0.39$$

$$Mx = -6.32x$$

$$0.39 \leq x \leq 0.526$$

$$Mx = -6.32x + 2.243(x - 0.39)$$

$$0.526 \leq x \leq 3.294$$

$$Mx = -6.32x + 2.243(x - 0.39) + 0.537(x - 0.526)$$

$$3.294 \leq x \leq 5.80$$

$$Mx = -6.32x + 2.243(x - 0.39) + 0.537(x - 0.526) + 21.042(x - 3.294)$$

B - C

$$0 \leq x \leq 13.45$$

$$Mx = -13.01 - 20.12x + 1.496x^2$$

2^a Condición (Carga Viva + Relleno).

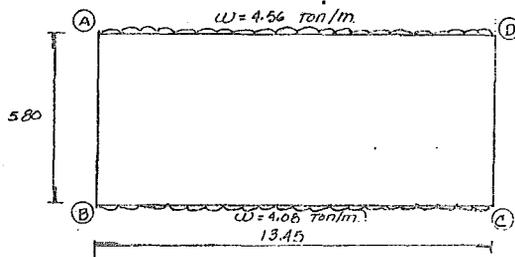
Análisis de carga

Peso para losa superior

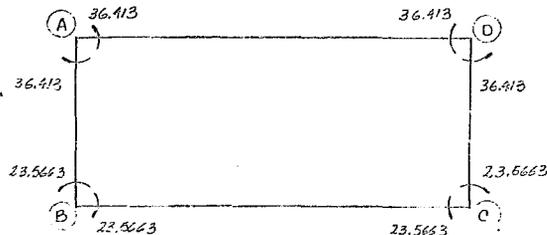
$$\begin{array}{rcl} \text{Relleno} & \underline{\quad\quad\quad} & 2.10(1.0) = 3.30 \text{ t/m}^2 \\ \text{C.V.} & \underline{\quad\quad\quad} & = 1.20 \text{ t/m}^2 \\ & & \hline & & 4.50 \text{ t/m}^2 \end{array}$$

Peso para losa inferior

$$\begin{array}{rcl} \text{Relleno} & \underline{\quad\quad\quad} & 2.10(1.0) = 3.30 \text{ t/m}^2 \\ \text{C.V.} & \underline{\quad\quad\quad} & = 0.72 \text{ t/m}^2 \\ & & \hline & & 4.08 \text{ t/m}^2 \end{array}$$



De la misma manera que en la 1^a condición y aplicando el método de Newmark en ambas losas se obtienen los siguientes momentos finales:



Ecuaciones de momento.

A - D

$0 \leq x \leq 13.45$

$$Mx = 30.000x - 30.413 - 2.28x^2$$

B - A y C - D

$0 \leq x \leq 5.80$

$$Mx = -2.215x - 23.5003$$

B - C

$0 \leq x \leq 13.45$

$$Mx = -27.438x + 23.5003 + 2.04x^2$$

3^a Condición (1^a + 2^a).

Ecuaciones de momento.

A - D

$$0 \leq x \leq 13.45$$

$$M_x = -3.21 x^2 + 43.18 x - 30.41$$

B - A y C - D

$$0 \leq x \leq 0.39$$

$$M_x = -8.54 x - 23.57$$

$$0.39 \leq x \leq 0.526$$

$$M_x = -6.29 x - 24.44$$

$$0.526 \leq x \leq 3.294$$

$$M_x = -5.76 x - 24.73$$

$$3.294 \leq x \leq 5.80$$

$$M_x = -15.29 x - 94.04$$

3 - C

$$0 \leq x \leq 13.45$$

$$M_x = 3.54 x^2 - 47.56 x + 10.56$$

Tabulación.

Barra	x	1ª	2ª	3ª
A - D Losa sup.	0.000	0.000	-36.4130	-36.4130
	1.345	15.142	0.7082	15.8495
	2.690	26.918	29.5802	56.4982
	4.035	35.330	50.2031	85.5331
	5.380	40.377	62.5768	102.9538
	6.725	42.060	66.7014	108.7614
	8.070	40.377	62.5768	102.9538
	9.415	35.330	50.2031	85.5331
	10.760	26.918	29.5802	56.4982
	12.105	15.142	0.7082	15.8495
13.450	0.000	-36.413	-36.4130	
B - A C - D Muros	0.000	0.000	-23.5662	-23.5662
	0.790	-3.953	-25.3161	-29.2697
	1.160	-5.263	-26.1356	-31.3990
	1.740	-7.316	-27.4203	-34.7364
	2.320	-9.369	-28.7050	-38.0748
	2.900	-11.423	-29.9887	-41.4127
	3.480	-9.570	-31.2744	-40.8444
	4.060	0.580	-32.5591	-31.9791
	4.640	10.730	-33.8438	-23.1138
	5.220	20.880	-35.1285	-14.2485
5.800	31.030	-36.4132	-5.3832	
B - C Losa inf.	0.000	22.235	23.5662	45.8021
	1.345	-2.105	-9.6475	-11.7525
	2.690	-21.036	-35.4804	-56.5162
	4.035	-35.558	-53.9324	-89.4910
	5.380	-42.672	-65.0037	-107.6759
	6.725	-45.376	-68.6941	-114.0708
	8.070	-42.672	-65.0037	-107.6754
	9.415	-35.558	-53.9324	-89.4910
	10.760	-21.036	-35.4804	-56.5165
	12.105	-2.105	-9.6475	-11.7525
13.450	22.235	23.5662	45.8021	

Para la tabulación del muro (B-A, C-D) como análisis del cajón deberá ser congruente con la tabulación del análisis como tablestaca.

Barra	x	1ª	2ª	1ª + 2ª
	0.00	0.0000	-23.5062	-23.5062
	0.15	-0.9480	-23.8985	-24.8465
	0.65	-3.4580	-25.0060	-28.4640
	0.79	-3.9536	-25.3161	-29.2697
	0.85	-4.1660	-25.4490	-29.6150
	1.15	-5.2280	-26.1135	-31.3415
B - A	1.65	-6.9980	-27.2210	-34.2190
C - D	1.95	-8.0600	-27.8855	-35.9455
Muros	2.10	-8.591	-28.2177	-36.8087
	2.65	-10.5380	-29.4360	-39.974
	2.80	-11.0690	-29.7682	-40.8372
	3.15	-12.3080	-30.5435	-42.8515
	3.65	-6.5950	-31.6510	-38.2460
	4.10	1.2800	-32.6477	-31.3677
	4.65	10.9050	-33.8660	-22.9610
	5.15	19.6550	-34.0810	-7.6760
	5.80	31.0300	-36.4132	-5.3832

π		Momentos			Envolvente	
Tables.	Cajón	Tables. (-)	Tables. (+)	Cajón	M diseño (+)	M diseño (-)
0.00	0.00	0.0000	0.0000	-23.5662	0.0000	23.5662
0.50	0.15	0.0000	0.7166	-24.8465	0.7166	24.9611
1.00	0.65	0.0000	1.4331	-28.4640	1.4331	29.3820
1.14	0.79	0.0000	0.5399	-29.2697	0.5399	30.4317
1.20	0.85	0.0000	0.7032	-29.6150	0.7032	30.8563
1.50	1.15	1.8587	1.0866	-31.3415	1.0866	32.7529
2.00	1.65	4.1013	1.7256	-34.2190	1.7256	35.0738
2.30	1.95	4.9429	1.9844	-35.9455	1.9844	35.4623
2.45	2.10	0.0000	2.3007	-36.8087	2.3007	37.6447
3.00	2.65	5.4363	2.6219	-39.9740	2.6219	36.5656
3.15	2.80	0.0000	3.3882	-40.8372	3.3882	36.4271
3.50	3.15	4.5291	1.2286	-42.8515	1.2286	35.7339
4.00	3.65	2.5717	2.1622	-38.2460	2.1622	33.8574
4.45	4.10	2.0406	5.5318	-31.3677	5.5318	31.2684
5.00	4.65	2.2007	4.4931	-22.9610	4.4931	26.9492
5.50	5.15	1.2438	5.3982	-15.3185	5.3988	21.9086
6.00	5.65	0.0000	1.0547	-7.6760	1.0547	15.8410
6.15	5.80	0.0438	1.5699	-5.3832	1.5699	13.8125
6.50		2.3295	3.8200		3.8200	2.3295
6.60		2.7723	4.5574		4.5574	2.7723

M paño de muro L.S. a 0.30 m

$$M_{1a} = 3.6684 \text{ t-m}$$

$$M_{2a} = -27.4184 \text{ t-m}$$

$$M \text{ paño muro} = -23.75 \text{ t-m}$$

$$M_{cl} = 108.7614 \text{ t-m}$$

Muro

Paño L.S.

Tablestaca

$$M(+)\ 0.70 = 1.0032\ t-m$$

$$M(-)\ 0.70 = 0.000\ t-m$$

Cajón

$$M\ \text{paño L.S.} = -26.56\ t-m$$

$$M\ \text{máx}(+) = 5.5318\ t-m$$

Centro del Claro

Tablestaca

$$M(+)\ c1 = 2.3998\ t-m$$

$$M(-)\ c1 = 5.0181\ t-m$$

Cajón

$$M\ c1 = -41.4127\ t-m$$

Paño L.I.

Tablestaca

$$M(+)\ 5.75 = 3.0955\ t-m$$

$$M(-)\ 5.75 = 0.3716\ t-m$$

Cajón

$$M\ \text{paño L.I.} = -11.50\ t-m$$

Losq Inferior a 0.30 m

$$M\ \text{paño muro} = 31.8505\ t-m$$

$$M\ c1 = -114.0708\ t-m$$

Elemento	Zona	Momento	d	p	As	Armado
Losa Superior	Paño Muro	-23.75	65	0.002429	16.09	#6 a 17
	CL	158.76	80	0.002028	64.22	_____
Muro	Paño L.S.	-26.56	53	0.004199	22.25	#6 a 12
	M máx (+)	5.532	53	0.000831	13.12	#6 a 21
	CL	-41.412	53	0.006828	36.19	#6 a 7
	Paño L.I.	-11.50	53	0.001751	13.12	#6 a 21
Losa Inferior	Paño Muro	31.857	75	0.002448	18.56	#6 a 15
	CL	-114.071	90	0.00487	58.38	2#8 a 17

$$f'c = 200 \text{ kg/cm}^2$$

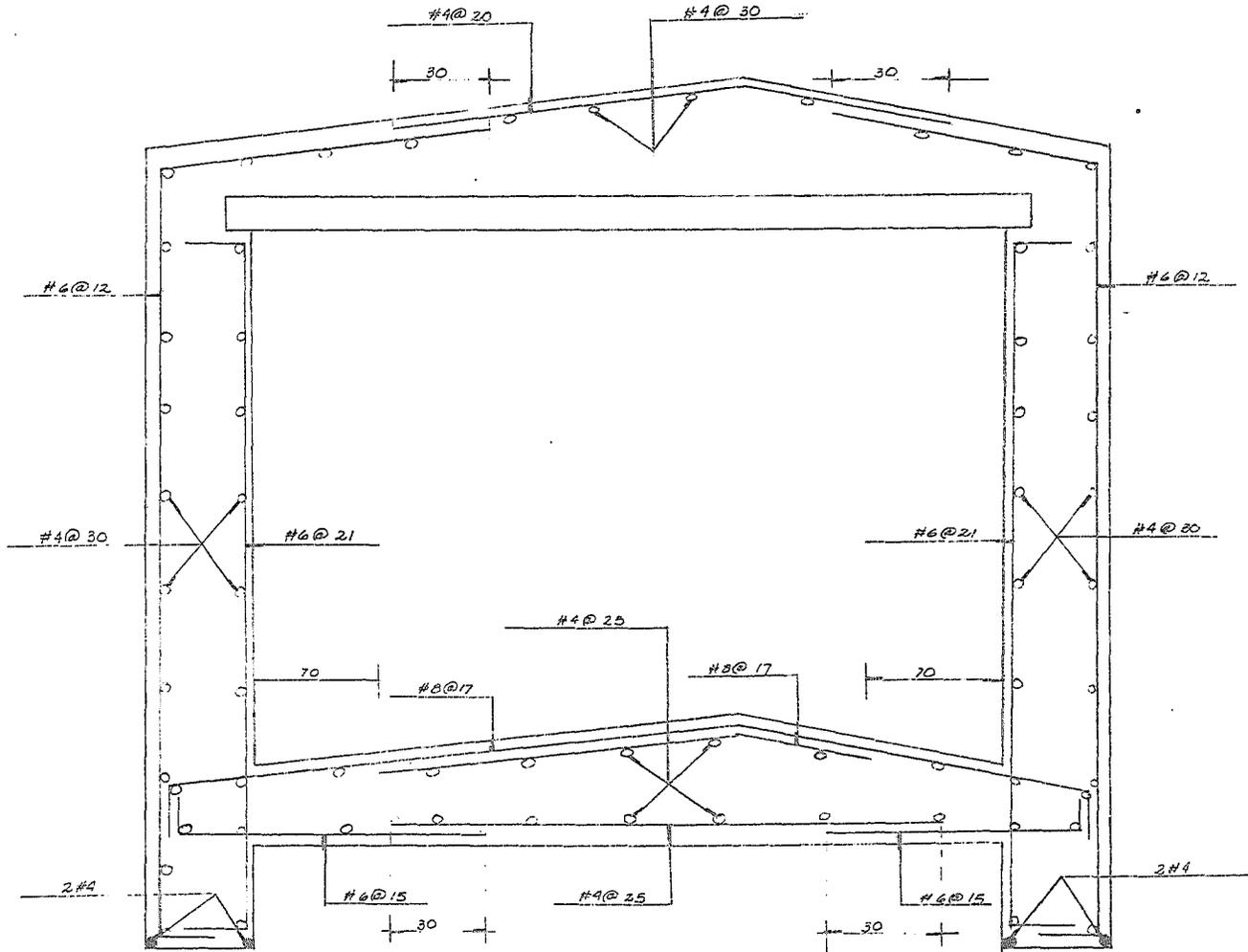
$$f_y = 4000 \text{ kg/cm}^2$$

$$p_{\min} = 0.00247487$$

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

$$p = 0.034 \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2451 M}{b d^2}} \right]$$

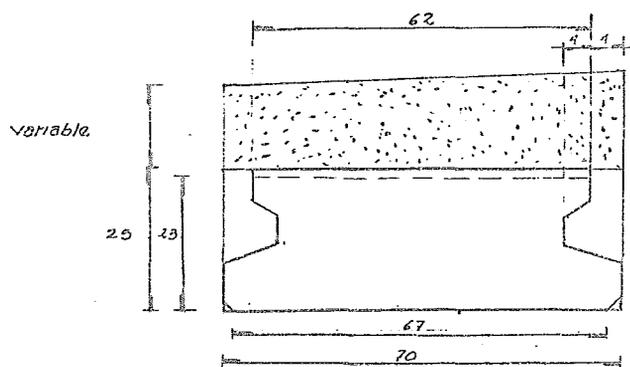
$$As = p \cdot b \cdot d$$



100

IV - 3 .- ANALISIS Y DISEÑO DE TABLETA

Diseño de tableta de 25 x 70 x 730 (cm)

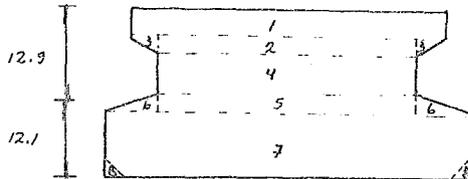


$$f'c_t = 400 \text{ kg/cm}^2$$

$$f'c_f = 150 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Area de tableta} = 1590 \text{ cm}^2$$

Propiedades geométricas de la sección simple.



Sección	b	h	A	I_0	y	Ay	d	d^2	$A d^2$
(+)1	62	7.5	465	2179.69	21.25	9881.25	9.15	83.72	38929.80
(+)2	54	1.5	81	15.19	16.75	1356.75	4.65	21.26	1751.22
(+)3	4	1.5	6	0.75	17.00	102.00	4.90	24.01	144.06
(+)4	54	4.0	216	288.00	14.00	3024.00	1.90	3.61	779.76
(+)5	54	2.0	108	36.00	11.00	1188.00	1.10	1.21	130.68
(+)6	4	2.0	16	3.56	10.67	170.72	1.43	2.05	32.80
(+)7	70	10.0	700	5833.33	5.00	3500.00	7.10	50.41	35287.00
(-)8	1.5	1.5	2.25	0.28	0.50	1.12	11.60	134.56	302.76
			1590	8356.23		19221.595			76753.84

$$I_{xx} = \sum I_0 + \sum A d^2$$

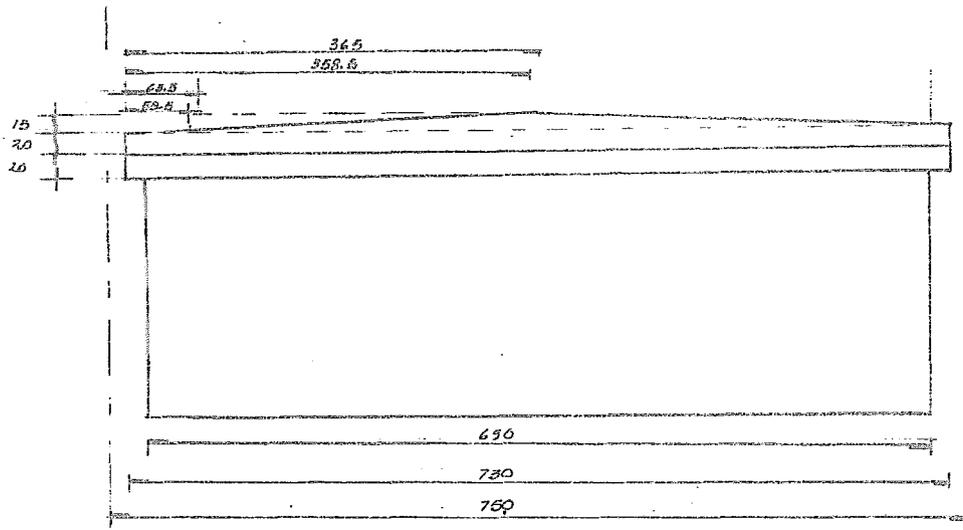
$$I_{xx} = 8356.23 + 76753.84 = 85110 \text{ cm}^4$$

$$y_i = \frac{\sum Ay}{A} = \frac{19221.595}{1590} = 12.10 \text{ cm}$$

$$y_s = 25 - 12.1 = 12.90 \text{ cm}$$

$$S_i = 85110/12.10 = 7034 \text{ cm}^3$$

$$S_s = 85110/12.90 = 6598 \text{ cm}^3$$



Por triángulos semejantes:

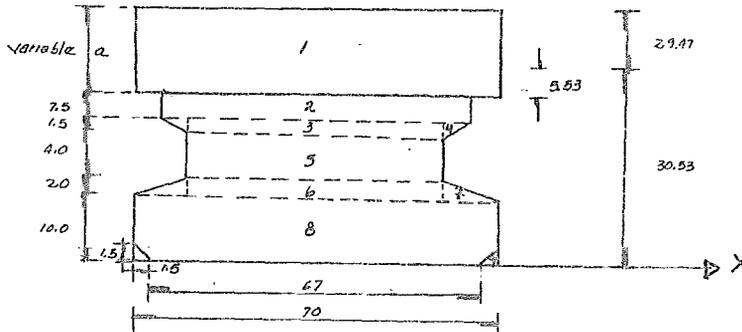
$$365/15 = 58.5/x \implies x = 2.4 \text{ cm} \quad ; \quad a \ 58.5 = 20 + 2.4 = 22.4 \text{ cm}$$

$$365/15 = 63.5/x \implies x = 2.6 \text{ cm} \quad ; \quad a \ 63.5 = 20 + 2.6 = 22.6 \text{ cm}$$

$$365/15 = 358.5/x \implies x = 14.7 \text{ cm} \quad ; \quad a \ 358.5 = 20 + 14.7 = 34.7 \text{ cm}$$

$$365/15 = 365/x \implies x = 15 \text{ cm} \quad ; \quad a \ 365 = 20 + 15 = 35 \text{ cm}$$

Propiedades geométricas de la sección compuesta.



Al centro del claro ($a = 35$ cm)

Sección	b	h	A	I_0	y	Ay	d	d^2	$A d^2$
1	70	35	2450	250104.17	42.50	104125.00	11.97	143.28	3510.3
2	62	7.5	465	2179.69	21.25	9881.25	9.28	86.12	4095.8
3	54	1.5	81	15.19	16.75	1356.75	13.78	189.89	15381.1
4	4	1.5	6	0.75	17.00	102.00	13.53	183.06	1098.3
5	54	4.0	216	288.00	14.00	3024.00	16.53	273.24	59019.8
6	54	2.0	108	36.00	11.00	1188.00	19.53	381.42	41193.3
7	8	2.0	16	3.56	10.67	170.72	19.86	394.42	6310.7
8	70	10	700	5833.33	5.0	3500.00	25.53	651.78	456246.0
9	1.5	1.5	2.25	0.28	0.5	1.12	30.03	901.80	2029.0
			4040	258460.40		123346.60			968302.1

$$y_i = 123346.6 / 4040 = 30.53 \text{ cm}$$

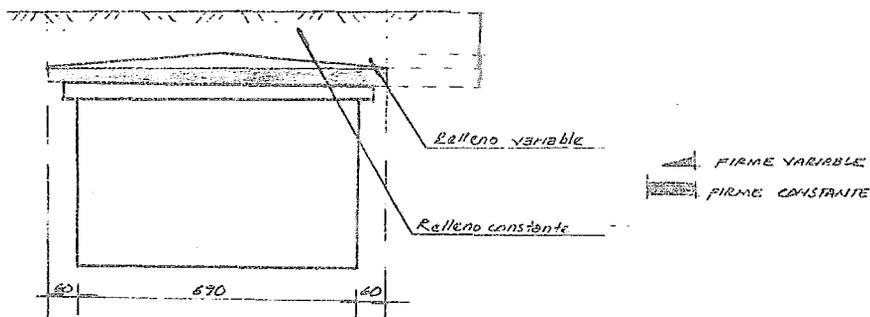
$$y_s = (25 + 35) - 30.53 = 29.47 \text{ cm}$$

$$I_{xx} = \sum I_0 + \sum A d^2$$

$$I_{xx} = 258460.4 + 968302.12 = 1226762.5 \text{ cm}^4$$

$$S_i = 1226762.5 / 30.53 = 40182.2 \text{ cm}^3$$

$$S_s = 1226762.5 / 29.47 = 41627.5 \text{ cm}^3$$

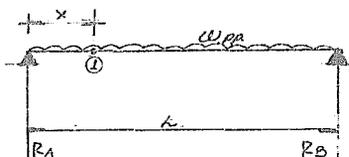


Datos

$$\begin{aligned} M_{cl} &= 20.76 \text{ t-m} \\ M(-) &= 17.41 \text{ t-m} \\ \phi^h &= 1.6 \text{ t/m}^3 \\ h_r &= 1.85 \text{ m} \\ c.v. &= 1.2 \text{ t/m} \\ f'c_f &= 150 \text{ kg/cm}^2 \\ f'c_t &= 400 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

cargas

$$\begin{aligned} w_{pp\ t} &= 1590(2400) = 382 \text{ kg/m} \\ w_{fc} &= 0.2(0.7)(2400) = 336 \text{ kg/m} \\ w_{fv} &= 0.7(0.15)/2 (2400) = 126 \text{ kg/m} \\ w_{rv} &= 0.7(0.15)/2 (1600) = 84 \text{ kg/m} \\ w_{rc} &= 1.85(0.7)(1600) = 2072 \text{ kg/m} \\ w_{c.v.} &= 1200(0.7) = 840 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

DISEÑO DEL PRESFUERZO

$$R_A = R_B = w_{pp} L/2$$

$$x = 50 \phi ; \phi \#4 = 1.27 \text{ cm}$$

$$x = 63.5 \text{ cm}$$

$$M_1 = R_A x - \frac{w_{pp} x^2}{2}$$

$$M_1 = w_{pp}/2 (x) - w_{pp} x^2/2 ; M_1 = w_{pp}/2 (L-x)$$

$$M_1 = 3.82(63.5)/2 (730 - 63.5) = 80836.45 \text{ kg-cm}$$

Esfuerzo debido a P.P. en la fibra superior (punto 1).

$$f_{p.p.s} = \frac{80830.45}{6598} = 12.25 \text{ kg/cm}^2$$

1ª Etapa (P.P. sin relleno)

Del manual AASHTO (77) el esfuerzo permisible a tensión antes de las pérdidas es igual a 14 kg/cm²

$$\frac{T_o}{A} - \frac{T_{oe}}{S_s} + f_{pp} = -14$$

$$\frac{T_o}{1590} - \frac{T_{oe}}{6598} + 12.25 = -14$$

$$\frac{T_o}{1590} - \frac{T_{oe}}{6598} = -26.25 \text{ ----- (1)}$$

2ª Etapa (P.P. + relleno)

Considerando un 18% de pérdidas

$$0.82 \left[\frac{T_o}{A} + \frac{T_{oe}}{S_i} \right] - f_{ppi} - f_{fici} - f_{fvi} - f_{adic} = -16$$

Del manual AASHTO (77) el esfuerzo permisible a tensión después de las pérdidas es igual a $0.8\sqrt{f'_c}$

a) Esfuerzo debido a P.P.

$$L = 7.30 \text{ m}$$

$$x = 3.65 \text{ m}$$

$$M_{pp} = 382(3.65)/2 (7.3 - 3.65) = 2544.0 \text{ kg-m}$$

$$f_{ppi} = 254460/7034 = 36.28 \text{ kg/cm}^2$$

b) Esfuerzo de firme constante

$$L = 7.50 \text{ m}$$

$$M_{fci} = \frac{330(3.75)}{2} (7.5 - 3.75) = 2302.5 \text{ kg-m}$$

$$f_{fci} = 230250/7034 = 33.59 \text{ kg/cm}^2$$

c) Esfuerzo de firme variable

$$M_{fvi} = \frac{w_{fv} L^2}{12} = 120(7.5)^2/12 = 590.03 \text{ kg-m}$$

$$f_{fvi} = 59002.5/7034 = 8.4 \text{ kg/cm}^2$$

d) Esfuerzo adicional

Carga por metro de ancho:

$$w_{rc} = 1.85(1.0)(1.0) = 2.96 \text{ t/m/m}$$

$$w_{rv} = 0.15(1.0)(1.0) = 0.24 \text{ "}$$

$$w_{cv} = 1.2(1.0)(1.0) = 1.2 \text{ "}$$

$$w_s = 2.96 + 1.2 = 4.16 \text{ "}$$

$$x_{\text{máx}} = L/2 = 7.5/2 = 3.75 \text{ m}$$

$$M_x = (w_{rv} + 3w_s) \frac{x^2}{6} = (0.24 + 3(4.16)) \frac{3.75^2}{6} = 29.81 \text{ t-m}$$

$$M_{\text{adic}} = 29.81 - 17.41 = 12.4 \text{ t-m}$$

$$f_{\text{adic}} = 12.4(1.4) 10^3 / 40132.2 = 43.2 \text{ kg/cm}^2$$

$$\left[\frac{F_o}{A} + \frac{F_{oe}}{S_1} \right] = 0.82 - 30.28 - 33.59 - 8.4 - 43.2 = -110$$

$$\frac{T_o}{1590} + \frac{T_o e}{7034} = 128.03 \text{ kg/cm}^2 \text{ -----(2)}$$

De la ecuación 1 tenemos:

$$T_o e = \left[\frac{T_o}{1590} + 20.25 \right] 0598 \text{ -----(1')}$$

De la ecuación 2 tenemos:

$$T_o e = \left[128.03 - \frac{T_o}{1590} \right] 7034 \text{ -----(2')}$$

Igualando 1' y 2':

$$\frac{0598}{1590} T_o + 173197.5 = 904783 - \frac{7034}{1590} T_o$$

$$4.15 T_o + 173197.5 = 904783 - 4.423 T_o$$

$$4.15 T_o + 4.423 T_o = 904783 - 173197.5$$

$$8.573 T_o = 731585.92$$

$$\underline{\underline{T_o = 85336 \text{ kg}}}$$

Cálculo de la excentricidad.

De la ecuación 1:

$$T_o \left[\frac{1}{1590} - \frac{e}{0598} \right] = -20.25$$

De la ecuación 2:

$$T_o \left[\frac{1}{1590} + \frac{e}{7034} \right] = 128.03$$

De 1:

$$T_o = \frac{-20.25}{\frac{1}{1590} - \frac{e}{0598}} \text{ -----(3)}$$

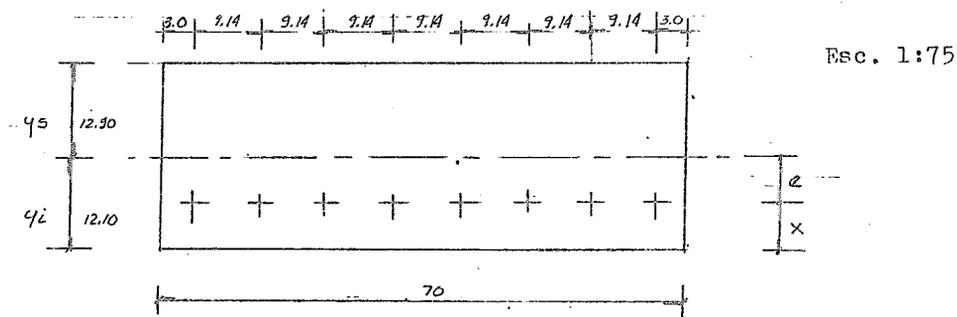
COLOCACION DE LOS CABLES DE PRESTFUERZO

De las especificaciones del código de construcción de concreto reforzado del Prestressed Concrete Institute:

"El espaciamiento mínimo libre entre el acero de pretensado en cada extremo del miembro será 4ϕ de los alambres individuales ó 3ϕ de los cables, pero no será menor de $1\frac{1}{3}$ veces el tamaño máximo del agregado grueso"

$$3\phi t = 3(1.27) = 3.81 \text{ cm} = 4.0 \text{ cm}$$

$$1\frac{1}{3} (3/4") = 1\frac{1}{3} (1.905) = 2.54 \text{ cm} = 3.0 \text{ cm}$$



$$e_{\text{máx}} = 6.03 \quad e_{\text{prom}} = 5.72 \text{ cm}$$

$$e_{\text{mín}} = 5.41$$

$$y_i - x = 5.72 \text{ cm}$$

$$x = 12.10 - 5.72 = 6.38 = 6.5 \text{ cm}$$

$$e = 12.10 - 6.5 = 5.6 \text{ cm}$$

$$e_{\text{mín}} < e < e_{\text{máx}}$$

Diseño de $f'ci$

$$f'ppi = \frac{M_{pp}}{S_{iss}} = \frac{80836.45}{7034} = 11.49 \text{ kg/cm}^2$$

1ª Etapa

$$f'ci = \frac{T_o}{A} + \frac{T_{oe}}{S_i} - f'ppi = \frac{92000}{1590} + \frac{92000(5.6)}{7034} - 11.49 = 119.62 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

$$f'c_{adm} = 0.6 f'ci = 0.6(0.7 \times 400) = 168 \text{ kg/cm}^2$$

$$f'c_{adm} > f'ci \quad \text{bien}$$

2ª Etapa

$$f_c = \left[\frac{T_o}{A} + \frac{T_{oe}}{S_s} \right] 0.82 + f_{pps} + f_{fcs} + f_{fvs} + f_{adic}$$

$$f_{pps} = \frac{25446}{6598} = 38.57$$

$$f_{fvs} = \frac{59063}{6598} = 8.96$$

$$f_{fcs} = \frac{236050}{6598} = 35.81$$

$$f_{adic} = \frac{12.4(1.4)(10^5)}{41627.5} = 41.79$$

$$f_c = \left[\frac{92000}{1590} + \frac{92000(5.6)}{6598} \right] 0.82 + 125.04 = 108.86 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{adm} = 0.4 f'c = 0.4(400) = 160 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{adm} > f_c \quad \text{bien}$$

CALCULO DEL MOMENTO RESISTENTE

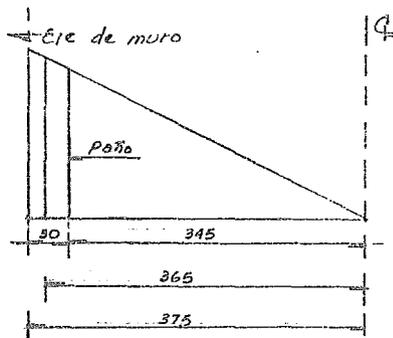
$$f_{adic} = \left[\frac{T_o}{A} + \frac{T_{oe}}{S_i} \right] 0.82 - 36.28 - 33.56 - 8.4 + 16$$

$$f_{adic} = \left[\frac{8(11500)}{1590} + \frac{8(11500)(5.6)}{7034} \right] 0.82 - 62.27 = 64.84 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_r = f_{adic} \times S_{isc} = \frac{64.84(40182.2)}{1.4 \times 10^5} = 19.76 \text{ t-m} > 12.40 \text{ t-m}$$

ANÁLISIS POR CORTANTE

A 20 cm del extremo de la tableta:



a) Cortante por P.P.

$$V_{305} = \frac{382(7.3)}{2} = 1394.30 \text{ kg}$$

Por triángulos semejantes V a 20 cm del extremo de la tableta.

$$\frac{3.75}{1394.3} = \frac{3.45}{x} ; \quad \underline{\underline{V_{345} = 1283 \text{ kg}}}$$

b) Cortante por firme constante

$$V_{375} = \frac{336(7.5)}{2} = 1260 \text{ kg} ; \quad \underline{\underline{V_{345} = 1159 \text{ kg}}}$$

c) Cortante por firme variable

$$V_{375} = \frac{126}{2} \left[\frac{7.5}{2} \right] = 236.25 \text{ kg} ; \quad \underline{\underline{V_{345} = 217.35 \text{ kg}}}$$

d) Cortante por relleno constante

$$V_{375} = \frac{2072}{2} \left[\frac{7.5}{2} \right] = 3885 \text{ kg} ; \quad \underline{\underline{V_{345} = 3574 \text{ kg}}}$$

e) Cortante por relleno variable

$$V_{375} = \frac{84(7.5)}{2} = 315 \text{ kg} ; \quad \underline{\underline{V_{345} = 290 \text{ kg}}}$$

f) Cortante por carga viva

$$V_{375} = \frac{840(7.5)}{2} = 3150 \text{ kg} ; \quad \underline{\underline{V_{345} = 2898 \text{ kg}}}$$

Calculo del refuerzo por cortante

$$V_u = V_{cv} + V_{cm}$$

$$V_u = 2898 + 6523.35 = 9421.35 \text{ kg}$$

$$V_c = 0.06 f'_c b_w j d ; \quad f'_c > 211 \text{ kg/cm}^2 \therefore V_c = 12.7 b_w j d$$

$$j d = d - \frac{a}{2}$$

$$b = 62 \text{ cm}$$

$$d = (25 + 20 - 6.5) = 38.5 \text{ cm}$$

$$a = \rho_p f_{ps} d / 0.85 f'_c$$

f_{ps} = Esfuerzo en el acero de presfuerzo en la resistencia nominal a flexión.

$$f_{ps} = f_{pu} \left[1 - \frac{\rho_p f_{pu}}{2 f'_c} \right] \quad (\text{Pág. 53 Diseño de vigas de concreto presforzado. IMCYC})$$

$$f_{pu} = \text{Resistencia última a tensión del acero de presfuerzo} = 17500 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{pág. 67 T.Y. Lin})$$

$$\rho_p = \text{porcentaje de acero de presfuerzo} = A_p / b d$$

$$A_p = 8(0.926) = 7.41 \text{ cm}^2$$

$$\rho_p = \frac{7.41}{62(38.5)} = 0.0031043$$

$$f_{ps} = 17500 \left[1 - \frac{0.0031043(17500)}{2(400)} \right] = 16312 \text{ kg/cm}^2$$

$$a = (0.0031043)(16312)(38.5)/(0.85)(400) = 5.73 \text{ cm}$$

$$j d = 38.5 - \frac{5.73}{2} = 38.24 \text{ cm}$$

$$V_c = 12.7 b_w j d$$

$$V_c = 12.7(62)(38.24) = 30110 \text{ kg}$$

$$V_u = 9421.35 \text{ kg}$$

$$V_u \ll V_c$$

Por lo que utilizaremos:

$$S_{\text{máx}} = \frac{A_v f_y}{7.03 (b_w)}$$

Usando E # 3

$$S_{\text{máx}} = \frac{2(0.70)(4000)}{7.03(62)} = 13 \text{ cm}$$

Se usarán E # 3 a 13 cm

CALCULO DEL FLUJO DE CORTANTE

$$V_u = \frac{V_u Q}{I_{xx} b_v}$$

Q = Area del firme por la distancia del centroide de la sección compuesta al centroide del firme.

$$Q = b(27.5)(11.97) = 20409 \text{ cm}^3$$

$$I_{xx} = \left[I_t + A_t (d^2) \right] + \left[I_f + A_f (D^2) \right]$$

I_t = Momento de Inercia de la tableta _____ 85110 cm⁴

A_t = Area de la tableta _____ 1590 cm²

d^2 = Distancia entre el centroide de la tableta y el centroide de la sección compuesta _____ 339.67 cm

I_f = Momento de Inercia del firme _____ 107450.5 cm⁴

A_f = Area del firme _____ 1075 cm²

D^2 = Distancia entre el centroide del firme al centroide de la sección compuesta _____ 247.1 cm

$$V_u = 9421.35 \text{ kg}$$

$$b_v = 62 \text{ cm}$$

$$I_{xx} = \left[85110 + 1590(339.67) \right] + \left[107450.5 + 1075(247.1) \right]$$

$$I_{xx} = 1153941.2 \text{ cm}^4$$

$$V_u = \frac{9421.35(20409)}{1153941.2(62)} = 2.68 \text{ kg/cm}^2$$

Del Reglamento AASHTO

$$V_{um\acute{e}x} = 21.1 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_u \ll V_{um\acute{e}x}$$

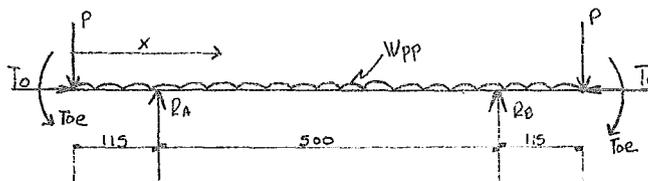
Se necesitan los amarres mínimos de acero y la superficie de contacto del elemento prefabricado deberá estar limpia e intencionalmente rugosa.

$A_{v\text{mín}} \text{ requerido} = 1.43 \text{ cm}^2$ por cada espacio de 30 cm

$$A_{v\text{mín}} \text{ requerido} = \frac{143}{30} = 0.048 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

DISEÑO DEL REFUERZO NEGATIVO

a) Por izaje



$$\begin{aligned} T_o &= 92000 \text{ kg} \\ w_{pp} &= 382 \text{ kg/m} \\ P &= 100 \text{ kg} \\ L &= 730 \text{ cm} \\ e &= 5.6 \text{ cm} \\ T_{o_c} &= 11500 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$R_A = \frac{382(7.3) + 200}{2} = 1494.3 \text{ kg}$$

· Ecuación de momento.

$$0 \leq x \leq 1.15$$

$$M_x = -T_{o_e} - Px - \frac{w x^2}{2} = \left[-92000(0.056) - 100x - 191x^2 \right]$$

x	M
1.15	-5519.60
1.50	-5208.85
2.00	-4846.10
2.50	-4578.85
3.00	-4407.10
3.65	-4326.00

Se diseñará con $M_u = -5519.60 \text{ kg-m}$

b) Por presfuerzo

$$M(-) = M_{pp} - T_0 e$$

$$M(-) = 808.30 - 5152 = -4343.64 \text{ kg-cm}$$

Calculo del acero

$$f'_c = 400 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4000 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_d = 551960 \text{ kg-cm}$$

$$b = 70 \text{ cm}$$

$$h = 25 \text{ cm}$$

$$d_1 = 4 \text{ cm}$$

$$d = 21 \text{ cm}$$

$$f_c = 0.45(400) = 180 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_s = 0.55(4000) = 2200 \text{ kg/cm}^2$$

$$n = E_s/E_c = 2.01 \times 10^6 / 10000 \sqrt{400} = 10.05$$

$$M_1 = R b d^2 ; \quad R = \frac{1}{2} f_c K j$$

$$K = 1/1 + \frac{f_s}{n f_c} = 0.451$$

$$j = 1 - \frac{K}{3} = 0.849$$

$$R = \frac{1}{2} (180) 0.451 (0.849) = 34.46$$

$$M_1 = 34.46 (70) (21)^2 = 1063808 \text{ kg-cm}$$

$$M_1 \gg M_T$$

Se diseñará para $M = 551960 \text{ kg-cm}$

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{551960}{2200 (0.849) (21)} = 14.07 \text{ cm}^2$$

11 Vs # 4

CALCULO DE LA FLECHA Y CONTRAFLECHA

$$\begin{aligned}
 w_{ps} &= 382 \text{ kg/m} \\
 T_o &= 92000 \text{ kg} \\
 L &= 7.30 \text{ m} \\
 E &= 100000 \\
 e &= 0.056 \text{ m} \\
 I &= 85110 \text{ cm}^4 \\
 f'c &= 400 \text{ kg/cm}^2
 \end{aligned}$$

a) P.P.

$$\Delta_{pp} = \frac{5 w L^4}{384 EI} = 0.55 \text{ cm}$$

b) Presfuerzo

$$\Delta_{T_o} = \frac{T_o e L^2}{8 EI} = 1.34 \text{ cm}$$

$$\delta = 1.34 - 0.55 = 0.79 \text{ cm}$$

c) C.V. + relleno

$$w = 34.58 \text{ kg/cm}$$

$$\Delta = \frac{w L^4}{384 EI} = 3.0 \text{ cm}$$

$$\Delta = 3.0 - 0.79 = \underline{\underline{2.21 \text{ cm}}}$$

FIGURA #1 PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO
DEL MURO DE ACOMPAÑAMIENTO.

PASO 1

PASO 2

EQUIPO
DE
EXCAVACION

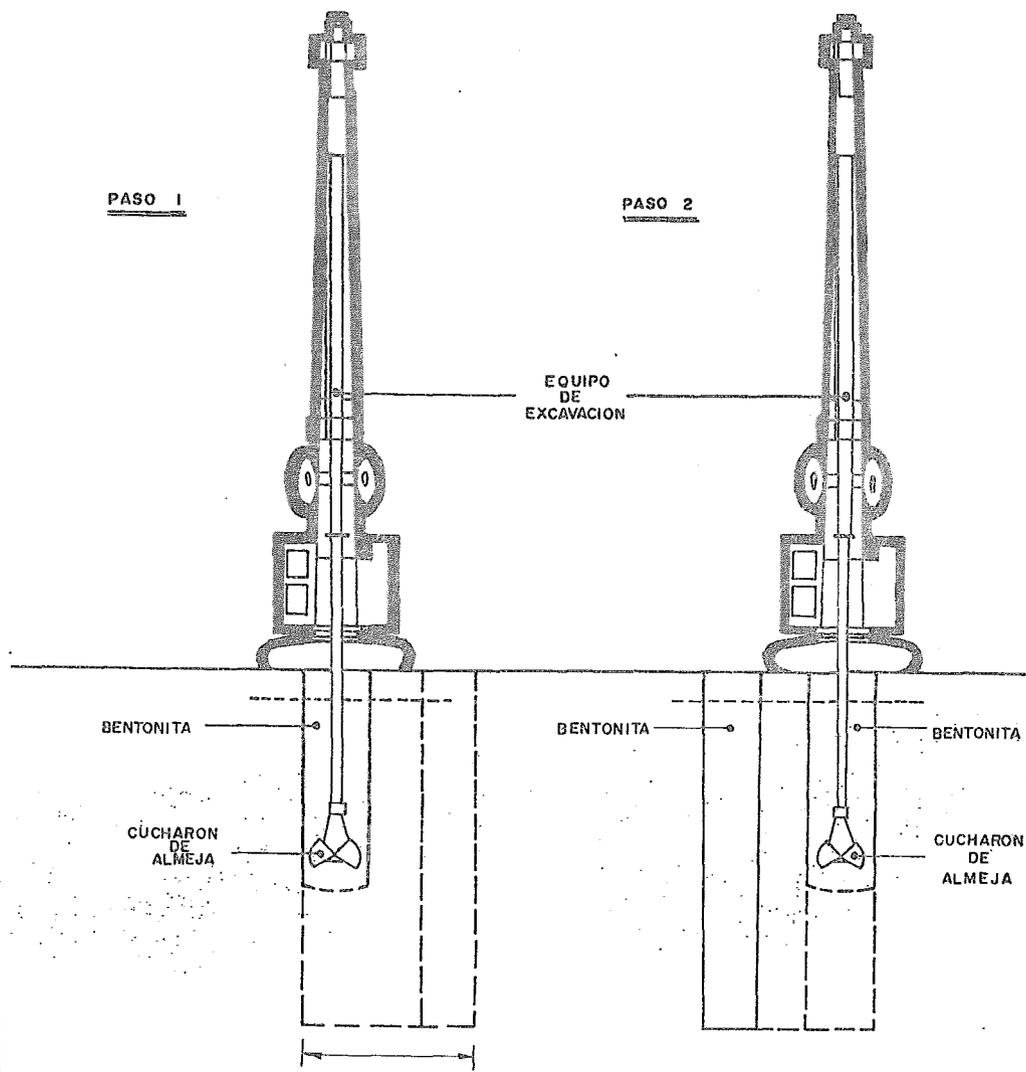
BENTONITA

BENTONITA

BENTONITA

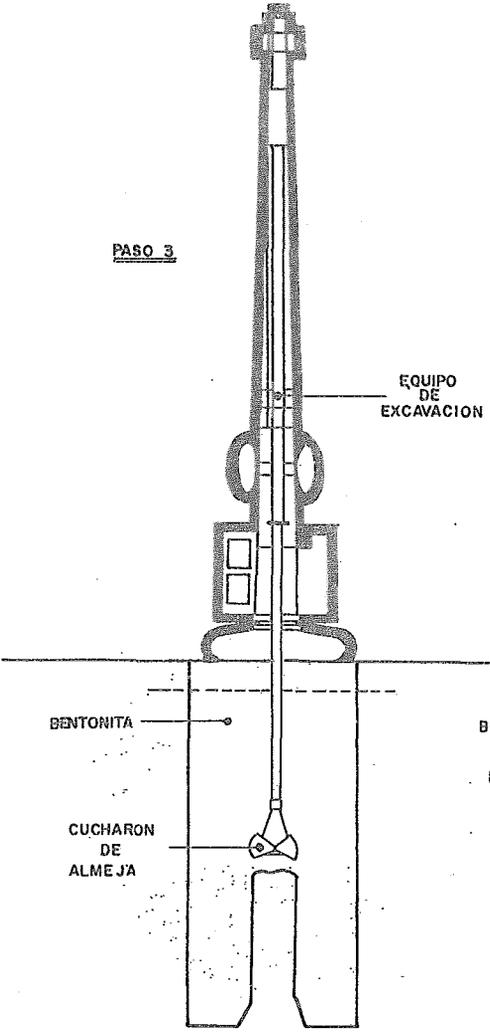
CÚCHARON
DE
ALMEJA

CÚCHARON
DE
ALMEJA

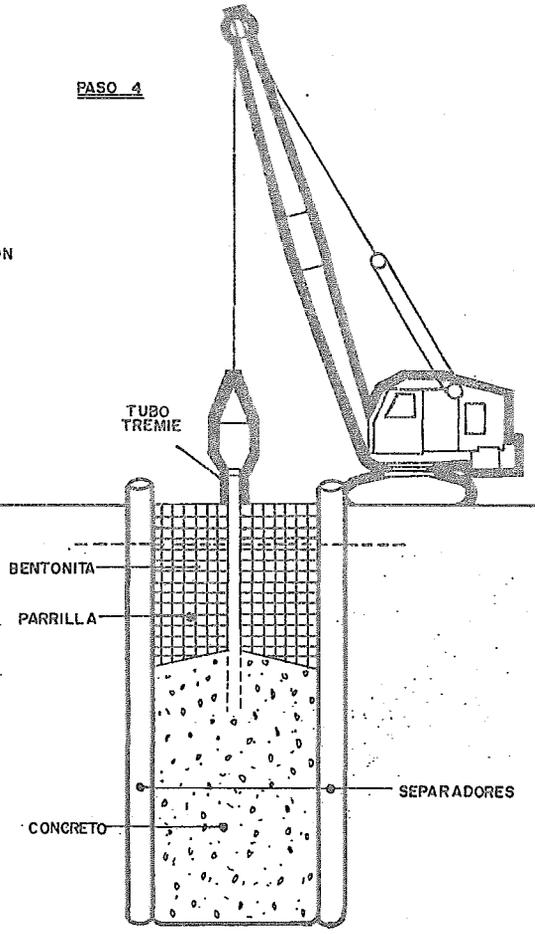


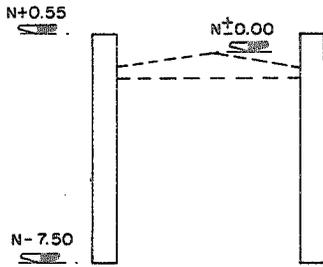


PASO 3

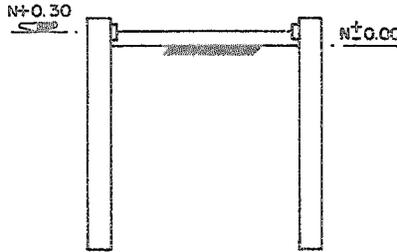


PASO 4

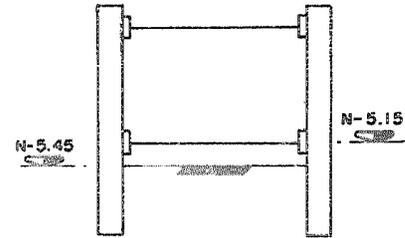




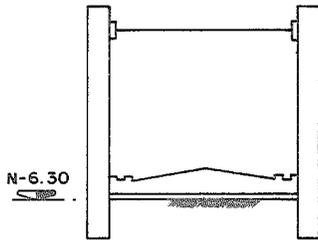
1a. ETAPA



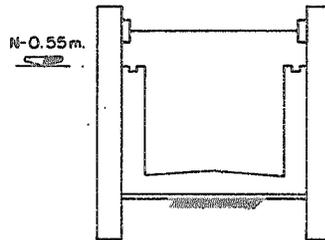
2a. ETAPA



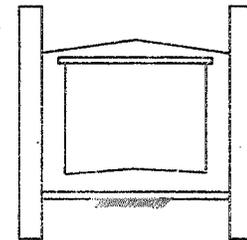
3a. ETAPA



4a. ETAPA



5a. ETAPA



6a. ETAPA

1a. ETAPA: COLAR TABLESTACA.

2a. ETAPA: EXCAVAR HASTA EL NIVEL ± 0.00 m. Y COLOCAR EL PRIMER NIVEL DE TROQUELES EN EL NIVEL ± 0.30 m.

3a. ETAPA: EXCAVAR HASTA EL NIVEL - 5.45 m. Y COLOCAR EL SEGUNDO NIVEL DE TROQUELES EN EL NIVEL - 5.15 m.

4a. ETAPA: EXCAVAR HASTA EL NIVEL - 6.30 m; COLAR PLANTILLA, LOSA DE FONDO; 24 HRS. DESPUES RETIRAR EL 2º NIVEL DE TROQUELES.

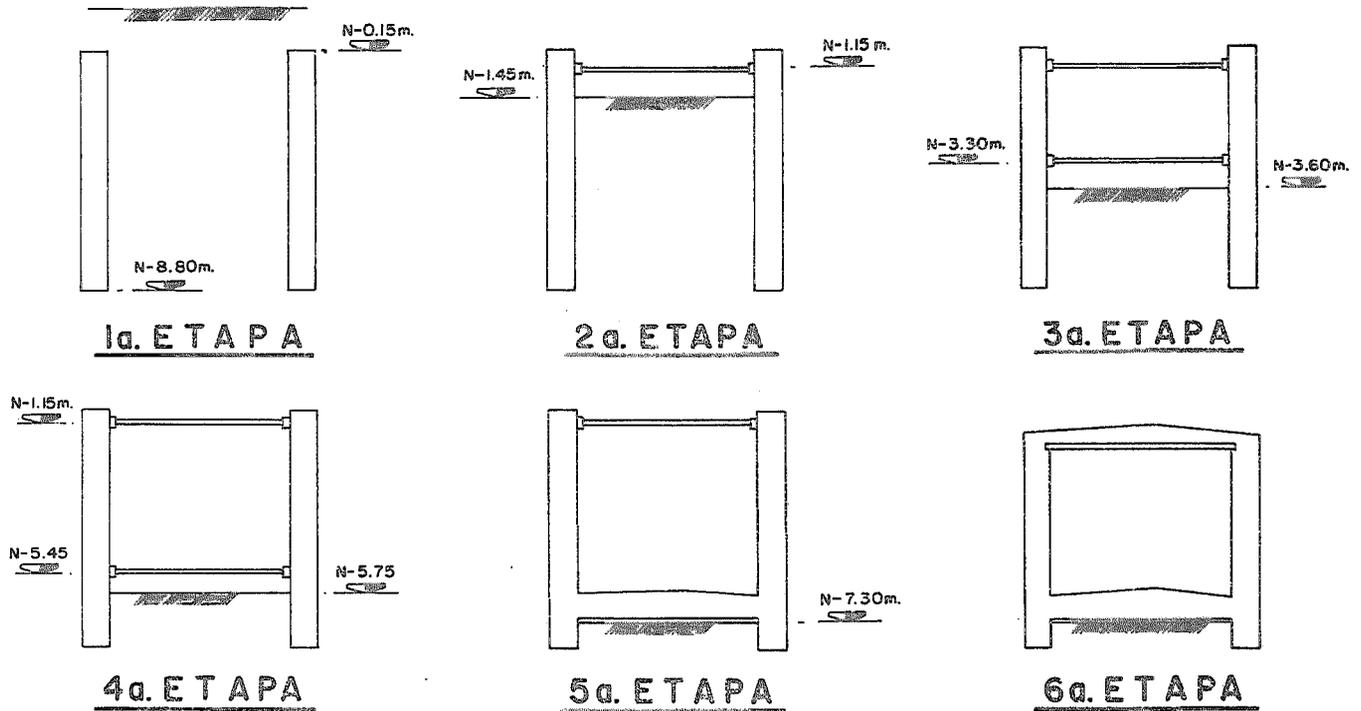
5a. ETAPA: COLAR LOS MUROS DEL CAJON HASTA EL NIVEL - 0.55 m. USANDO LA TABLESTACA COMO CIMBRA.

6a. ETAPA: COLOCAR LA LOSETA, COLAR FIRME Y 24 HRS. DESPUES RETIRAR EL PRIMER NIVEL DE TROQUELES.

NOTA: LA LOSETA PREFABRICADA SE RECIBIRA CON MORTERO DE RELACION CEMENTO - ARENA DE 1 a 3.

FIG. # 2

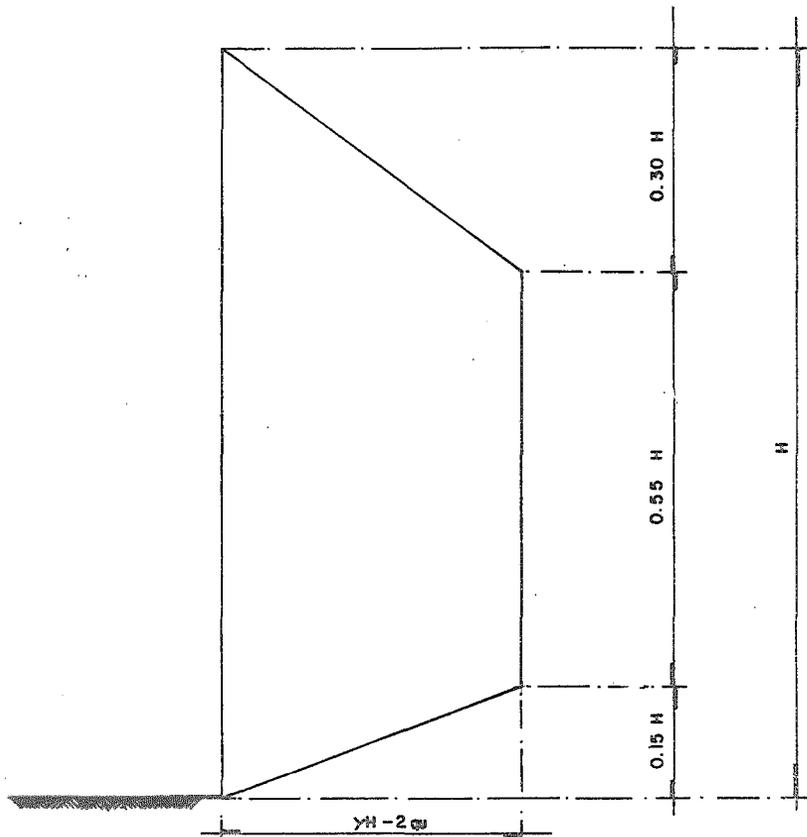
PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO PARA CAJON CON MURO DE ACOMPAÑAMIENTO



- 1 a. E T A P A: COLAR TABLESTACAS.
 2 a. E T A P A: EXCAVAR HASTA EL NIVEL $-1.45m$. Y COLOCAR EL PRIMER NIVEL, DE TROQUELES EN EL NIVEL $-1.15m$.
 3 a. E T A P A: EXCAVAR HASTA EL NIVEL $-3.60m$. Y COLOCAR EL SEGUNDO NIVEL DE TROQUELES EN EL NIVEL $-3.30m$.
 4 a. E T A P A: EXCAVAR HASTA EL NIVEL $-5.75m$. Y COLOCAR EL TERCER NIVEL DE TROQUELES EN EL NIVEL $-5.45m$.
 QUITANDO EL SEGUNDO NIVEL DE TROQUELES

FIG. # 3

PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO PARA EL CAJON MILAN ESTRUCTURAL



ENVOLVENTES PRACTICAS DE PRESION, SEGUN TERZAGHI

ARCILLAS DE CHICAGO

FIG. # 4

CONCLUSIONES.

La decisión de construir el Sistema de Transporte Colectivo "Metro" de la Ciudad de México era imposter gable. En un principio el Sistema se proyectó para transportar 1.3 millones de pasajeros al día en una red de 42 Kms. En la actualidad brinda servicio a más de 6 millones de pasajeros al día en una red de 80 Kms aproximadamente.

El caso de la Ciudad de México es especial en cuanto a transportación subterránea se refiere, ya que, por un lado, el crecimiento caótico de ésta demanda un medio de transporte cada vez más eficiente, económico y de magnitud tal que permita dar servicio a los millones de habitantes que día con día aumentan, y por otro lado, las características tan particulares del subsuelo requieren de investigaciones, estudios y métodos constructivos especiales para cada zona de la Ciudad, ya que las propiedades del suelo no son iguales en dichas zonas.

La elección del tipo de línea (elevada, superficial o subterránea) depende del costo, tiempo de ejecución, derecho de vía, aspecto estético y de las anteriormente mencionadas características del suelo, entre otras.

En la presente Tesis se trató lo referente a la línea subterránea (Cajón), esto es, características, alternativas de solución, métodos de análisis y diseño de la estructura existente entre dos estaciones consecutivas: el Cajón, pudiendo ser este con muro de acompañamiento o con muro millán estructural.

La decisión de adoptar una u otra alternativa dependerá de, entre otras cosas, la posibilidad de que se requiera compensar el peso del suelo desalojado con el peso de la estructura, esto cuando el tipo de arcillas en el que se vaya a trabajar sean expansivas. La compensación se logra construyendo el Cajón después de colar los muros de acompañamiento o tablestacas, ya que el mayor peso generado evitará que se presente el fenómeno de flotación en la estructura.

Asimismo, el procedimiento constructivo utilizado influye en la decisión de adoptar una u otra alternativa, ya que cuando se tiene restringido el talud de la excavación por construcciones vecinas, se opta por colar primeramente las tablestacas, que éstas resistan el empuje del suelo, y excavar el núcleo central posteriormente, independientemente de que se necesite hacer todo esto para evitar que se presente el fenómeno de flotación.

En este trabajo de Tesis se analizaron y diseñaron las dos alternativas mencionadas en forma manual aplicando los conceptos elementales del análisis de estructuras. La solución de las dos alternativas se hizo con el fin de observar el comportamiento de la estructura en los dos casos, comparar resultados y mostrar los dos procedimientos de cálculo. La tablestaca o muro de acompañamiento se analizó como viga continua bajo distintas condiciones de carga, que dependen fundamentalmente del procedimiento constructivo, diseñándose finalmente para la envolvente obtenida. De la misma manera, el Cajón se diseñó después de analizar varias condiciones de carga, para la más desfavorable, utilizando en ambos casos el criterio de resistencia última indi

cada en el Reglamento de Construcciones del Departamento - del Distrito Federal, para obtener la fórmula del porcentaje de acero utilizada en el diseño de las secciones.

La solución por medio de tabletas pretensadas de la losa superior del Cajón se debe a que, por ser éstos elementos estándar fáciles de fabricar y colocar, se reduce grandemente el tiempo de ejecución y por lo consiguiente el avance de obra es mayor, evitando el uso de cimbras y reduciendo los imprevistos que se presentan cuando se utiliza concreto reforzado.

BIBLIOGRAFIA.

- Aspectos Fundamentales de Concreto Reforzado - O.M. González Cuevas, P. Robles F.V., J. Casillas, R. Díaz de Cossío - Ed. Limusa, México 1979.
- Diseño de Estructuras de Concreto Presforzado - T.Y. Lin - C.E.C.S.A., México 1981.
- La Mecánica de Suelos en la Ingeniería Práctica - Karl Terzagui y Ralph B. Peck - (Trad. O. Moretto) - Ed. El Ateneo 1955.
- Mecánica de Suelos Tomo II - Juárez Badillo y Rico Rodríguez Ed. Limusa, México 1979.
- Ayudas para Diseño de Estructuras - Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural, A.C.
- Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, 1976.
- Proyecto del Metro Subterráneo de la Ciudad de México - I.S.T.M.E. S.A.
- Reglamento de las Construcciones de Concreto Reforzado (ACI-318-77) - (Trad. Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto) - 1979.
- Introducción al Concreto Presforzado - A.H. Allen - (Trad. Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto) - 1979.
- Diseño de Vigas de Concreto Presforzado - Dan E. Branson - (Trad. Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto) - 1981.
- Tablas para el Cálculo de Vigas - G. Baum - Ed. Gustavo Gili, España 1970.

REFERENCIAS.

1. Juárez Badillo, E. y Rico Rodríguez, A. - Mecánica de Suelos - Tomo II - Ed. Limusa - México 1979. pp 669, 670 y 671.
2. Karl Terzaghi y Ralph B. Peck - La Mecánica de Suelos en la Ingeniería Práctica - (Trad. O. Moretto) - Ed. El Ateneo - 1955. pp 156, 157, 159 y 409.
3. Juárez Badillo, E. y Rico Rodríguez, A. - Mecánica de Suelos - Tomo II Ed. Limusa - México 1979. pp 117.