

138



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA
DE MÉXICO**

FACULTAD DE INGENIERIA

**RECIMENTACION Y ENDEREZADO DE UN
INMUEBLE EN LA ZONA DEL LAGO DEL
DISTRITO FEDERAL**

T E S I S
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 :
R A F A E L V E G A G O M E Z

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

2002



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



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.

PAGINACION DISCONTINUA



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERIA
DIRECCION
FING/DCTG/SEAC/UTIT/190/87

Señor
RAFAEL VEGA GOMEZ
Presente

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor **M.I. GABRIEL MORENO PECERO**, que aprobó esta Dirección, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de **INGENIERO CIVIL**.

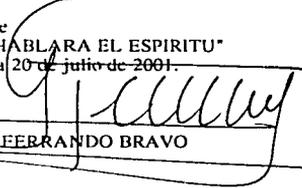
"RECIMENTACIÓN Y ENDEREZADO DE UN INMUEBLE EN LA ZONA DEL LAGO DEL DISTRITO FEDERAL"

- I. INTRODUCCION
- II. ANTECEDENTES
- III. CARACTERÍSTICAS DEL INMUEBLE
- IV. CARACTERÍSTICAS DEL SUELO DE APOYO
- V. ANÁLISIS GEOTÉCNICOS
- VI. RECOMENDACIONES
- VII. COSTOS DE RECIMENTACIÓN
- VIII. RESULTADOS OBTENIDOS
- IX. CONCLUSIONES

Ruego a usted cumplir con la disposición de la Dirección General de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el Título de ésta.

Asimismo le recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que deberá prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para sustentar Examen Profesional.

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
Cd. Universitaria a 20 de julio de 2001.
EL DIRECTOR


M.C. GERARDO FERRANDO BRAVO
GFB/GNIP/mstrg.

ÍNDICE

INTRODUCCIÓN

I ANTECEDENTES

II CARACTERÍSTICAS DEL INMUEBLE

III CARACTERÍSTICAS DEL SUELO DE APOYO

- a) El subsuelo de la zona
- b) Trabajos de campo
- c) Trabajos de laboratorio
- d) Estratigrafía

IV ANÁLISIS GEOTÉCNICO

- a) Estado límite de falla
- b) Estado límite de servicio
 - b.1) Asentamientos por consolidación primaria
 - b.2) Asentamientos inmediatos
 - b.3) Asentamientos inmediatos ante cargas dinámicas
- c) Aspectos constructivos

V RECOMENDACIONES

VI COSTOS DE RECIMENTACIÓN

- a) Catálogo de conceptos
- b) Programa de ejecución de obra
- c) Costos por equipos
- d) Costos por materiales
- e) Costos por mano de obra
- f) Indirectos
- g) Utilidad

VII RESULTADOS OBTENIDOS

VIII CONCLUSIONES

Bibliografía

INTRODUCCIÓN

En este trabajo, que presenta el pasante Rafael Vega Gómez, como tesis para obtener el título de Ingeniero Civil, se describen los trabajos teóricos efectuados en noviembre de 1985, y realizados en enero de 1986. Se trata de un trabajo de recimentación de un edificio de tres niveles, para corregir el hundimiento diferencial que se presentó, debido a diferencias de compresibilidad del suelo de apoyo, así como para volver a la verticalidad al mismo, donde se había manifestado un desplome de su esquina sur oriente.

Se describe en forma general la geometría del inmueble, su ubicación y las condiciones de servicio que presentaba, así como las condiciones que se requería mantener, durante los trabajos que resultaran de la solución más adecuada.

Se describen los trabajos de investigación preliminares de mecánica de suelos, que se realizaron, antes efectuar los trabajos de campo, laboratorio y gabinete.

Se describen los trabajos de exploración del suelo, y los de laboratorio; se ilustran en las figuras correspondientes los resultados obtenidos.

Se hace una discusión teórica de las posibles soluciones de recimentación, lo que llevó a proponer la solución de transformar la cimentación existente a zapatas huecas.

Para comprobar que la solución propuesta resultaba adecuada, se utilizaron las teorías de mecánica de suelos referentes al cálculo de capacidad de carga y al cálculo de asentamientos, tanto en condiciones estáticas como dinámicas. Considerando los valores de descargas a nivel cimentación, proporcionadas por el dueño del edificio, así como los factores correspondientes para el caso de combinaciones de cargas gravitacionales y accidentales.

Se describen recomendaciones para el proyecto estructural y para la construcción de la recimentación, así como para cuantificar el costo de la misma.

Finalmente se escriben una serie de conclusiones, derivadas de los trabajos teóricos realizados, y de los resultados topográficos obtenidos.

Se incluyen figuras de perfiles topográficos antes y después de realizada la recimentación.

RECIMENTACIÓN Y ENDEREZADO DE UN INMUEBLE EN LA ZONA DEL LAGO DEL DISTRITO FEDERAL

I ANTECEDENTES

La vida profesional del Ingeniero Civil se debe enfocar a resolver problemas que satisfagan a la actividad cotidiana de la sociedad a la que pertenece y en la que se desempeña, manteniendo el equilibrio ecológico, el paisaje urbano o rural y la economía de la zona, construyendo sus obras con seguridad y buen funcionamiento; por lo que, apoyado en sus conocimientos profesionales y aplicando éstos, da satisfacción a las necesidades de la sociedad dotándoles de obras ingenieriles que resulten económicas, seguras y funcionales.

En particular, la geotécnica, y de ella la ingeniería de cimentaciones debe cumplir su cometido, realizando los trabajos necesarios para lograr que durante la vida útil de las estructuras que se apoyarán sobre la cimentación, mantengan su estabilidad y buen funcionamiento.

En casos particulares, como el que en este escrito se trata, algunas deficiencias en los trabajos que conduce a la decisión y la construcción del tipo de cimentación, o en ocasiones especiales, los malos trabajos, provocan un comportamiento inadecuado de las estructuras, que si bien puede ser que no pongan en peligro inminente su estabilidad, si generan el no cumplir con la premisa de funcionalidad y de ello en ocasiones, con el tiempo, pueden provocar la inestabilidad en las estructuras.

Si el mal funcionamiento de una estructura se debe a un inadecuado comportamiento de la cimentación, se ocurren dos alternativas de solución, sobre la base anotada de lograr la máxima economía, funcionalidad y seguridad: demolición parcial o total de la estructura, o corrección del comportamiento inconveniente de la cimentación, ésta última ha generado la necesidad de crear una subrama de la geotécnica que se designa "recimentaciones".

Un caso de recimentación es el tema de este trabajo.

En el año de 1968, una sociedad industrial decidió el construir un inmueble destinado a comedor, laboratorio y oficinas, en una porción del predio de su propiedad, localizado hacia la esquina sur-poniente que forman las avenidas 171 e Ing. Eduardo Molina, en la colonia Santa Cateta del Distrito Federal.

El edificio constituido por tres niveles y azotea, ocupa un área de 718 m², inició su comportamiento inadecuado al presentarse un hundimiento diferencial y el correspondiente desplome hacia su vértice sur oriente; si bien este movimiento por su magnitud no afectaba a la estabilidad y funcionamiento general del edificio, si dió pie a que se incrementara la situación con motivo de los macrosismos de septiembre de 1985, alcanzando un hundimiento diferencial de 101 mm en una longitud de 43.5 m y un desplome de 50 mm en una altura de 9.0 m; consecuentemente las diferentes plantas del edificio, perdieron su horizontalidad, inclinándose hacia la esquina mencionada, de tal manera que dividiendo el

hundimiento presentado en la esquina más crítica entre la distancia a las otras más próximas, resulta una relación de 0.0023 en el sentido largo y de 0.0027 en el sentido corto, dado que el vértice sur-oriente, presentó un hundimiento de 56 mm. El sismo además causó daños menores en la estructura, como fueron el agrietamiento de una columna, de algunas trabes y de algunos muros localizados en los niveles segundo y tercero que sirven de apoyo a la ventanería.

Ante esta situación, se decidió corregir las anomalías, tratando de detener el hundimiento y desplome, así como regresar el edificio a su verticalidad. Además de reparar los daños mencionados y aprovechar la situación de trabajo para modificar el área del laboratorio, incrementándola mediante un apéndice en la planta baja del edificio. Se condicionó que los trabajos que fuese necesario realizar permitieran que los usuarios del edificio siguieran utilizándolo, aunque temporalmente se suspendiera el servicio de comedor y del laboratorio, los que se colocarían provisionalmente en otras zonas de la fábrica.

II CARACTERÍSTICAS DEL INMUEBLE

La construcción ocupa un área rectangular de 43.55 m de largo por 16.48 m de ancho, cuenta con planta baja, dos niveles superiores y azotea. La planta baja es ocupada por el comedor para obreros y por el laboratorio, en tanto que los dos pisos superiores funcionan para alojar oficinas.

Estructuralmente, está resuelto con sistema de columnas y trabes de concreto reforzado, que soportan las losas macizas de entrepiso, también de concreto reforzado.

Las columnas forman marcos en dos direcciones ortogonales entre si y cubren once claros de 3.9 m en el sentido longitudinal (oriente-poniente), y dos claros de 4.82 y 9.26 m respectivamente en el sentido transversal (norte-sur).

Su cimentación se resolvió mediante zapatas corridas (se ignora si en 1968 se efectuó el estudio de mecánica de suelos correspondiente, que dictaminó que debería utilizarse dicha solución de cimentación).

Las zapatas corridas, alojadas en los tres ejes longitudinales, presentan anchos de 3.0 m la norte, 4.0 m la central y 1.80 m la localizada hacia el sur, sirven de apoyo a las columnas, que le imponen descargas variable entre 30.4 ton la menos cargada y de 85.1 ton la más esforzada, según el análisis de bajada de cargas permanentes más cargas vivas de intensidad máxima a la cimentación. Al considerar el peso propio de la cimentación, se obtuvo que las presiones de contacto en las zapatas eran de 7.50, 6.98 y 7.76 ton/m², más un momento de volteo de 1876 ton-m.

La condición de cargas muertas más vivas de intensidad media para el análisis de asentamientos, no se determinaron, dado que los nuevos hundimientos se deberán a las modificaciones que se realicen y no a las cargas existentes, puesto que dichos asentamientos ya se generaron provocando el comportamiento inadecuado.

Las zapatas, resueltas en concreto, tienen los anchos indicados y se apoyan a 1.20 m de

profundidad respecto al nivel del terreno natural circundante.

III CARACTERÍSTICAS DEL SUELO DE APOYO

a) El subsuelo de la zona.

El predio en estudio se ubica en la zona III, según la zonificación propuesta en el Reglamento para las Construcciones del Distrito Federal. Esta zona III o del lago, se caracteriza por contar en su subsuelo, con mantos de materiales compresibles de espesor mayor de 20 m.

Mediante la consulta de la referencia indicada al final de este trabajo, especializada en mecánica de suelos, se pudo conocer que en la zona existe un "manto superficial" de 3 a 4 m de espesor; que la "formación arcillosa superior" que le subyace, alcanza su frontera inferior a una profundidad del orden de los 30 m, en donde se inicia la llamada "primera capa resistente" formada por limos arenosos de baja plasticidad y consistencia "muy alta" y de espesor aproximado de 3 m; le subyace la "formación arcillosa inferior" de 8 m de espesor; y a 40 ó 42 m de profundidad se detecta la frontera superior de los "depósitos profundos".

Respecto a las condiciones hidráulicas, se obtuvo la siguiente información:

El nivel freático se localiza en la zona, entre 2 y 3 m de profundidad.

La estación piezométrica P-350, localizada en la fábrica Kraft de la calle Pelicano No 83, una cuadra al norte del predio en estudio e instalada por la Comisión de Aguas del Valle de México, perteneciente a la antigua Secretaría de Recursos Hidráulicos, indica las siguientes pérdidas de presión piezométricas en el subsuelo respecto a la hidrostática:

Profundidad	Pérdida de presión
14 m	1.5 ton/m ²
24 m	6.0 ton/m ²
35 m	16.7 ton/m ²
45 m	6.9 ton/m ²
51 m	19.3 ton/m ²
60 m	17.1 ton/m ²
75 m	7.9 ton/m ²

Estas pérdidas de presión piezométricas, producto del bombeo de los acuíferos para abastecer de agua a la Metrópoli, son las que provocan el hundimiento regional del Valle de México, que en la zona de estudio, se ha manifestado a una velocidad media de 100 mm/año entre 1977 y 1982, según la misma fuente de información.

b) Trabajos de campo.

Para conocer con mayor detalle las propiedades y características del suelo, se procedió a efectuar un sondeo profundo de tipo mixto en el sitio indicado en la figura No 1, que como se observa se localiza lo suficientemente cercano al edificio, como para considerar que el suelo

explorado presenta las mismas propiedades y características del subyacente al inmueble.

En el sondeo mixto, se alternó el empleo de un penetrómetro estándar de media caña, hincado mediante la energía lograda con un martinete de 64 kg de peso, que golpeó a la tubería de perforación acoplada a la cabeza del muestreador, además del hincado a presión constante en materiales suaves, con tubos shelby de pared delgada. De esta manera fue posible conocer la compacidad o consistencia de los diferentes estratos al correlacionarla con la dificultad en el avance de la perforación; y además se recuperaron muestras alteradas representativas y también inalteradas del suelo.

En general, el sondeo se realizó siguiendo lo indicado en la Norma 2.214.05 de las Especificaciones Generales de Petróleos Mexicanos y las Normas D-1507-774 de la A.S.T.M. (American Society Testing Materials), en relación al equipo y método para realizar tanto la prueba dinámica de penetración estándar como el muestreo con tubo de pared delgada (shelby). Se atendió sobre todo lo referente a la velocidad de hincado del tubo shelby y longitud de muestreo, tiempo estático para permitir la adherencia del material al tubo, girado del muestreador para cortar la base, limpieza, clasificación y protección de las muestras. Para la ejecución del sondeo, se utilizó una máquina rotatoria con su respectivo tripié y barras de perforación AW de 44 mm de diámetro y longitud variable según requerimiento.

Donde se practicó la prueba dinámica de penetración estándar, se usó para obtener las muestras representativas, el tubo muestreador de media caña o "penetrómetro estándar" de 50.8 mm de diámetro exterior y de 38.1 mm de diámetro interior (que a su vez es el diámetro de la muestra), el cual, montado a un extremo de la tubería de perforación, se hizo hincar a base de percusión con un martinete de 64 kg de peso, dejando caer libremente desde una altura de 750 ± 10 mm, contando el número de golpes necesarios para permitir el avance, el cual se hizo en tres etapas; la primera de 150 mm, la segunda de los siguientes 300 mm o intermedios y la última de los 150 mm finales, tomando los datos de la segunda etapa para correlacionar la resistencia a la penetración, con la compacidad relativa de las arenas o la consistencia para limos y arcillas.

Para obtener muestras inalteradas, se utilizó el tubo de pared delgada (shelby) de 100 mm de diámetro exterior, con un espesor máximo de pared de 1.5 mm, y una longitud generalmente de 900 mm, el cual se acopla a un extremo de las barras de perforación mediante una unión cuerda repujada semicircular tipo "rope" que no requiere de empaque por el ajuste de la cuerda, este cople de unión debe formar vacío en el momento de extraer el tubo, con el fin de no dejar escapar a la muestra.

El tubo shelby se hincó con el sistema hidráulico de la perforadora a una velocidad constante de 150 a 300 mm/seg y una longitud de 750 mm (considerando tubos de 900 mm de largo, dejando 150 mm libres donde alojar los azolves que pudieran quedar), se dejó un minuto estático para lograr que la muestra se expanda en el interior del tubo y permita su adherencia; posteriormente, se giró el muestreador para cortar la base de la muestra y se sacó al exterior, donde se limpió, clasificó y protegió debidamente.

Los datos tanto de la prueba de penetración estándar como el muestreo con tubo shelby, así

como la clasificación macroscópica de los materiales explorados, se anotó en un registro de campo en el que se distinguen varios estratos, así como su correspondiente compacidad o consistencia cuyos resultados se presentan en la figura No 2.

Se aprovechó la perforación del sondeo mixto, para instalar una estación piezométrica, que consistió en tres puntas porosas (piezómetros abiertos o tipo Casagrande), localizados a la profundidades de 12.40, 23.00 y 29.8 m.

c) Trabajos de laboratorio.

Los trabajos en el laboratorio se iniciaron con la determinación sistemática de la humedad natural, tanto de muestras alteradas representativas como inalteradas, de tal modo que se logró conocer su variación a lo largo de la profundidad explorada. Posteriormente a las muestras más representativas se les determinaron sus límites de consistencia (en sus porciones finas), además para ubicarlas dentro del marco del Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS), mediante análisis por vía húmeda, se determinaron previamente los porcentajes de materiales finos y arena, se consignó su color, dilatación y resistencia en estados seco y húmedo.

Por otra parte, sobre muestras inalteradas se practicaron pruebas especiales para conocer la resistencia en compresión axial confinada, compresión triaxial en su modalidad de no consolidada no drenada y pruebas de consolidación unidimensional.

También se calcularon otras propiedades índice como: pesos volumétricos, densidad de sólidos, grado de saturación y relación de vacíos entre otros, cuyos resultados permiten visualizar el comportamiento mecánico cualitativo del suelo en estudio.

En la figura No 2 se muestran los resultados de los trabajos de campo y laboratorio.

d) Estratigrafía.

El "manto superficial" lo forman dos estratos; uno pequeño de 0.6 m de espesor constituido por arcillas arenosas contaminadas con cascajo, el segundo formado por limos arenosos de alta plasticidad y compacidad suelta que alcanzan una profundidad de 4.6 m. En el material del segundo estrato, el contenido natural de agua presenta valores comprendidos entre 50 y 150%, un peso volumétrico de 1.40 ton/m³, una resistencia en compresión simple de 0.52 kg/cm², una cohesión de 0.25 kg/cm² y un ángulo de fricción interna de 10°, obtenidos mediante pruebas de compresión triaxial rápida.

El nivel de aguas freáticas se estableció en el manto superficial a 2.20 m de profundidad, medida a partir del terreno natural.

La "formación arcillosa superior" (F.A.S.) se localiza entre 4.60 y 28.60 m, la forman arcillas de origen volcánico depositadas en un medio lacustre, son de alta plasticidad, baja resistencia al esfuerzo cortante, alta compresibilidad y consistencia muy blanda. Su contenido natural de agua presenta valores comprendidos entre 220 y 400%, su peso volumétrico promedio es de 1.19 ton/m³, en tanto que su resistencia media en compresión axial confinada arrojó valores comprendidos entre 0.20 y 0.76 kg/cm². Se determinaron valores de cohesión entre 0.12 y 0.45 kg/cm² y nulo ángulo de fricción interna en pruebas

de compresión triaxial rápida.

La "primera capa resistente" se localiza a partir de 28.60 m y en su frontera superior existen limos arenosos de alta plasticidad y compacidad media, con un contenido natural de agua de 35%, se estima que su espesor es de 9.0 m.

En la zona, la "formación arcillosa inferior" (F.A.I.) de mejores características que la F.A.S., se localiza entre 40 y 42 m y descansa sobre los "depósitos profundos" de alta resistencia y desde un punto de vista práctico, indeformables.

Las características hidráulicas, medidas mediante los piezómetros instalados, indican que se tienen las siguientes pérdidas de presión respecto a la hidrostática:

Profundidad	Pérdida de presión
12.4 m	0.8 ton/m ²
20.3 m	5.5 ton/m ²
29.8 m	9.8 ton/m ²

IV ANÁLISIS GEOTÉCNICO.

Con objeto de que el edificio no siga su tendencia de hundimiento diferencial, puede considerarse, en principio, tres alternativas de solución que comprenden: hacer algo en el suelo de apoyo, hacer algo en la estructura, incluyendo en este nombre la correspondiente a la cimentación, o hacer algo simultáneamente en los dos elementos antes mencionados.

Hacer algo en el suelo de apoyo, equivale a tratar de mejorar o disminuir su deformabilidad, esto podría lograrse, por tratarse de suelos finos, mediante la inyección de resinas, disolución de sales aplicando los principios de la electrósmosis, etc.; sin embargo, estos métodos pueden resultar costosos y queda la incertidumbre del comportamiento del suelo, así mejorado, a través del tiempo.

Si la estructura se subdivide en dos: subestructura, que comprende a la cimentación; y superestructura al resto, entonces se tiene a su vez dos posibles modificaciones:

En la superestructura, una modificación consistiría en incrementar o disminuir las cargas en zonas previamente determinadas, de manera de provocar incrementos de hundimientos en la zona menos asentada y disminuirlos en el otro extremo. El incrementar o disminuir las cargas llevaría a un cambio en la arquitectura del inmueble, pero el no modificar la arquitectura y mantener las funciones de trabajo de los niveles de oficinas, fue condición que debería respetarse cualquiera que fuera la solución.

En la cimentación (subestructura) hacer algo consiste en un cambio de la misma; por ejemplo utilizar los llamados cimientos profundos, que transmiten sus descargas a estratos de mayor resistencia y menor deformabilidad, localizados en este caso a partir de 28.60 m de profundidad.

Los denominados pilotes de fricción, tendrían que alcanzar 24.00 m de profundidad, a modo

de dejar un "colchón" de material deformable de 4.60 m de espesor entre su punta y la capa dura.

El espesor del "colchón" de material deformable se debe determinar en función de la velocidad del hundimiento regional de la zona, de tal manera que durante la vida útil del inmueble, los pilotes no lleguen a alcanzar al estrato resistente, al continuar el hundimiento regional.

En la zona, se ha determinado una velocidad de hundimiento regional del orden de 100 mm/año, y si se considera una vida útil adicional entre cuarenta y cincuenta años, se tiene que el "colchón" debe tener un espesor del orden de 4 a 5 m.

Por otra parte, los pilotes de fricción deberían anclarse a las zapatas originales; sin embargo, esta solución en la práctica ha demostrado poca eficiencia para edificios, si es que no se cuenta además con un cajón de compensación parcial.

La poca eficiencia, se presenta durante cargas accidentales, como en el caso de sismos, ya que las fuerza horizontales que se generan en la base de la cimentación, y debido a la poca concordancia entre los desplazamientos de la superestructura y la cimentación, provocan fuerzas cortantes de tal magnitud que la sección transversal de los pilotes no es capaz de resistir y llevan a la ruptura de los mismos.

La presencia de un cajón de compensación parcial, hace que los desplazamientos de la estructura y de su cimentación sean más uniformes, y además las fuerzas horizontales son tomadas de manera más eficiente por la fricción entre losa-suelo y muros de contención-suelo.

Por otra parte, si bien los pilotes de fricción pudieran evitar que continúen incrementándose los hundimientos, difícilmente se lograría el enderezamiento del edificio, que es uno de los objetivos deseados.

Los pilotes de punta, que se apoyarían en las capas resistentes, no resultan adecuados dado que la zona está sujeta al fenómeno regional de hundimiento que provoca dos acciones poco deseables: sobrecarga sobre los pilotes por fricción negativa, y la apariencia de emerger del edificio del terreno circundante; esto último pudiera no ser tan importante, ya que el inmueble se localiza alejado de banquetas y construcciones.

Existen otro tipo de pilotes de punta con reguladores de carga en sus cabezas, que manejados adecuadamente permiten seguir al hundimiento regional. Esto se logra, explicado de manera simplista, que cuando los reguladores de carga manifiestan, a través del mecanismo comercial utilizado, que se está sobrecargando el pilote, (lo cual sucede cuando el pilote empieza a transmitir una carga mayor por su punta a los estratos resistentes), ya que al presentarse el hundimiento regional, la losa de cimentación disminuye su contribución al soporte de la estructura y los pilotes deben tomar más carga. El manejo de los controles, permite que la losa al bajar de nivel, nuevamente contribuya a transmitir parcialmente el peso de la estructura.

Se estima que para un edificio de tres pisos, utilizar pilotes de control resulta antieconómico

por los problemas de hincado e instalación de controles, sobre todo en la zapata central, además, debido al mantenimiento que estos pilotes exigen periódicamente.

Considerando que se trata básicamente de un problema de hundimientos por consolidación, y éstos son función directa de la deformabilidad del suelo, de la magnitud de sobrecargas y del espesor de los estratos deformables sujetos a incrementos de presión por sobrecargas, el cambio en la cimentación debe incluir acciones que disminuyan alguno de los tres parámetros anteriores; el primero, o sea disminuir la compresibilidad del suelo ya se ha desechado anteriormente; la tercera, disminución del espesor de los estratos deformables sujetos a sobrecargas, sería el uso de pilotes, que también se ha desechado; por lo tanto, sólo queda disminuir la sobrecarga. Para esto, se ha pensado en cambiar a las zapatas por zapatas huecas, añadiendo a las existentes muros de contención y losas tapas.

Esta solución, por una parte incrementa el peso a la estructura, pero elimina el peso del relleno que gravita sobre las zapatas, siendo mayor éste que aquel. Así, al tener huecas las zapatas podrán colocarse lastres, para provocar incrementos de sobrecarga y por lo tanto de asentamientos en zonas preestablecidas y en otras zonas, el hundimiento será menor o nulo; de esta manera podrá lograrse el enderezado del inmueble. Una vez vuelto a su verticalidad, los lastres se retirarán y quedarían las celdas huecas, de modo que si fuera necesario, podrían volver a lastrarse de manera racional y estudiada, para controlar los hundimientos diferenciales y correspondientes desplomes del edificio.

Cabe aclarar que esta solución es a largo plazo, puesto que provocará asentamientos por consolidación, pero podría acelerarse si se abate localmente y en forma adecuada el agua freática.

El abatir el nivel freático, significa modificar el estado de esfuerzos en la masa del suelo; es decir, en la ecuación fundamental de los suelos finos saturados:

$$P_o = P_t - P_u$$

En donde:

P_o = Presión efectiva, a la profundidad z

P_t = Presión total, por peso propio del suelo, a la profundidad z

P_u = Presión de poro, a la profundidad z

La acción de abatir el nivel freático provoca una disminución en el valor de P_u , y por lo tanto un incremento en el valor de P_o , y cualquier incremento en la presión efectiva en un suelo fino saturado provoca un asentamiento.

Una vez conocidas las características y propiedades del suelo, las del inmueble y propuesta la alternativa de solución, se procedió a estudiar su comportamiento teórico, verificando que se cumpla lo indicado en el Reglamento de Construcciones del Departamento del Distrito Federal, sus Normas Técnicas Complementarias y sus Normas de Emergencia, vigentes a partir de octubre de 1985.

Los análisis geotécnicos realizados, fueron los siguientes:

- a) Estado límite de falla.
- b) Estado límite de servicio.
- c) Aspectos constructivos.

a) Estado límite de falla.

Sólo se revisa el comportamiento de la solución propuesta, puesto que resulta obvio que el comportamiento con la solución original de cimentación, no fue el óptimo, y es por ello que se realizó el presente trabajo.

La revisión de la seguridad de la cimentación propuesta, tanto en condiciones con lastre como sin él, como lo indica el reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, consiste en verificar el cumplimiento del Estado límite de falla, a través de sus expresiones para cimentaciones someras apoyadas en suelos con comportamiento cohesivo o en suelos con comportamiento friccionante.

Conforme a los resultados de trabajos de campo y laboratorio, se determinó que los materiales bajo el nivel de apoyo de las zapatas, se clasifican como limos arenosos de alta plasticidad (MH conforme al SUCS). Por otra parte, los trabajos de recimentación consistirán en el retiro del material de relleno sobre las zapatas, y no se excavará por debajo de ellas, y no habrá flujo de agua hacia o desde la excavación, por lo tanto la prueba de laboratorio más representativa para determinar el comportamiento del suelo de apoyo, es la triaxial no consolidada no drenada, conocida como "rápida", cuyo resultado arrojó valores de 2.50 ton/m² de cohesión y 10° de ángulo de fricción interna; por lo tanto, congruente con el Reglamento de Construcciones del D.D.F., se consideró que el comportamiento es el de un suelo cohesivo, y la expresión a utilizar es la siguiente:

$$\sum Q_{fc} < (C_{ncs} * Fr + P_v) A$$

En donde:

- $\sum Q$ = Suma de las acciones verticales a tomar en cuenta en la combinación de cargas consideradas, en ton, incluido el peso propio de la cimentación.
- F_c = Factor de carga, igual a 1.4 para la combinación de cargas permanentes más cargas vivas de intensidad máxima, e igual a 1.1 para cargas permanentes, más cargas vivas de intensidad instantánea, más cargas accidentales (en este caso, debido a sismo).
- C = Cohesión más baja del suelo, dentro del posible mecanismo de falla, en este caso igual a 2.50 ton/m².
- N_{cs} = Coeficiente de capacidad de carga, que depende de la geometría de la cimentación (ver figura No 17), tomada de la propuesta por Skemton.
- F_r = Factor de resistencia, por tratarse de un inmueble ubicado en la zona III, y solución de cimentación con zapatas huecas, el factor de resistencia es de 0.70. Las zapatas de los ejes A y C, si bien son extremas, no son de colindancia y físicamente no podrán convertirse en este tipo, dado que las zonas aledañas son pasillos de menos de 3.0 m de ancho, en los que no se construirá nada en el futuro. En caso de haber sido zapatas de colindancia, el

valor del factor de resistencia sería de 0.35.

P_v = Presión total por peso propio del suelo, al nivel de apoyo de las zapatas, igual a γH , en este caso $\gamma = 1.40 \text{ ton/m}^3$ y $H = 1.2 \text{ m}$, entonces, $\gamma H = 1.68 \text{ ton/m}^2$.

A = Área de apoyo de la cimentación en contacto con el suelo, en m^2 .

Los valores de descarga al nivel $\pm 0.00 \text{ m}$, el peso propio de la cimentación, tanto en condiciones de lastre como sin él, así como ante cargas estáticas como dinámicas, se pueden observar en la memoria de cálculo anexa al final de este escrito. En ella, sólo se considera la solución de lastre propuesta, que fue el de colocarlo en las zapatas huecas, entre los ejes 8 y 12.

a.1 Caso de cargas permanentes más cargas vivas de intensidad máxima y zapatas sin lastre:

$$\Sigma QF < (CNcs * Fr + P_v)$$

a.1.1 eje A

$$\begin{aligned} 604.88 * 1.4 &< (2.5 * 6.1434 * 0.7 + 1.68) * 78.39 \\ 846.83 \text{ ton} &< 974.46 \text{ ton} \end{aligned}$$

a.1.2 eje B

$$\begin{aligned} 1116.89 * 1.4 &< (2.5 * 5.7539 * 0.7 + 1.68) * 174.20 \\ 1563.65 \text{ ton} &< 2046 \text{ ton} \end{aligned}$$

a.1.3 eje C

$$\begin{aligned} 989.81 * 1.4 &< (2.5 * 5.8495 * 0.7 + 1.68) * 130.65 \\ 1258.33 \text{ ton} &< 1556.91 \text{ ton} \end{aligned}$$

a.1.4 global

$$\begin{aligned} \Sigma QF_c &< Q_A + Q_B + Q_C \\ 3668.81 \text{ ton} &< 4578.1 \text{ ton} \end{aligned}$$

a.2 Caso de cargas permanentes más vivas de intensidad máxima y las zapatas con lastre en las zonas propuestas.

$$\Sigma QF < (CNcs * Fr + P_v)$$

a.2.1 eje A

$$\begin{aligned} 663.61 * 1.4 &< 974.46 \text{ ton} \\ 846.83 \text{ ton} &< 974.46 \text{ ton} \end{aligned}$$

a.2.2 eje B

$$1116.89 * 1.4 < 2046.73 \text{ ton}$$

$$1714.44 \text{ ton} < 2046.73 \text{ ton}$$

a.2.3 eje C

$$970.61 * 1.4 < 1556.91 \text{ ton}$$

$$1358.85 \text{ ton} < 1556.91 \text{ ton}$$

a.2.4 global

$$\Sigma QF_c < Q_A + Q_B + Q_C$$

$$3960.34 \text{ ton} < 4578.1 \text{ ton}$$

a.3 Caso de cargas permanentes más cargas vivas de intensidad máxima, sin lastres en la cimentación, pero tomando en consideración las excentricidades (e) que existen entre el centroide del área de contacto de la cimentación, y el centro de gravedad de las descargas, lo que hace que se considere disminuido el ancho o el largo de la zapata, en 2e, según el caso.

a.3.1 En el caso transversal, lo que lleva a reducir el ancho de la zapata del eje C a 2.78 m.

$$\Sigma QF_c < Q_A + Q_B + Q_C$$

$$\Sigma QF_c = 3668.81 \text{ ton}$$

$$Q_A = 974.46 \text{ ton}$$

$$Q_B = 2046.73 \text{ ton}$$

$$Q_C = (2.5 * 5.811 * 0.7 + 1.68) * (2.78 * 43.55)$$

$$3668.81 \text{ ton} < 4455.77 \text{ ton}$$

a.3.2 En sentido longitudinal, lo que lleva a considerar una reducción de la longitud de todas las zapatas a 43.13m.

$$\Sigma QF_c < Q_A + Q_B + Q_C$$

$$\Sigma QF_c = 3668.81 \text{ ton}$$

$$Q_A = (2.5 * 6.1438 * 0.7 + 1.68) * (1.8 * 43.13)$$

$$Q_B = (2.5 * 5.7548 * 0.7 + 1.68) * (4.0 * 43.13)$$

$$Q_C = (2.5 * 5.8500 * 0.7 + 1.68) * (3.0 * 43.13)$$

$$3668.81 \text{ ton} < 4534.38 \text{ ton}$$

a.4 Igual que el caso a.3, sólo que considerando además los lastres en las zapatas.

a.4.1 En sentido transversal, lo que lleva a reducir ficticiamente el ancho de la zapata C en 2.86 m.

$$\Sigma QF_c < Q_A + Q_B + Q_C$$

$$\begin{aligned}
 \Sigma Q_{Fc} &= 3930.35 \text{ ton} \\
 Q_A &= 974.46 \text{ ton} \\
 Q_B &= 2046.73 \text{ ton} \\
 Q_C &= (2.5 * 5.8715 * 0.7 + 1.68) * (2.86 * 43.55) \\
 3960.35 &< 4510.24 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

a.4.2 En sentido longitudinal, lo que lleva a considerar una reducción de la longitud de todas las zapatas a 42.39 m.

$$\begin{aligned}
 \Sigma Q_{Fc} &< Q_A + Q_B + Q_C \\
 \Sigma Q_{Fc} &= 3960.35 \text{ ton} \\
 Q_A &= (2.5 * 6.1956 * 0.7 + 1.68) * (1.8 * 42.69) \\
 Q_B &= (2.5 * 5.7559 * 0.7 + 1.68) * (4.0 * 42.69) \\
 Q_C &= (2.5 * 5.8511 * 0.7 + 1.68) * (3.0 * 42.69) \\
 3960.35 \text{ ton} &< 4495.67 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

a.5 Caso de cargas permanentes, más vivas de intensidad instantánea más cargas accidentales, sin lastres en la cimentación pero tomando en consideración las excentricidades entre el centroide del área de contacto y el centro de gravedad de las descargas, además de la excentricidad provocada por el momento de volteo ($e = 0.96 \text{ m}$), lo que conduce a considerar una reducción del área de apoyo en sus dimensiones de ancho o largo, $B' = B - 2e$, $L' = L - 2e$. En el sentido transversal se verán reducidos los anchos de las zapatas extremas (A ó C) según el sentido del sismo: norte-sur, sur-norte. En tanto que en el sentido longitudinal, para el caso de sismos oriente-poniente, poniente-oriente, todas las zapatas se verán afectadas en su longitud. Estas reducciones ficticias se hacen para que coincidan los centros de gravedad y el centroide del área de cimentación ficticia.

a.5.1 Sismo en el sentido norte-sur.

Esta condición obliga a disminuir el ancho de la zapata C a 0.96 m.

$$\begin{aligned}
 \Sigma Q_{Fc} &< Q_A + Q_B + Q_C \\
 \Sigma Q_{Fc} &= 2758.88 \text{ ton} \\
 Q_A &= 974.46 \text{ ton} \\
 Q_B &= 2046.73 \text{ ton} \\
 Q_C &= (2.5 * 6.599 * 0.7 + 1.68) * (0.96 * 43.55) \\
 2785.88 \text{ ton} &< 3574.00 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

a.5.2 Sismo en el sentido sur-norte.

En este caso el ancho de la zapata A se reduce a 0.0 m.

$$\Sigma Q_{Fc} < Q_A + Q_B + Q_C$$

$$\begin{aligned} \Sigma QF_c &= 2785.88 \text{ ton} \\ Q_A &= 0.00 \text{ ton} \\ Q_B &= 2046.73 \text{ ton} \\ Q_C &= 1556.91 \text{ ton} \\ 2785.88 \text{ ton} &< 3593.64 \text{ ton} \end{aligned}$$

a.5.3 Sismo en el sentido poniente-oriente.

Las zapatas bajo esta condición se reducen virtualmente a una longitud de 41.23 m.

$$\begin{aligned} \Sigma QF_c &< Q_A + Q_B + Q_C \\ \Sigma QF_c &= 2732.62 \text{ ton} \\ Q_A &= (2.5 * 6.1462 * 0.7 + 1.68) * (1.8 * 41.23) \\ Q_B &= (2.5 * 6.1462 * 0.7 + 1.68) * (4.0 * 41.23) \\ Q_C &= (2.5 * 5.8540 * 0.7 + 1.68) * (3.0 * 43.55) \\ 2732.62 \text{ ton} &< 4337.19 \text{ ton} \end{aligned}$$

a.5.4 Sismo en el sentido oriente-poniente.

En esta condición, la longitud de las zapatas se reduce a 42.15 m.

$$\begin{aligned} \Sigma QF_c &< Q_A + Q_B + Q_C \\ \Sigma QF_c &= 2732.62 \text{ ton} \\ Q_A &= (2.5 * 6.1450 * 0.7 + 1.68) * (1.8 * 42.15) \\ Q_B &= (2.5 * 5.7572 * 0.7 + 1.68) * (4.0 * 42.15) \\ Q_C &= (2.5 * 5.8521 * 0.7 + 1.68) * (3.0 * 42.15) \\ 2732.62 \text{ ton} &< 4427.39 \text{ ton} \end{aligned}$$

a.6 Igual que el caso a.5, pero considerando además los lastres en las zapatas.

a.6.1 Sismo en el sentido norte-sur.

En este caso debe considerarse un ancho ficticio en 1.20 m la zapata del eje C.

$$\begin{aligned} \Sigma QF_c &< Q_A + Q_B + Q_C \\ \Sigma QF_c &= 2785.88 \text{ ton} \\ Q_A &= 974.46 \text{ ton} \\ Q_B &= 2046.73 \text{ ton} \\ Q_C &= (2.5 * 6.5538 * 0.7 + 1.68) * (1.02 * 43.55) \\ 2785.88 \text{ ton} &< 3605.29 \text{ ton} \end{aligned}$$

a.6.2 Sismo en el sentido sur-norte.

Esta condición lleva a considerar el ancho de la zapata A de 0.0 m.

$$\Sigma QF_c < Q_A + Q_B + Q_C$$

$$\begin{aligned} \Sigma QF_c &= 2785.88 \text{ ton} \\ Q_A &= 0.00 \text{ ton} \\ Q_B &= 2046.73 \text{ ton} \\ Q_C &= 1556.91 \text{ ton} \\ 2785.88 \text{ ton} &< 3603.64 \text{ ton} \end{aligned}$$

a.6.3 Sismo en el sentido poniente-oriente.

En este caso, las zapatas tendrán una longitud ficticia de 42.35 m.

$$\begin{aligned} \Sigma QF_c &< Q_A + Q_B + Q_C \\ \Sigma QF_c &= 2785.88 \text{ ton} \\ Q_A &= (2.5 * 6.1433 * 0.7 + 1.68) * (1.8 * 42.35) \\ Q_B &= (2.5 * 5.7543 * 0.7 + 1.68) * (4.0 * 42.35) \\ Q_C &= (2.5 * 5.4899 * 0.7 + 1.68) * (3.0 * 42.35) \\ 2785.88 \text{ ton} &< 4338.83 \text{ ton} \end{aligned}$$

a.6.4 Sismo en el sentido oriente-poniente.

Esta condición conduce a considerar una longitud de las zapatas de 39.91 m.

$$\begin{aligned} \Sigma QF_c &< Q_A + Q_B + Q_C \\ \Sigma QF_c &= 2785.88 \text{ ton} \\ Q_A &= (2.5 * 6.1448 * 0.7 + 1.68) * (1.8 * 39.91) \\ Q_B &= (2.5 * 5.7632 * 0.7 + 1.68) * (4.0 * 39.91) \\ Q_C &= (2.5 * 5.8567 * 0.7 + 1.68) * (3.0 * 39.91) \\ 2785.88 \text{ ton} &< 4204.28 \text{ ton} \end{aligned}$$

Como puede observarse, en todas las condiciones de carga, se cumple con el estado límite de falla, incluido el caso de lastres temporales en una zona de la cimentación.

b) Estado límite de servicio

En este análisis se revisa que los movimientos o deformaciones originados en el terreno de apoyo por los cambios en la cimentación, sean los esperados y no perjudiciales para la estructura.

Con las modificaciones propuestas para la cimentación, de convertir las zapatas existentes en zapatas huecas, se logra un alivio de presiones en la masa del suelo de 0.04, 0.57 y 0.43 ton/m² en las zapatas A, B y C respectivamente. (véase la memoria de cálculo al final de este trabajo) que no provocarán expansiones del suelo, dado que si bien es un alivio de presiones, éste no llega a ser de magnitud igual o mayor al peso de la estructura, en cuyo caso sí pudiesen generarse expansiones, y sólo logrará que el hundimiento de la estructura no se incremente o, por lo menos, no se acelere: Debe recordarse que es una estructura que lleva construida más de diez y ocho años, en los que seguramente ya debe haberse dado el mayor porcentaje de asentamientos por consolidación primaria.

Una vez cambiado el tipo de cimentación, en las zonas poniente de las zapatas, se procederá a lastrar con gravas cementadas extraídas de las minas del poniente de la metrópoli, con un peso volumétrico seco máximo del orden de 2.0 a 2.1 ton/m³, mismas que son fácilmente localizadas en dicha zona. El lastre así formado, se compactará con pisón de mano y podrá alcanzar por lo menos el 80% de compactación, además si se le agrega agua para alcanzar un 50% de humedad, se logrará obtener una presión adicional de 0.99, 1.67 y 1.49 ton/m² en las zapatas de los ejes A, B y C, respectivamente.

El lastre sólo se colocará en la zona alejada de los puntos de mayor hundimiento; es decir, se colocará entre los ejes 8 y 12. Al considerar el alivio de presiones por un lado y la sobrecarga por otro, se tiene que las condiciones de presiones nuevas sobre el suelo son:

Eje	Entre ejes	Presión
A	1 - 8	0.000 ton/m ²
A	8 - 12	0.837 ton/m ²
B	1 - 8	0.000 ton/m ²
B	8 - 12	0.869 ton/m ²
C	1 - 8	0.000 ton/m ²
C	8 - 12	0.801 ton/m ²

Con estas presiones, cuya magnitud y localización se indica, la masa del suelo sufrirá nuevos asentamientos, adicionales a los provocados por la estructura antes de la modificación de su cimentación. Con la disposición de los lastres en las zonas de menor asentamiento, se trata de que allí precisamente se generen nuevos asentamientos y nulos o muy bajos en la zona contraria, de esta manera y a largo plazo, puesto que se trata de asentamientos por consolidación primaria, la estructura tratará de igualar sus asentamientos, de tal manera que no existan hundimientos diferenciales.

Una vez logrado el objetivo deseado, los lastres podrán retirarse total o parcialmente, esto lo determinarán las nivelaciones de precisión que deberán realizarse.

b.1 Asentamientos por consolidación primaria.

Para determinar la magnitud de los asentamientos provocados, se hizo la hipótesis de que estos se deberán a cambio de volumen, tal como se indica en la teoría de consolidación primaria de K. Terzaghi. En el caso particular del suelo de la ciudad de México, se ha encontrado estadísticamente que cuando su contenido natural de agua tiene un valor próximo al límite líquido, el comportamiento del suelo corresponde a un suelo normalmente consolidado, por lo que en esos casos es recomendable que la obra de que se trate no genere esfuerzos de magnitud mayor que la carga de preconsolidación.

En primer término fue necesario determinar los incrementos de esfuerzos en la masa del suelo, bajo diferentes puntos de interés, como son los extremos y centros de cada una de las tres zapatas, provocados por las disposiciones de cargas antes señaladas.

Mediante un programa de computadora que utiliza las ecuaciones de Boussinesq, de

distribución de esfuerzos normales, se pudo determinar la variación de dichos esfuerzos con la profundidad en los sitios de interés: En las figuras Nos 26 a 40 se ilustran dichos esfuerzos bajo los puntos en los cuales se determinaron.

En términos generales los esfuerzos calculados en el suelo de apoyo de las zapatas, debidos al lastre colocado en parte de las zapatas, resultaron ser máximos al centro del área cargada, intermedios en los bordes de la zona cargada, con magnitudes bastante menor al centro del área total de las zapatas y prácticamente nulos en los bordes de las zapatas más alejadas de la zona cargada con lastre.

Por otro lado, conocida la estratigrafía del suelo y las condiciones hidráulicas del mismo a través de las pruebas de campo, laboratorio y la instalación de la estación piezométrica, se pudo establecer una estratigrafía idealizada para el cálculo de la magnitud de los asentamientos, dividiendo en capas de espesor no mayor de 3.0 m, determinando al centro de cada una de ellas las presiones totales, de poro y efectivas, además se contó con curvas de compresibilidad, determinadas en el laboratorio de mecánica de suelos, para cada capa considerada.

Una vez conocidas las presiones efectivas, los incrementos de presión al centro de cada capa y contando con las curvas de compresibilidad, se procedió al cálculo de asentamientos por consolidación primaria, mediante la expresión siguiente:

$$\Delta H = \sum [(\Delta E_i / (1 + e_{oi})) * h_i]$$

En donde:

ΔH = Asentamiento total.

ΔE_i = Decremento en la relación de vacíos en la capa i, provocado por el incremento de presión ΔP_i .

e_{oi} = Relación de vacíos inicial de la capa i, correspondiente a la presión efectiva P_{oi} al centro de la capa i.

h_i = Espesor de la capa i.

Los resultados obtenidos son los siguientes:

ejes	Asentamiento (cm)	ejes	Asentamiento (cm)
A - 12	4.3	B - 8	4.7
A - 10	6.1	B - 4	0.4
A - 8	4.0	B - 1	0.0
A - 4	0.4	C - 12	4.0
A - 1	0.0	C - 10	6.1
B - 12	5.2	C - 8	4.0
B - 10	9.4	C - 4	0.4
		C - 1	0.0

El análisis de los resultados obtenidos determinó un hundimiento diferencial máximo del orden de los observados en el edificio, pero de sentido contrario, por lo tanto, en teoría, al

colocarse el lastre, el edificio deberá de regresar a su verticalidad, cumpliéndose con el objetivo fijado.

b.2 Asentamientos inmediatos.

La observación de obras construidas y apoyadas en el suelo blando de la ciudad de México, determina que el hundimiento que experimenta la obra de que se trate, debido al consecuente hundimiento de sus apoyos estructurales, generado por la deformación del "suelo de apoyo", es producto de:

- 1.- Asentamientos inmediatos
- 2.- Asentamientos debidos a consolidación primaria.
- 3.- Asentamientos debidos a consolidación secundaria.

En el caso presente los asentamientos inmediatos se cuantificaron empleando una teoría elástica lineal, utilizando la expresión que obtuvo Jambú:

$$\Delta H = Q * B * \mu_0 * \mu_1 * (1/E)$$

En donde:

ΔH	Asentamiento en m.
Q	Sobrecarga aplicada, en ton/m ² . En este caso sólo se considera la sobrecarga producto de los lastres.
B	Ancho del cimiento, en m.
μ_0 y μ_1	Coefficientes que dependen de la geometría de las zapatas, su ancho, su largo (considerando sólo la zona lastrada), la profundidad de apoyo y los espesores de las capas consideradas. (figura No 18)
E	Módulo de elasticidad estático del suelo, determinado durante las pruebas triaxiales no consolidadas no drenadas, en ton/m ² .

Al sustituir valores (ver anexo de memoria de cálculo) se tienen los siguientes resultados:

Zona cargada bajo zapata del eje	Asentamiento medio inmediato, en mm
A	10
B	13
C	13

Como puede observarse, estos asentamientos inmediatos son de una magnitud mínima, que no causarán daños estructurales a pesar de presentarse de forma inmediata durante la etapa de colocación del lastre o inmediatamente después.

b.3 Asentamientos inmediatos ante cargas dinámicas.

En este estado límite de servicio, se revisa el comportamiento de la cimentación durante un sismo, calculando los hundimientos que pueden llegar a presentarse.

Estos hundimientos o asentamientos, serán provocados por el momento de volteo generado durante un sismo, cuyo valor se ha determinado en 1876.12 ton-m. Este momento deberá ser soportado por los cajones huecos de cimentación, y por la losa de fondo de dichos cajones, es decir se puede establecer la siguiente expresión:

$$M_v \leq M_c + M_l$$

En donde:

M_v = Momento de volteo actuante, igual a 1876.12 ton - m

M_c = Momento que es capaz de tomar el cajón.

M_l = Momento resistente de la losa.

El momento resistente de los cajones se puede determinar mediante la ecuación:

$$M_c = 1/FS [(2C + P_v) * (L * D^2/2)]$$

En donde:

FS = Factor de seguridad, que se determina atendiendo al grado de deterioro o de compactación del suelo vecino a los muros de contención de los cajones, en este caso se utilizó el valor de 3.

C = Cohesión del suelo vecino al muro, igual a 2.50 ton/m².

P_v = Presión total por peso propio del suelo al nivel de apoyo del cajón, en este caso 1.68 ton/m².

L = Dimensión de la cimentación, perpendicular al sentido del sismo.

D = Profundidad de apoyo de los cajones, en este caso 1.20 m.

b.3.1 Sismo en sentido longitudinal (oriente-poniente).

$$M_c = [1/3 (2.25 * 1.68/2) * (8.8^2 * 1.2/2)]$$

$$M_c = 12.33 \text{ ton-m}$$

b.3.2 Sismo en sentido transversal (norte-sur).

$$M_c = [1/3 (2.25 * 1.68/2) * (43.55^2 * 1.2/2)]$$

$$M_c = 61.04 \text{ ton-m}$$

El momento resistente de la losa se determinó mediante la expresión:

$$M_l = 1/3 (B/2) * L * E * u_e$$

En donde:

- M_i = Momento resistente de la losa.
 B = Dimensión de la cimentación, paralela a la dirección del sismo.
 L = Dimensión de la cimentación, perpendicular al sentido del sismo.
 E = Módulo de elasticidad dinámico del suelo, estimado en 1388 ton/m², (ver memoria de cálculo)
 υ_e = Distorsión angular en la cimentación debido al sismo, igual a :

$$\upsilon_e = \delta (B/2)$$

En donde:

δ = Desplazamiento vertical máximo.

B = Longitud de la cimentación, en el sentido del sismo.

b.3.3 Sismo en sentido longitudinal (oriente-poniente).

$$M_i = 1/3 * \Pi * (43.55/2) * 8.8 * 1388 * \upsilon_e$$

$$M_i = 6064808.47 * \upsilon_e$$

Como se tiene:

$$M_v \leq M_c + M_i$$

$$M_i \leq M_v + M_c$$

y

$$M_i \leq 1876.12 - 12.33 \text{ ton-m}$$

y

$$M_i = 6064808.47 * \upsilon_e$$

entonces:

$$\upsilon_e = 1863.78/6064808.47$$

$$\upsilon_e = 0.000307$$

pero como

$$\upsilon_e = \delta (B/2)$$

entonces

$$\delta = \upsilon_e * B/2$$

sustituyendo valores se tiene que:

$$\delta = 7 \text{ mm}$$

b.3.4 Sismo en sentido transversal (norte-sur).

$$M_i = 1/3 * \Pi * (8.8/2) * 43.55 * 1388 * \upsilon_e$$

$$M_i = 1225495.17 * \upsilon_e$$

Como se tiene:

$$M_v \leq M_c + M_i$$

$$M_i \leq M_v + M_c$$

y

$$M_i \leq 1876.12 - 61.64 \text{ ton-m}$$

y

$$M_i = 1225495.17 * \upsilon_e$$

entonces:

$$v_e = 1815.08/1225495.17$$

$$v_e = 0.001481$$

pero como

$$v_e = \delta (B/2)$$

entonces

$$\delta = v_e * B/2$$

sustituyendo valores se tiene que:

$$\delta = 7 \text{ mm}$$

Como puede observarse, el momento de volteo es tomado por la suma de los momentos que se generen en la zapata debido a la resistencia que ofrece el suelo que la confina, y al correspondiente a la resistencia que aparece entre la base de la zapata y el suelo en que se apoya. Estos momentos requieren que aparezcan reacciones adecuadas, lo cual a su vez determina un movimiento relativo entre la zapata correspondiente, el suelo confinante y el apoyo, que en este caso fue de sólo 7 mm, que se consideran admisibles.

c) Aspectos constructivos.

La construcción de la recimentación propuesta, obliga a efectuar excavaciones temporales (del orden de 30 a 40 días) poco profundas de solo 1.20 m, que dado el tipo de materiales existentes, se podrán mantener con taludes verticales, sin fallas o desconchamientos, pudiendo realizarse con herramientas manuales. Pero será conveniente proteger dichos taludes contra la erosión.

El comportamiento esperado, deberá verificarse mediante nivelaciones de precisión, que serán las que en última instancia darán las pautas a seguir.

V RECOMENDACIONES

Si bien las excavaciones no presentan problemas de estabilidad de las paredes, si se estima conveniente que no se abran simultáneamente en toda el área que ocupará la recimentación, ya que las trabes de rigidez de las zapatas adolecerán de confinamiento lateral al retirar los rellenos que descansan sobre las zapatas, y durante un sismo que ocurriese durante esta etapa constructiva, pudiera resultar riesgoso.

Se recomienda, por lo tanto, que las excavaciones de hagan en tres etapas por cada eje, éstas se localizan entre los ejes 1 a 4, 4 a 8 y 8 a 12.

Por otro lado, las tres zapatas podrán atacarse al mismo tiempo, siempre y cuando dichas etapas no coincidan en cada zona; por ejemplo se atacará la zapata A en su zona de ejes 1 a 4, la zapata B en su zona de ejes 4 a 8 y la zapata C en su zona de ejes 8 a 12. Las

etapas siguientes se atacarán en forma similar.

Inmediatamente después de excavada cada zona con cortes temporales con talud vertical, se procederá a descubrir el armado de la zapata, en la zona en donde se anclará el acero de refuerzo de los nuevos muros de contención, y también a colocar en las paredes del talud, muretes capuchinos a manera de cimbra perdida, con el objeto por una parte, de evitar el intemperismo del suelo, y por otra para evitar que el concreto de los muros se contamine con suelo.

Las losas tapas se colocarán, dejando registros para maniobras posteriores de colocación o retiro de lastres. En las zonas de los ejes 8 a 12, en que se colocarán lastres como parte integral de la solución propuesta, es conveniente que primero se coloque el lastre compactado con pisón y posteriormente se cuele la losa tapa, dejando también sus registros.

Con el objeto de que las características mecánicas del suelo no cambien, se recomienda que el procedimiento de construcción que se seleccione, se realice con la mayor rapidez posible.

Durante la etapa constructiva de la recimentación, también se efectuarán otros trabajos adicionales como son:

- Demolición de columna dañada.
- Reconstrucción de columna demolida.
- Reparación de fisuramientos de muros.
- Desligar muros de columnas.
- Colocación de materiales elásticos entre muros y columnas.

Un aspecto de suma importancia lo constituye la colocación de puntos de nivel en todas las columnas, para que en forma periódica y referida a un banco de nivel profundo y a un banco superficial, se realicen nivelaciones de precisión, para observar el comportamiento real de la cimentación y poder compararlo con el teórico esperado, en forma similar resulta conveniente medir desplomos.

Las nivelaciones se harán cada semana durante la etapa constructiva, se espaciarán a cada mes durante el primer año y a cada seis meses durante los siguientes años.

Los resultados de las nivelaciones, deberán ser remitidos a un ingeniero para su interpretación y para que tenga los datos necesarios a fin de definir cuándo debe retirarse el lastre, si es parcial o totalmente o si es necesario colocar lastre adicional en otras zonas.

VI COSTO DE RECIMENTACIÓN

La solución de cimentación propuesta, además de ser técnicamente adecuada, debe ser ejecutada por el empleo de poca maquinaria y mano de obra suficiente, lo cual en una

época de recesión económica, resulta beneficioso aunque sea en una mínima parte, dando trabajo a personal no calificado (peones), oficiales (albañiles) y demás personal de bajos ingresos de la industria de la construcción, en los cuales repercute de manera más aguda, una recesión económica del País.

No es objeto de este trabajo determinar, mediante un análisis exhaustivo de precios, el costo por la recimentación del inmueble, por lo que sólo se describen los conceptos básicos para poder determinar dicho costo.

Como en cualquier obra urbana de este tipo, deben considerarse los siguientes aspectos:

- a) Catálogo de conceptos.
- b) Programa de ejecución de obra.
- c) Costo por equipos.
- d) Costos por materiales.
- e) Costo por mano de obra.
- f) Indirectos.
- g) Utilidad.

a) Catálogo de conceptos.

No	Concepto	Unidad	Cantidad
1	Demolición de pisos	m ³	28
2	Demolición de banquetas perimetrales	m ³	11
3	Excavación	m ³	397
4	Retiro de la obra del material producto de excavación	m ³	516
5	Demolición parcial de zapata para descubrir el acero de refuerzo	m ³	11
6	Construcción de muros capuchinos	m ²	314
7	Habilitado de acero de refuerzo	ton	4.3
8	Cimbrado para colar muros de contención y losa tapa y descimbrado	m ²	697
9	Colado de muros de contención, losa tapa y registros	m ³	111
10	Descimbrado de muros, losa tapa y registros	m ³	697
11	Colocación de lastres	ton	299
12	Colocación de pisos	m ²	307

b) Programa de ejecución de obra.

Este programa será definido por el constructor y no forma parte de este trabajo.

c) Costo por equipos.

Los únicos equipos que serán necesarios en esta obra son: revoladora de concreto

(trompo de un saco) y vibradores, equipo topográfico, camión de volteo y camionetas pick-up de 3/4 ton. Estos últimos con un mínimo de uso en obra, en tanto que el equipo menor como carretillas, marros, cinceles y palas, podrán depreciarse en su totalidad en esta obra. Para la determinación del costo por equipo, deberán contemplarse los siguientes conceptos:

- Valor de adquisición.
- Vida útil, en años.
- Depreciación.
- Inversión.
- Seguros.
- Mantenimiento.
- Consumos.
- Herramienta auxiliar.

De esta manera se podrá determinar el costo por día de cada equipo, y al multiplicarlo por los días de uso o estancia en obra, se determinará el costo por equipos y herramientas.

d) Costo por materiales.

Deberá investigarse en el mercado el costo de los siguientes materiales y afectarse por un factor de gastos reembolsables, que dependerán de la rapidez de pagos de estimaciones por parte del dueño.

No	Material	Unidad	Cantidad
1	Tabique rojo recocido, de calidad según NOM-C-36, incluyendo mermas y desperdicio	pieza	7152
2	Barra corrugada de acero de refuerzo, del No 3, que cumpla con los requisitos de la NOM-B-6, incluyendo desperdicio	kg	4600
3	Cimbra de madera, para tres usos	m ²	233
4	Cemento Portland, tipo I, para mortero y concreto. Debe cumplir con NOM-C-1 ó NOM-C-2 (puzolánicos)	ton	46
5	Arena para fabricar mortero y concreto. Debe cumplir con requisitos de la NOM-C-111.	ton	74
6	Grava andesítica o basáltica para dosificar concreto. Debe cumplir con NOM-C-111.	ton	129
7	Grava cementada o controlada para lastres, con un peso volumétrico seco máximo mayor de 2000 Kg/m ³ .	ton	299
8	Piso de terrazo de color café claro, con calidad garantizada por el fabricante	m ²	307

e) Costo por mano de obra.

El personal que efectuará el trabajo, tendrá un sueldo en nómina de acuerdo a su categoría, a las condiciones de mercado y se evaluará en función del salario mínimo vigente a la fecha

de la construcción.

El costo directo por personal, se determinará considerando el salario real afectado por el factor costo empresa (FCE), que a continuación se desglosa:

Factor de días trabajados (FDT)

Días calendario	365.25
Domingos	52.00
Festivos por Ley	7.00
Religiosos	4.00
Ausencias por enfermedad	3.00
Vacaciones	<u>11.00</u>
	77.00

Días hábiles por año = $(365.25 - 77.00) = 288.25$ días

Factor de días pagados (FDP)

Sueldos	365.25
Aguinaldos	15.00
Prima vacacional ($11 * 0.25$)	<u>2.75</u>
	383.00

FDP = $383.00 / 288.25$ 1.32871

Factor por prestaciones (FP)

I.M.S.S. = $0.1594 * 1.26713$	0.201980
Guardería = $0.01 * 1.26713$	0.012671
Educación = $0.01 * 1.26713$	0.012671
Retiro = $12 / 365.25$	<u>0.032854</u>
	0.260177

Factor costo empresa (FCE)

FCE = FDP + FP
FCE = $1.32871 + 0.260177$
FCE = 1.58888

El personal necesario por día para esta recimentación será:

Personal	Cantidad
Residente	1
Sobrestante	1

Cabo	4
Peones	s/n
Chofer	0.5
Topógrafo	0.3
Ayudante de topografía	0.5

f) Indirectos

Para el cálculo del factor de indirectos, se deben considerar los siguientes conceptos:

1) Gastos de oficina.

Renta del local
Teléfonos
Consumo de energía eléctrica
Papelería
Mobiliario y equipo (escritorios, máquina de escribir, computadora, etc
amortizados en 10 años)

2) Salarios y prestaciones de personal técnico y administrativo.

Gerente general
Subgerente
Coordinador técnico
Contador
Auxiliar de contador
Jefe de personal
Secretarias
Cajero
Cobrador
Mensajero
Aseo

3) Financiamiento.

4) Finanzas.

5) Cámara de la Industria de la Construcción.

6) Asesoría fiscal y jurídica.

Todos estos conceptos, analizados y comparados con la facturación anual, dará el factor de indirectos.

g) Utilidad

El factor de utilidad, es un valor que puede fluctuar entre 1.15 y 1.20, dependiendo de las condiciones de mercado y del tamaño e importancia de la compañía constructora.

h) Otros aspectos importantes.

Debe considerarse en el costo de la obra, el correspondiente a un laboratorio de prestigio, de control de calidad de materiales de construcción acreditado por el SINALP, cuyo costo es del orden del 0.8 al 1.5% del costo total de la obra. Este laboratorio de control de calidad es de suma importancia, dado que la calidad de la obra es responsabilidad total del constructor.

VII RESULTADOS OBTENIDOS

Los trabajos de recimentación propuestos y realizados, lograron el objetivo deseado, ya que tres años después de terminada la recimentación, los asentamientos diferenciales fueron nulos y el edificio volvió a su verticalidad, sin presentarse desplomes, debido a un asentamiento de 150 mm en la zona lastrada y de 5 mm en la zona sin lastres.

Las dos últimas nivelaciones con que se cuenta, abril de 1988 y abril de 1989, indican que el hundimiento correspondiente a ese periodo fue uniforme. Las nivelaciones fueron realizadas tomando como banco de nivel profundo a un punto de una estructura cimentada con pilotes apoyados por su punta en la primera capa dura. Esta estructura pertenece también a la misma fábrica, y se localiza alejada más de 100 m de la recimentación; las nivelaciones toman en cuenta un banco de nivel superficial, constituido por un punto en un poste localizado en la acera de la avenida 171. El hundimiento medido fue de 295 mm en total, lo cual representa que el mayor porcentaje (190 mm) correspondió al hundimiento regional, y sólo 105 mm al mayor hundimiento del edificio recimentado.

En las figuras 47 a 49 se indican los resultados de las nivelaciones efectuadas, mismas que sirvieron de base para lo escrito arriba.

VIII CONCLUSIONES

** Se trata mediante las aplicaciones de las teorías de mecánica de suelos, de corregir el hundimiento diferencial y desplome, de un inmueble de planta baja, dos niveles tipo y azotea, ubicado en la zona del lago de la ciudad de México.

** La solución de cimentación, fue a base de tres zapatas longitudinales de 1.80, 4.00 y 3.00 m de ancho, apoyadas a 1.20 m de profundidad.

** Las zapatas cubren más del 50% del área que cubre, en planta, el edificio, por lo que se

estima que no fue una buena solución de cimentación, tanto económica como de comportamiento.

** La estructura presentaba en octubre de 1985, un hundimiento diferencial de 101 mm en el sentido longitudinal y un desplome de 50 mm, hacia el sur-oeste.

** Dado que las descargas que impone el edificio son razonablemente uniformes, parece ser que se trata de un problema de diferentes grados de deformabilidad del suelo, a pesar que entre los puntos de mayor y menor hundimiento, la distancia es del orden de 50 m.

** La estratigrafía general del suelo la forma un manto superficial de 4.8 m de espesor; le subyace la formación arcillosa superior entre 4.8 y 26.8 m de profundidad, que a su vez descansa sobre la primera capa resistente.

**El suelo se caracteriza por su baja resistencia al esfuerzo cortante y su alta deformabilidad.

** Existen pérdidas de presión, respecto a la hidrostática en el agua del suelo de apoyo.

**El hundimiento regional en la zona, fue de 100 mm/año entre 1978 y 1982.

**Para disminuir la sobrecarga sobre el suelo y por lo tanto detener o minimizar los asentamientos, se propuso cambiar la cimentación: de zapatas normales a zapatas huecas.

**Esta solución llevó a que durante la etapa constructiva, sólo la planta baja dejara de funcionar, en tanto que los dos pisos superiores, siguieron trabajando normalmente.

**Para lograr que el edificio eliminara sus asentamientos diferenciales y desplomes, se propuso lastrar las zapatas huecas en las zonas en que se había experimentado menor hundimiento.

**Con esta solución, tanto con lastres como sin ellos, se cumplen las especificaciones correspondientes a los estados límites de falla, en cualquier combinación de cargas.

**Los asentamientos calculados fueron de la magnitud necesaria para lograr el objetivo propuesto y al cabo de tres años alcanzaron los valores calculados. En la última nivelación (abril de 1989) ya no se registraron hundimientos diferenciales.

** No se habían retirado los lastres hasta abril de 1989, y las nivelaciones futuras indicarán, si éstos deberán removerse parcial o totalmente, o bien lastrar nuevas zonas. Con los resultados, obtenidos, parece ser que no habrá necesidad de hacer movimientos de lastres.

**Se propone que para edificaciones en las que la solución sean zapatas, éstas se diseñen y construyan como zapatas huecas con registros en sus tapas, para así estar en posibilidades de corregir asentamientos no deseados, mediante la colocación estratégica de lastres.

Bibliografía.

VI Reunión Nacional. Mecánica de suelos. "Cimentaciones en área en de México, Acapulco, Morelia, Tampico y Yucatán". Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos A.C.

Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos A.C.

El Subsuelo y la Ingeniería de Cimentaciones en el Área Urbana del Valle de México. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos. A.C.

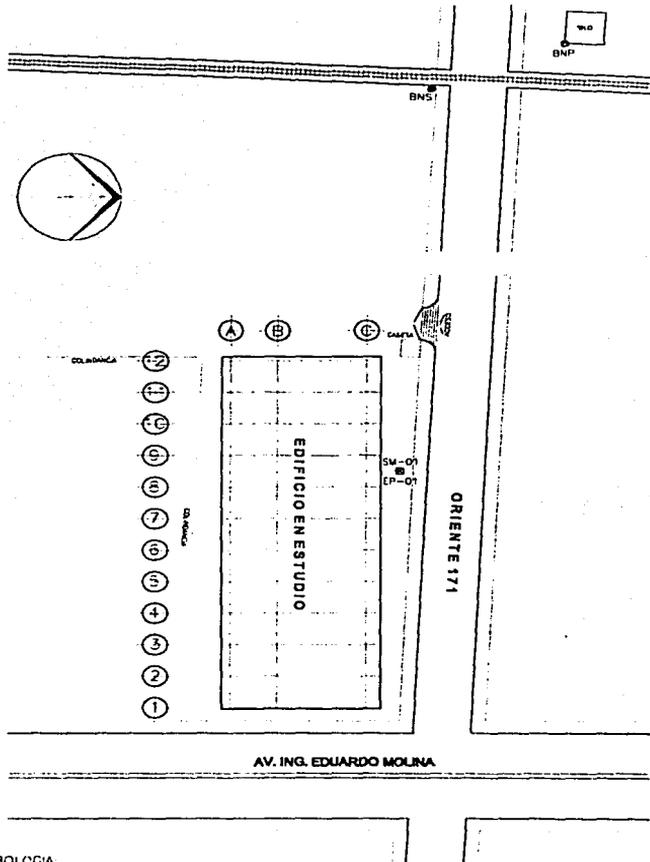
Boletines de mecánica de suelos. Comisión Hidrológica de la Cuenca del Valle de México. Secretaría de Recursos Hidráulicos.

Bancos de nivel establecidos por la CHCVM en el Valle de México. Comisión Hidrológica de la Cuenca del Valle de México. Secretaría de Recursos Hidráulicos.

Características Dinámicas de la Arcilla del Valle de México. Tesis doctoral, Paredes Alberto Jaime.

OBRA: tesis profesional

UBICACION: zona del lago del D.F.



SIMBOLOGIA:

- BNS... BANCO DE NIVEL SUPERFICIAL
- BNP... BANCO DE NIVEL PROFUNDO
- SM... SONDEO M-170
- EP... ESTACION PIEZOMETRICA

LOCALIZACION DE SONDEO Y ESTACION PIEZOMETRICA

FIGURA No. 1

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Prof m	W %	LL %	LP %	y _h ton/m ³	y _s ton/m ³	Ss #	e #	E ton/m ²	Q u Kg/cm ²	C Kg/cm ²	φ °	ESTRATIGRAFIA	SUCES %	F %	A %	G %	N en																		
																		100	200	300	400	500	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
1												Aluvial con cascoteo (limo y arena)																							
2												Limo arenoso café claro de alta plasticidad y compactación variable de sueta a media con lente de microfósiles																							
3												(Manto superficial)																							
4																																			
5																																			
6																																			
7																																			
8																																			
9																																			
10																																			
11												Arcilla volcánica gris verde,																							
12												café verdosa y café rojiza,																							
13												de alta plasticidad, y																							
14												consistencia muy blanda,																							
15												con lentes de arena, de vidrio																							
16												y de microfósiles																							
17												(formación arcillosa superior)																							
18																																			
19																																			
20																																			
21																																			
22																																			
23																																			
24																																			
25																																			
26																																			
27																																			
28																																			
29												Limo arenoso gris verde de																							
30												alta plasticidad y alta compactación																							
30.5												(Primera capa dura)																							

Obra: Tesis profesional
 Ubicación: Zona del lago del D.F.

Sondeo: Mixto 01
 Profundidad: 2.35 m

W %	Ss	e	Gw %	γ_h kg/m ³	γ_s kg/m ³	Qu kg/cm ²	E kg/cm ²	G %	A %	F %	SUCS
15.4	2.59	3.66	100	1410	556	0.52	39	---	---	---	MH

W	Contenido de agua	Qu	Resistencia a la compresión
Ss	Densidad de sólidos	E	Módulo de elasticidad
e	Relación de vacíos	G	% de gravas
Gw	Grado de saturación	A	% de arenas
γ_h	Masa volumétrica húmeda	F	% de finos
γ_s	Masa volumétrica seca		



Esquema de la muestra en la falla

Curva esfuerzo-deformación unitaria, en prueba de compresión axial inconfineda

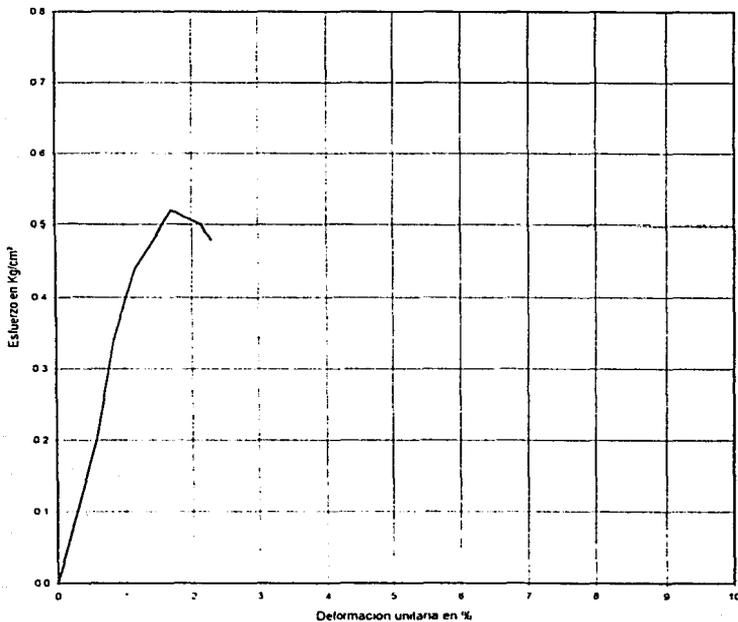


Figura No 3

Obra: Tesis profesional
 Ubicación: Zona del lago del D.F.

Sondeo: Mixto 01
 Profundidad: 5.22 m

W %	S _s	e	G _w %	γ _h kg/m ³	γ _s kg/m ³	Q _u kg/cm ²	E kg/cm ²	G %	A %	F %	SUCS
346	2.41	8.29	100	1157	259	0.76	70	0	0	100	CH

W Contenido de agua
 S_s Densidad de sólidos
 e Relación de vacíos
 G_w Grado de saturación
 γ_h Masa volumétrica húmeda
 γ_s Masa volumétrica seca

Q_u Resistencia a la compresión
 E Módulo de elasticidad
 G % de gravas
 A % de arenas
 F % de finos



Esquema de la muestra en la falla

Curva esfuerzo-deformación unitaria, en prueba de compresión axial inconfínada

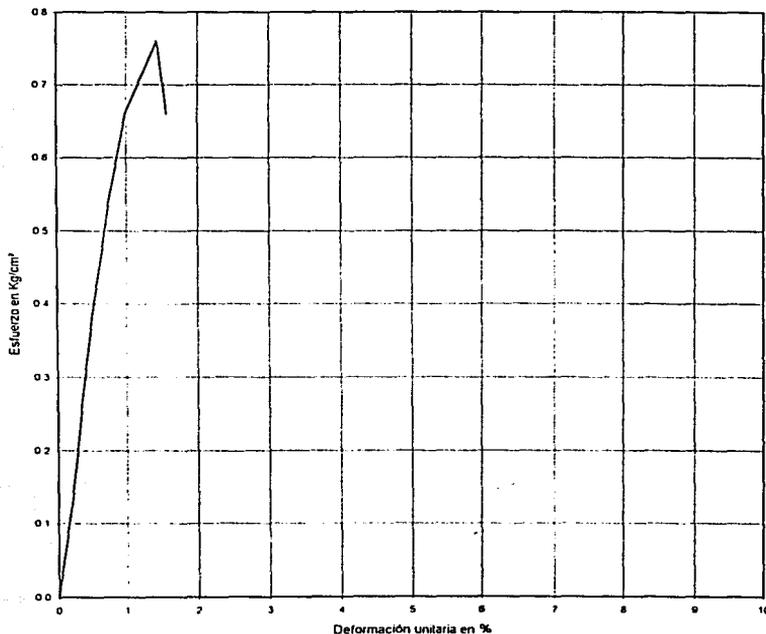


Figura No 4

Obra: Tesis profesional
 Ubicación: Zona del lago del D F

Sondeo: Mixto 01
 Profundidad: 7 20 m

W %	S _s	e	G _w %	γ _{li} kg/m ³	γ _s kg/m ³	Q _u kg/cm ²	E kg/cm ²	G %	A %	F %	SUCS
407	2 29	8 74	100	1193	235	0.54	32	0	0	100	CH

W Contenido de agua
 S_s Densidad de sólidos
 e Relación de vacíos
 G_w Grado de saturación
 γ_{li} Masa volumétrica húmeda
 γ_s Masa volumétrica seca

Q_u Resistencia a la compresión
 E Módulo de elasticidad
 G % de gravas
 A % de arenas
 F % de finos



Esquema de la muestra en la falla

Curva esfuerzo-deformación unitaria, en prueba de compresión axial Inconfinada

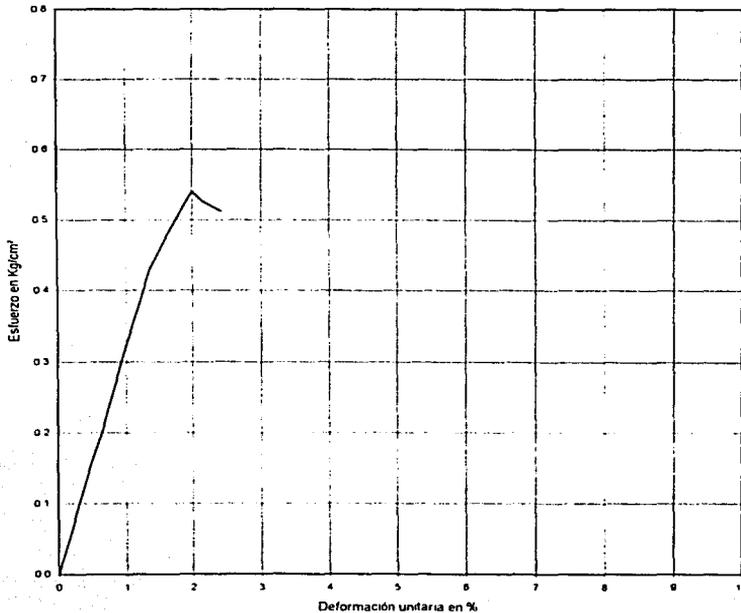


Figura No 5

Obra: Tesis profesional
 Ubicación: Zona del lago del D.F.

Sondeo: Mixto 01
 Profundidad: 10.40 m

W %	S _s	e	G _w %	γ _h kg/m ³	γ _s kg/m ³	Q _u kg/cm ²	E kg/cm ²	G %	A %	F %	SUCS
365	2.18	7.60	100	1180	254	0.44	22	0	0	100	CH

- | | | | |
|----------------|-------------------------|----------------|-----------------------------|
| W | Contenido de agua | Q _u | Resistencia a la compresión |
| S _s | Densidad de sólidos | E | Módulo de elasticidad |
| e | Relación de vacíos | G | % de gravas |
| G _w | Grado de saturación | A | % de arenas |
| γ _h | Masa volumétrica húmeda | F | % de finos |
| γ _s | Masa volumétrica seca | | |



Esquema de la muestra en la falla

Curva esfuerzo-deformación unitaria, en prueba de compresión axial confinada

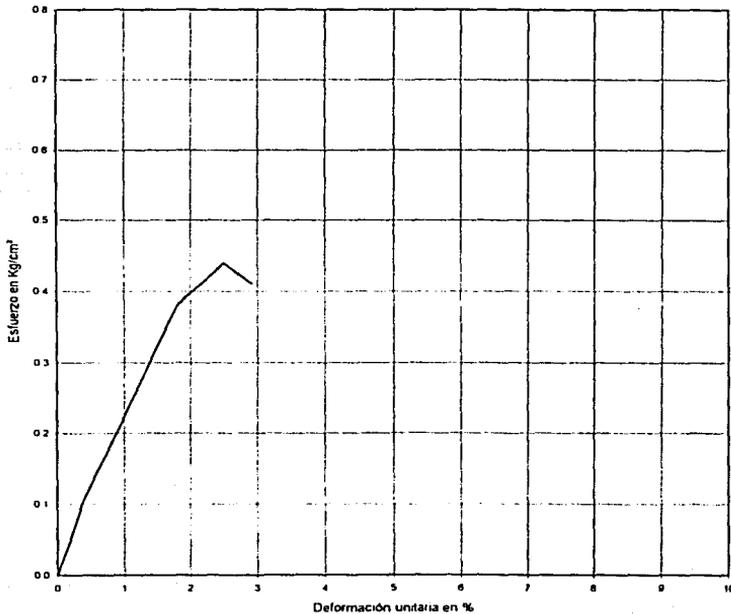


Figura No 6

Obra: Tesis profesional
 Ubicación: Zona del lago del D.F.

Sondeo: Mixto 01
 Profundidad: 13.62 m

W %	Ss	e	Gw %	γ_h kg/m ³	γ_s kg/m ³	Qu kg/cm ²	E kg/cm ²	G %	A %	F %	SUCS
303	225	6.59	100	1195	296	0.67	30	0	1	99	CH

W: Contenido de agua
 Ss: Densidad de sólidos
 e: Relación de vacíos
 Gw: Grado de saturación
 γ_h : Masa volumétrica húmeda
 γ_s : Masa volumétrica seca
 Qu: Resistencia a la compresión
 E: Módulo de elasticidad
 G: % de gravas
 A: % de arenas
 F: % de finos



Esquema de la muestra en la falla

Curva esfuerzo-deformación unitaria, en prueba de compresión axial inconfiada

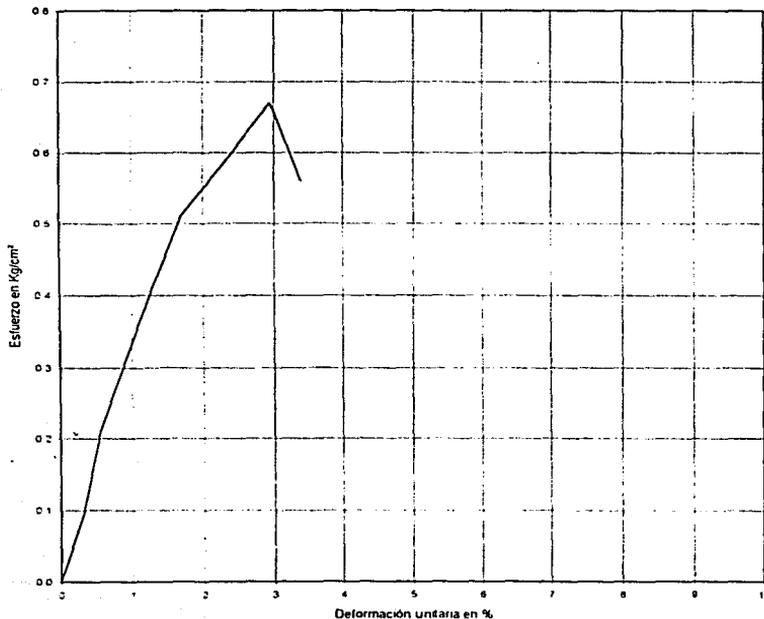


Figura No 7

Obra:
Ubicación:

Tesis profesional
Zona del lago del D.F.

Sondeo:
Profundidad:

Mixto 01
16.62 m

W %	S _s	e	G _w %	γ _h kg/m ³	γ _s kg/m ³	Q _u kg/cm ²	E kg/cm ²	G %	A %	F %	SUCS
31.2	2.26	6.84	100	1187	288	0.60	25	0	2	98	CH

W Contenido de agua
S_s Densidad de sólidos
e Relación de vacíos
G_w Grado de saturación
γ_h Masa volumétrica húmeda
γ_s Masa volumétrica seca

Q_u Resistencia a la compresión
E Módulo de elasticidad
G % de gravas
A % de arenas
F % de finos



Esquema de la muestra en la falla

Curva esfuerzo-deformación unitaria, en prueba de compresión axial inconfina

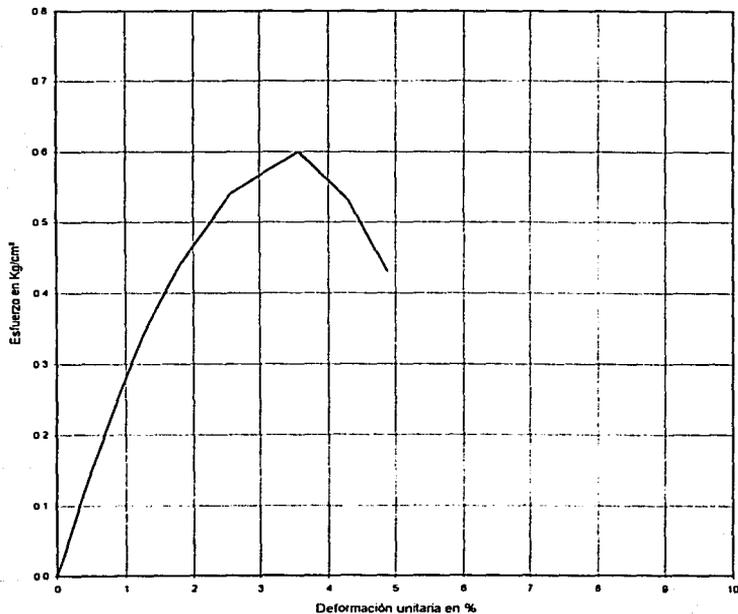


Figura No 8

Obra: Tesis profesional
 Ubicación: Zona del lago del D.F.

Sondeo: Mixto 01
 Profundidad: 19.50 m

W %	S _s	e	G _w %	γ _h kg/m ³	γ _s kg/m ³	Q _u kg/cm ²	E kg/cm ²	G %	A %	F %	SUCS
319	2.42	7.48	100	1197	285	0.56	20	0	1	99	CH

W	Contenido de agua	Q _u	Resistencia a la compresión
S _s	Densidad de sólidos	E	Módulo de elasticidad
e	Relación de vacíos	G	% de gravas
G _w	Grado de saturación	A	% de arenas
γ _h	Masa volumétrica húmeda	F	% de finos
γ _s	Masa volumétrica seca		



Esquema de la muestra en la falla

Curva esfuerzo-deformación unitaria, en prueba de compresión axial inconfiada

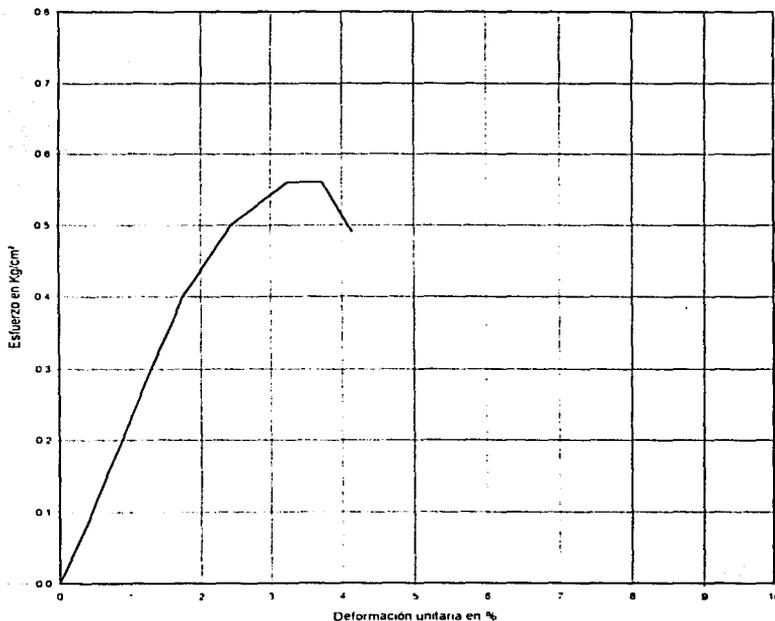


Figura No 9

Obra: Tesis profesional
 Ubicación: Zona del lago del D.F.

Sondeo: Mixto 01
 Profundidad: 22.40 m

W %	S _s	e	G _w %	γ _h kg/m ³	γ _s kg/m ³	Q _u kg/cm ²	E kg/cm ²	G %	A %	F %	SUCS
350	2.53	8.49	100	1200	267	0.50	26	0	0	100	CH

W Contenido de agua
 S_s Densidad de sólidos
 e Relación de vacíos
 G_w Grado de saturación
 γ_h Masa volumétrica húmeda
 γ_s Masa volumétrica seca

Q_u Resistencia a la compresión
 E Módulo de elasticidad
 G % de gravas
 A % de arenas
 F % de finos



Esquema de la muestra en la falla

Curva esfuerzo-deformación unitaria, en prueba de compresión axial inconfiada

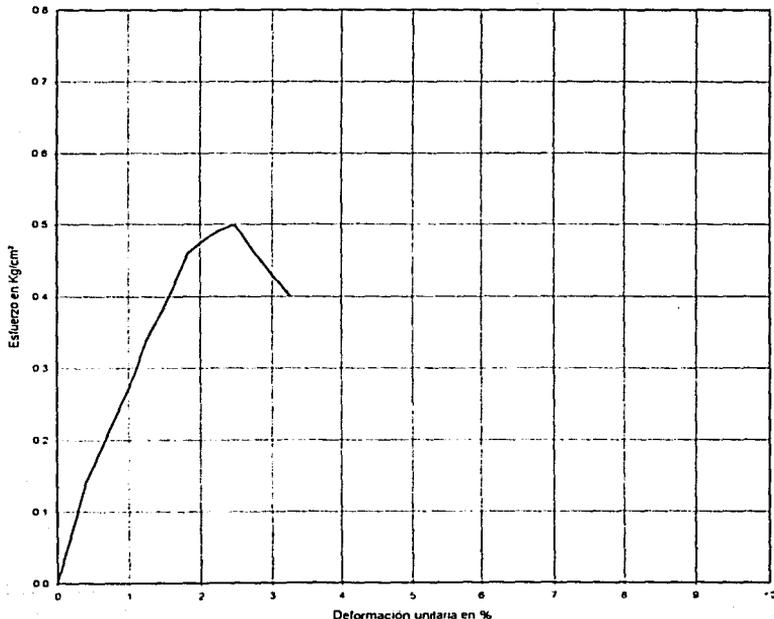


Figura No. 10

Obra: Tesis profesional
 Ubicación: Zona del lago del D.F.

Sondeo: Mixto 01
 Profundidad: 25.00 m

W %	S _s	e	G _w %	γ _h kg/m ³	γ _s kg/m ³	Q _u kg/cm ²	E kg/cm ²	G %	A %	F %	SUCS
301	2.46	7.04	100	1225	306	0.67	24	0	0	100	CH

- | | | | |
|----------------|-------------------------|----------------|-----------------------------|
| W | Contenido de agua | Q _u | Resistencia a la compresión |
| S _s | Densidad de sólidos | E | Módulo de elasticidad |
| e | Relación de vacíos | G | % de gravas |
| G _w | Grado de saturación | A | % de arenas |
| γ _h | Masa volumétrica húmeda | F | % de finos |
| γ _s | Masa volumétrica seca | | |



Esquema de la muestra en la falla

Curva esfuerzo-deformación unitaria en prueba de compresión axial inconfina

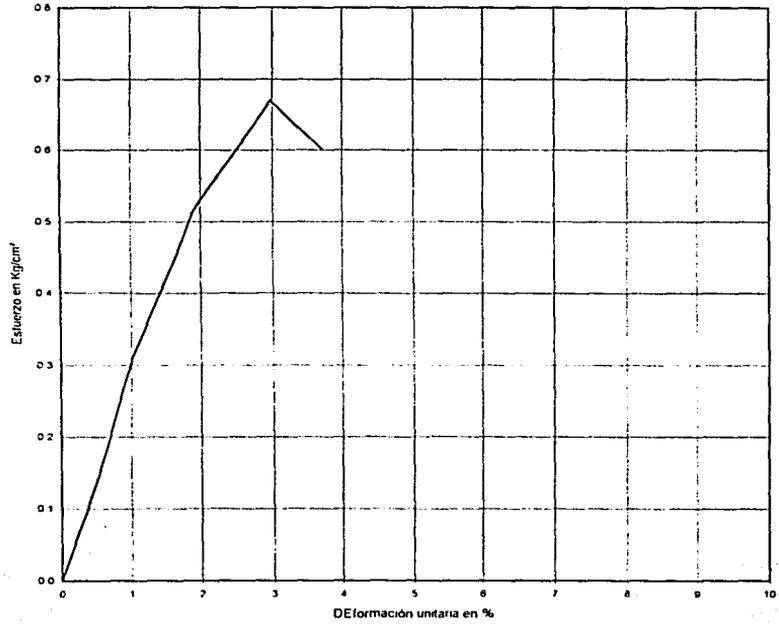


Figura No 11

Obra: Tesis profesional
 Ubicación: Zona del lago del D.F.

Sondeo: Mixto 01
 Profundidad: 27.90 m

W %	S _s	e	G _w %	γ _h kg/m ³	γ _s kg/m ³	Q _u kg/cm ²	E kg/cm ²	G %	A %	F %	SUCS
247	2.53	6.15	100	1228	354	0.57	24	---	---	---	CH

W	Contenido de agua	Q _u	Resistencia a la compresión
S _s	Densidad de sólidos	E	Módulo de elasticidad
e	Relación de vacíos	G	% de gravas
G _w	Grado de saturación	A	% de arenas
γ _h	Masa volumétrica húmeda	F	% de finos
γ _s	Masa volumétrica seca		



Esquema de la muestra en la falla

Curva esfuerzo-deformación unitaria, en prueba de compresión axial Inconfinada

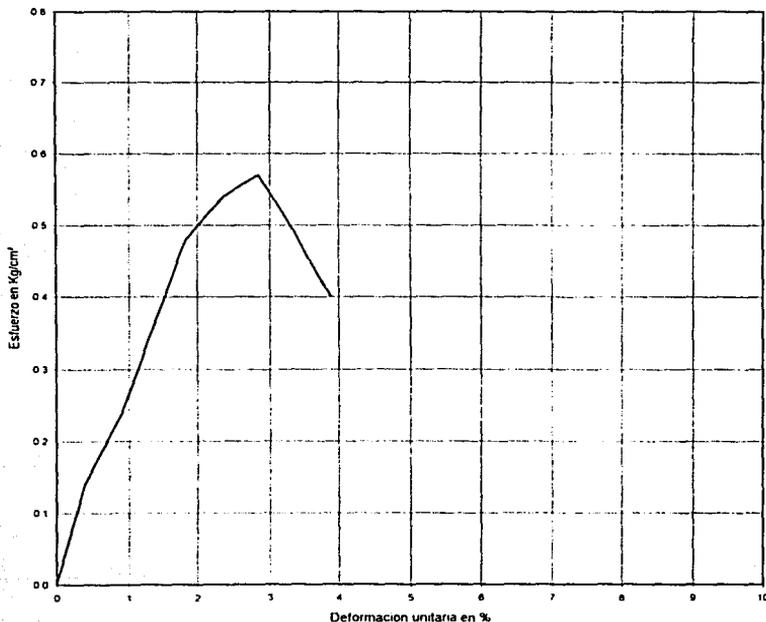
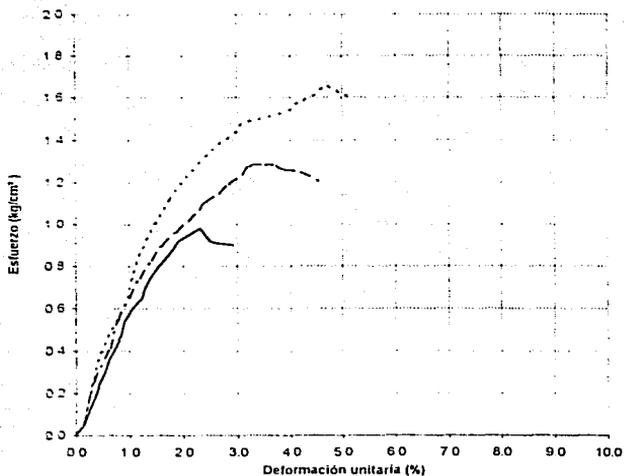


Figura No 12

ENSAYE DE COMPRESION TRIAXIAL UU

OBRA: Tesis profesional
 LOCALIZACION: Zona del lago del D.F

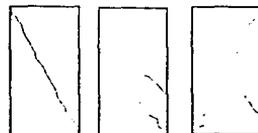
SONDEO: Mixto 01
 PROFUNDIDAD: 2.35 m



DESCRIPCION	
Limo arenoso café claro de alta plasticidad y compacidad media	

CLASIFICACION:			
SUCS	%F	%A	%G
MH	-----	-----	-----

ESQUEMA DE LA MUESTRA EN LA FALLA



σ_{III} (Kg/cm²)

Simbología

σ_1 kg/cm ²	σ_{III} kg/cm ²	Vv %	Ss	e	Gw %	γ_h kg/m ³	γ_s kg/m ³	E kg/cm ²
1.08	0.10	154	2.59	3.67	100	1408	554	55
1.53	0.25	154	2.59	3.75	100	1385	545	60
2.16	0.50	157	2.59	3.72	100	1410	549	74

C kg/cm ²	ϕ (°)
0.25	10

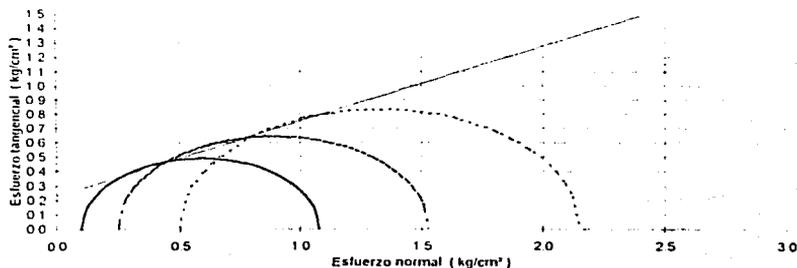
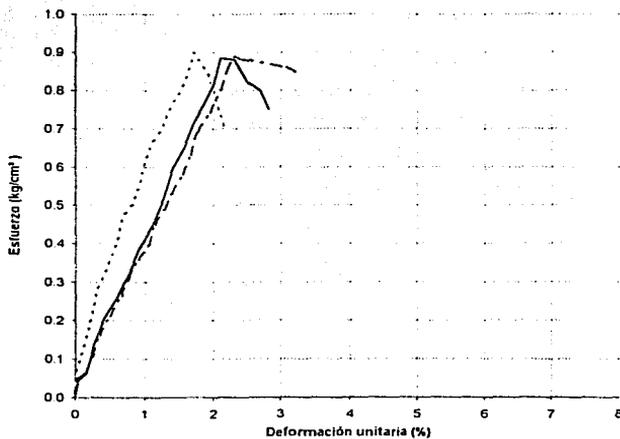


Figura No. 13

ENSAYE DE COMPRESION TRIAXIAL UU

OBRA: Tesis profesional
 LOCALIZACION: Zona del lago del D.F.

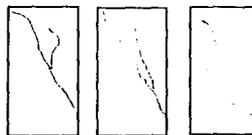
SONDEO: Mixto 01
 PROFUNDIDAD: 5.22 m



DESCRIPCION			
Arcilla volcánica gris verde de alta plasticidad y consistencia muy blanda			

CLASIFICACION			
SUCS	%F	%A	%G
CH	100	0	0

ESQUEMA DE LA MUESTRA EN LA FALLA



0.20 0.45 0.90

σ_{III} (Kg/cm²)

Simbología

σ_1 kg/cm ²	σ_3 kg/cm ²	W %	S _s	e	G _w %	γ_n kg/m ³	γ_s kg/m ³	E kg/cm ²
1.08	0.20	348	2.41	8.32	100	1158	258	40
1.34	0.45	346	2.41	8.32	100	1153	259	37
1.80	0.90	346	2.41	8.32	100	1153	259	52

c kg/cm ²	ϕ (°)
0.45	0

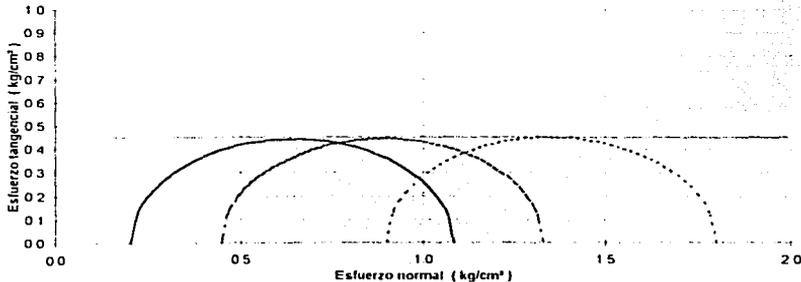
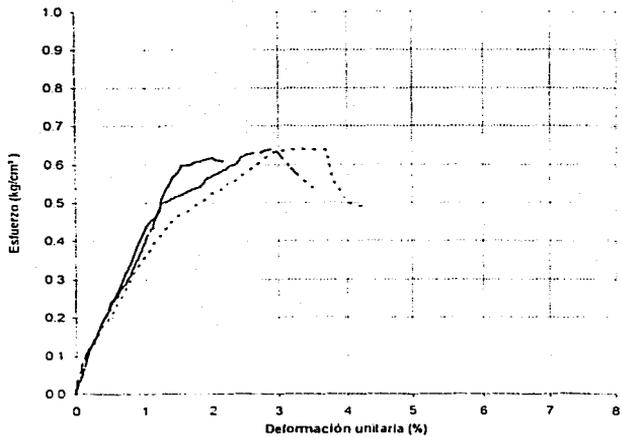


Figura No 14

ENSAYE DE COMPRESION TRIAXIAL UU

OBRA: Tesis profesional
 LOCALIZACION : Zona del lago del D.F.

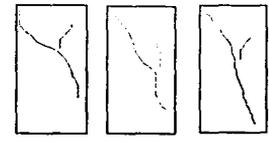
SONDEO: Mixto 01
 PROFUNDIDAD : 7.20 m



DESCRIPCION			
Arcilla volcánica gris verde de alta plasticidad y consistencia muy blanda			

CLASIFICACION			
SUCS	%F	%A	%G
CH	100	0	0

ESQUEMA DE LA MUESTRA EN LA FALLA



0.30 0.60 1.20

σ_{III} (Kg/cm²)

Simbología

σ_1 kg/cm ²	σ_3 kg/cm ²	ω %	Ss	e	Gw %	γ_s kg/m ³	γ_w kg/m ³	E kg/cm ²
0.92	0.30	410	2.29	8.81	100	1190	233	45
1.24	0.60	403	2.29	8.63	100	1196	238	40
1.84	1.20	405	2.29	8.70	100	1192	236	39

C kg/cm ²	ϕ (°)
0.31	0

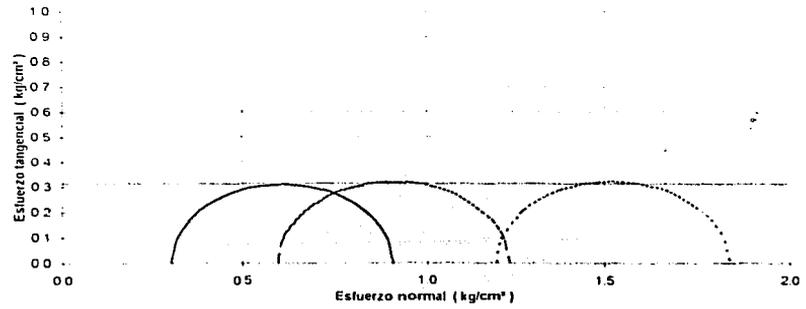
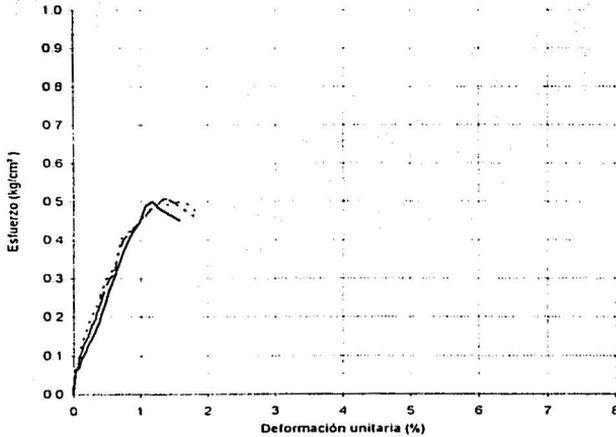


Figura No 15

ENSAYE DE COMPRESION TRIAXIAL UU

OBRA: Tesis profesional
 LOCALIZACION : Zona del lago del D.F.

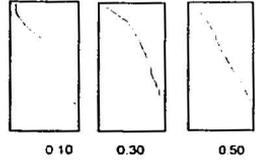
SONDEO: Mixto 01
 PROFUNDIDAD : 10.40 m



DESCRIPCION	
Arcilla volcánica café rojiza de alta plasticidad y consistencia muy blanda	

CLASIFICACION			
SUCS	%F	%A	%G
CH	100	0	0

ESQUEMA DE LA MUESTRA EN LA FALLA



σ_{III} (Kg/cm²)

Simbología

σ_1 kg/cm ²	σ_{III} kg/cm ²	W %	S _s	e	G _w %	γ_s kg/m ³	γ_w kg/m ³	E kg/cm ²
0.60	0.10	363	2.18	7.52	100	1184	256	43
0.81	0.30	365	2.18	7.59	100	1190	254	43
1.00	0.50	368	2.18	7.64	100	1181	252	47

C kg/cm ²	ϕ (°)
0.26	0

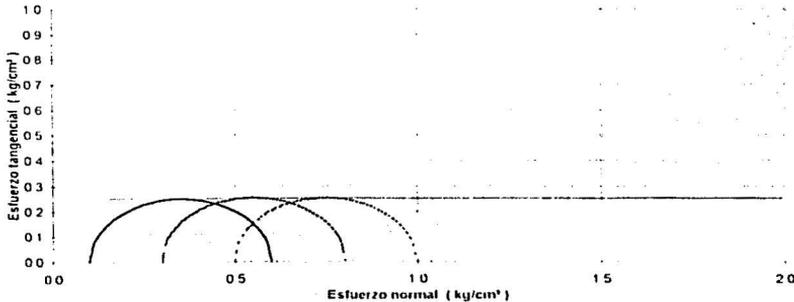


Figura No 16

**TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN**

Coefficientes de capacidad de carga
(tomados del criterio de Skemton y Bjerrum)

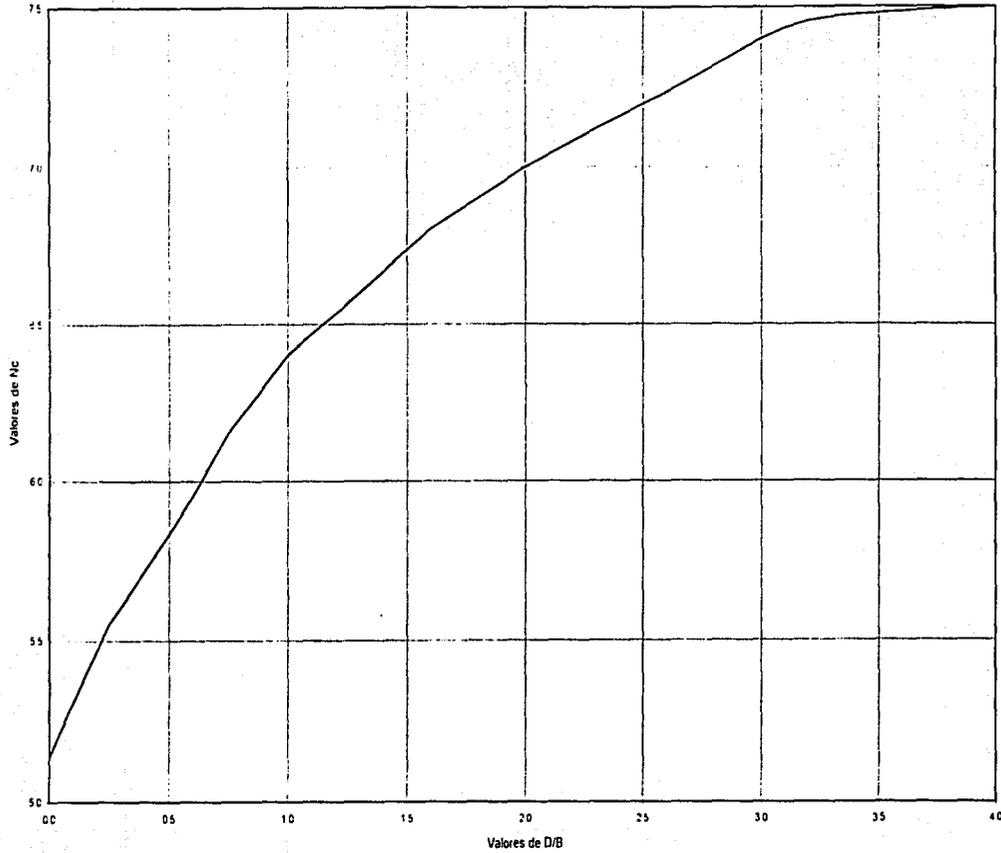


Figura No 17

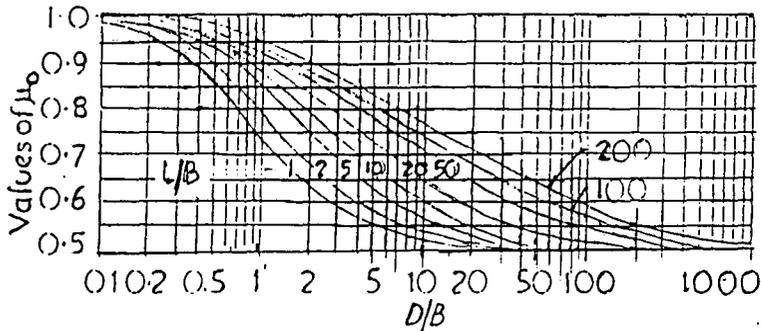
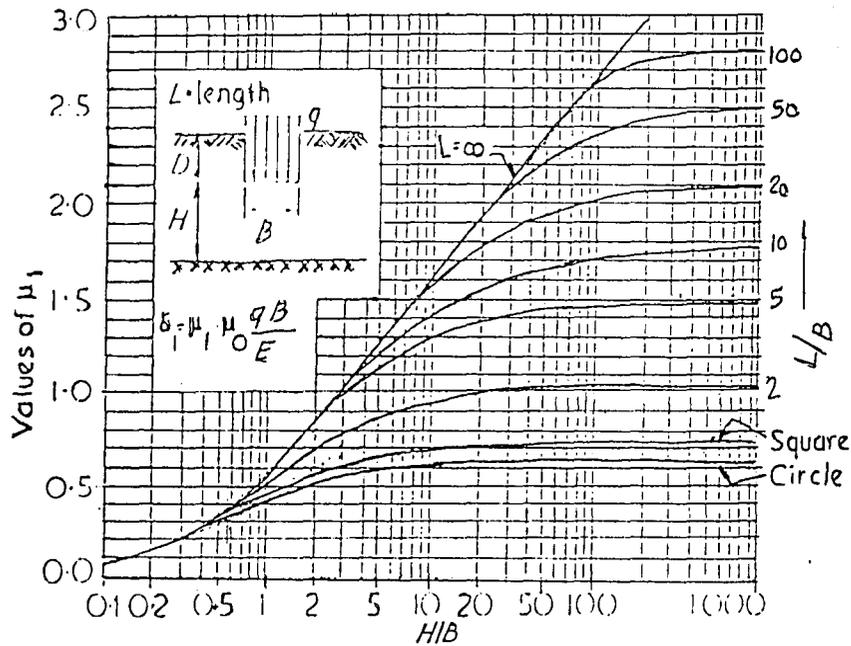
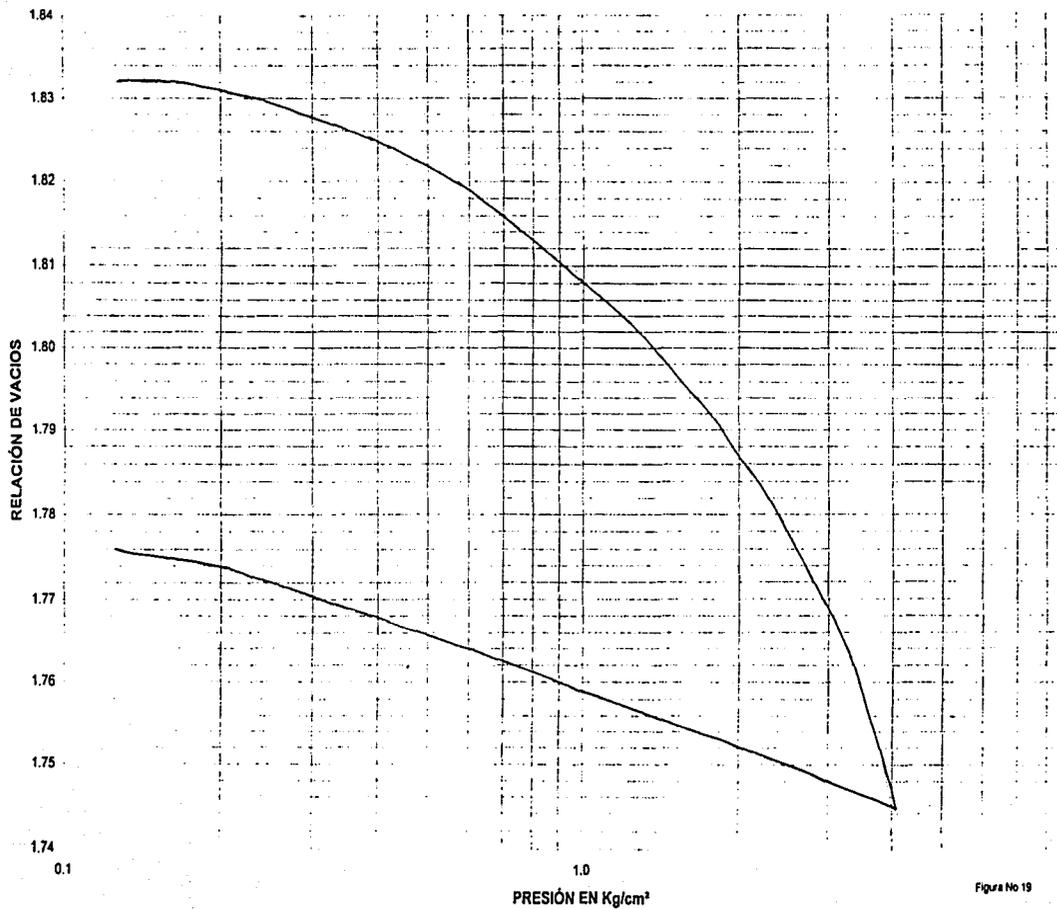
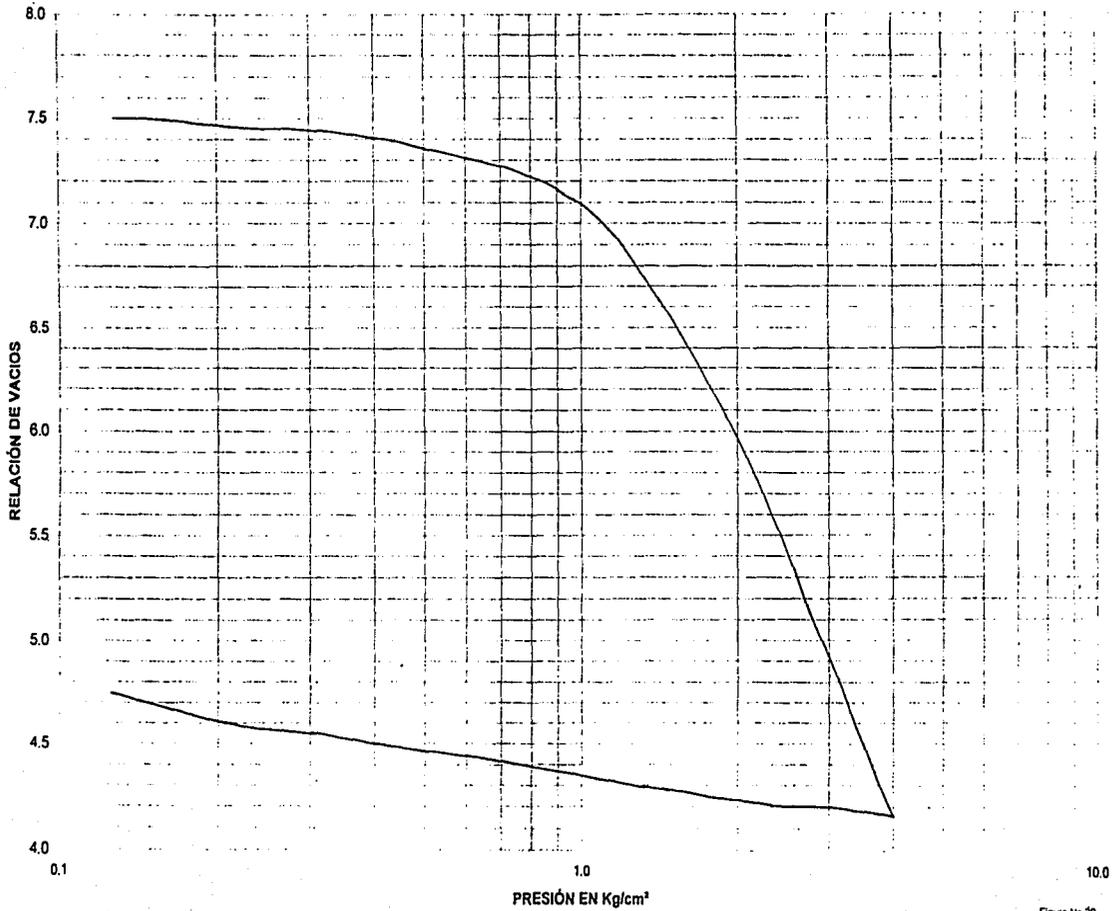


Figura No 18

CURVA DE COMPRESIBILIDAD DE 2.50 m



CURVA DE COMPRESIBILIDAD DE 5.30 m



CCURVA DE COMPRESIBILIDAD DE 7.80 m

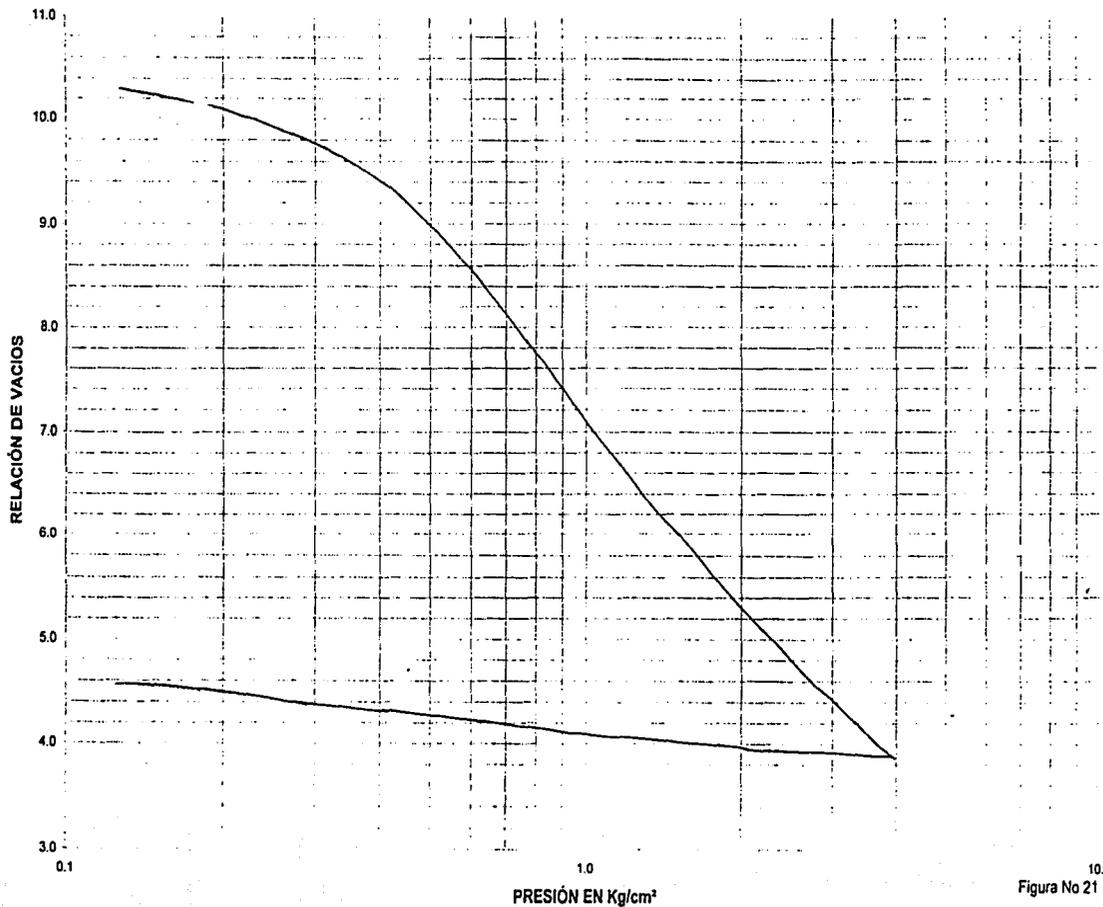


Figura No 21

50

CURVA DE COMPRESIBILIDAD DE 10.28 m

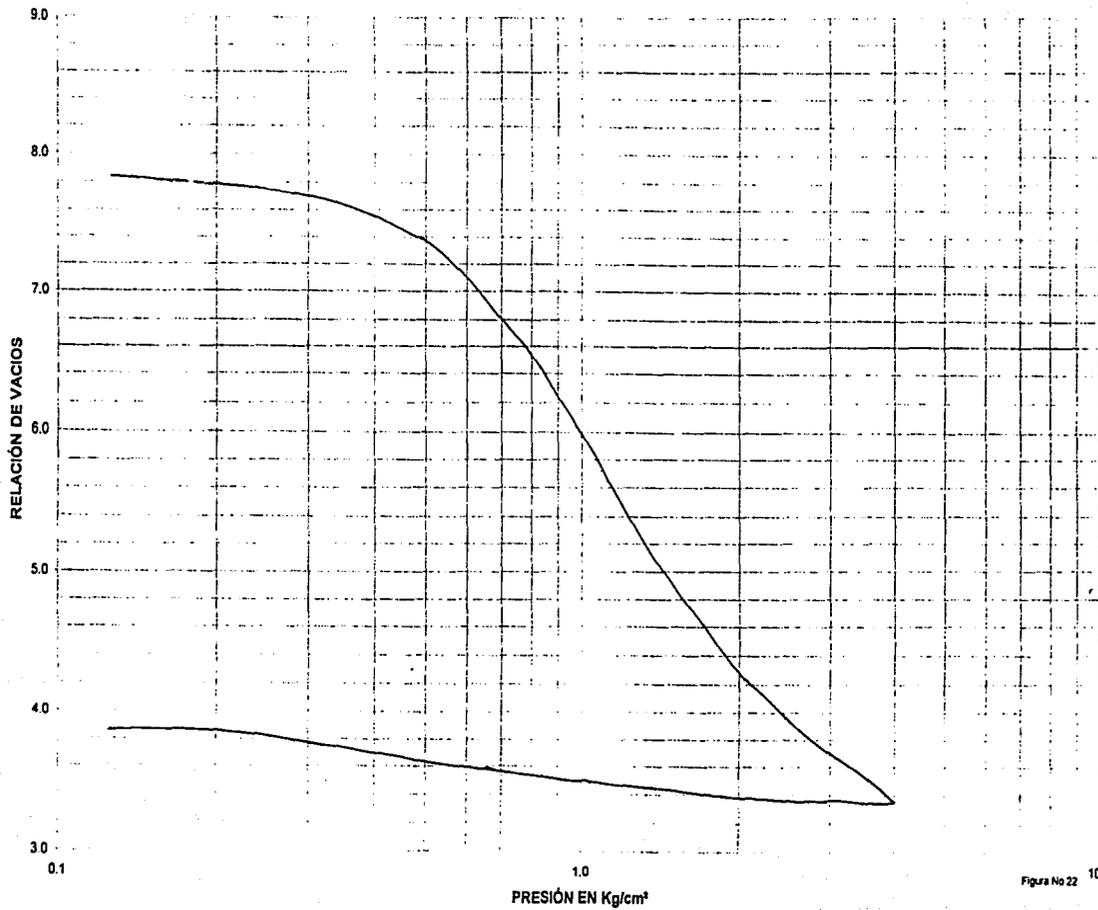
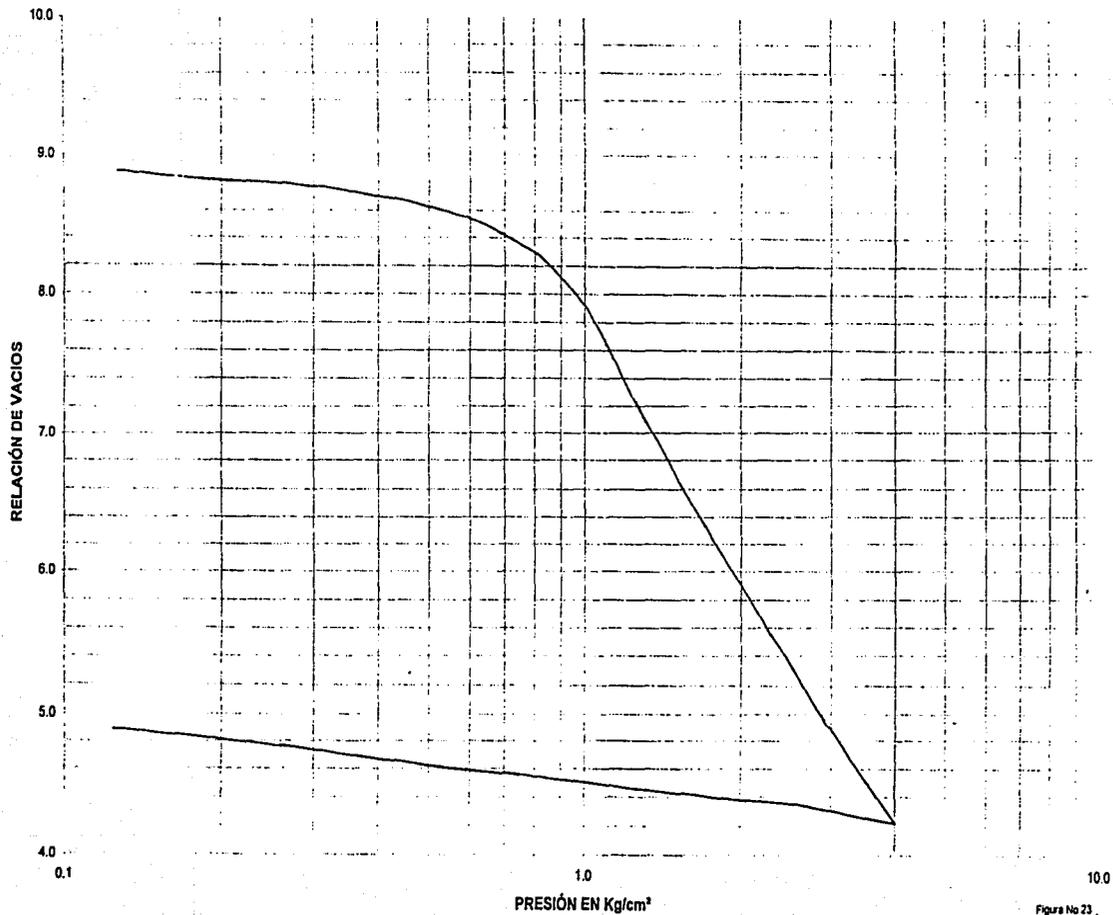


Figura No 22 10.0

CURVA DE COMPRESIBILIDAD DE 15.70 m



CURVA DE COMPRESIBILIDAD DE 16.7 m

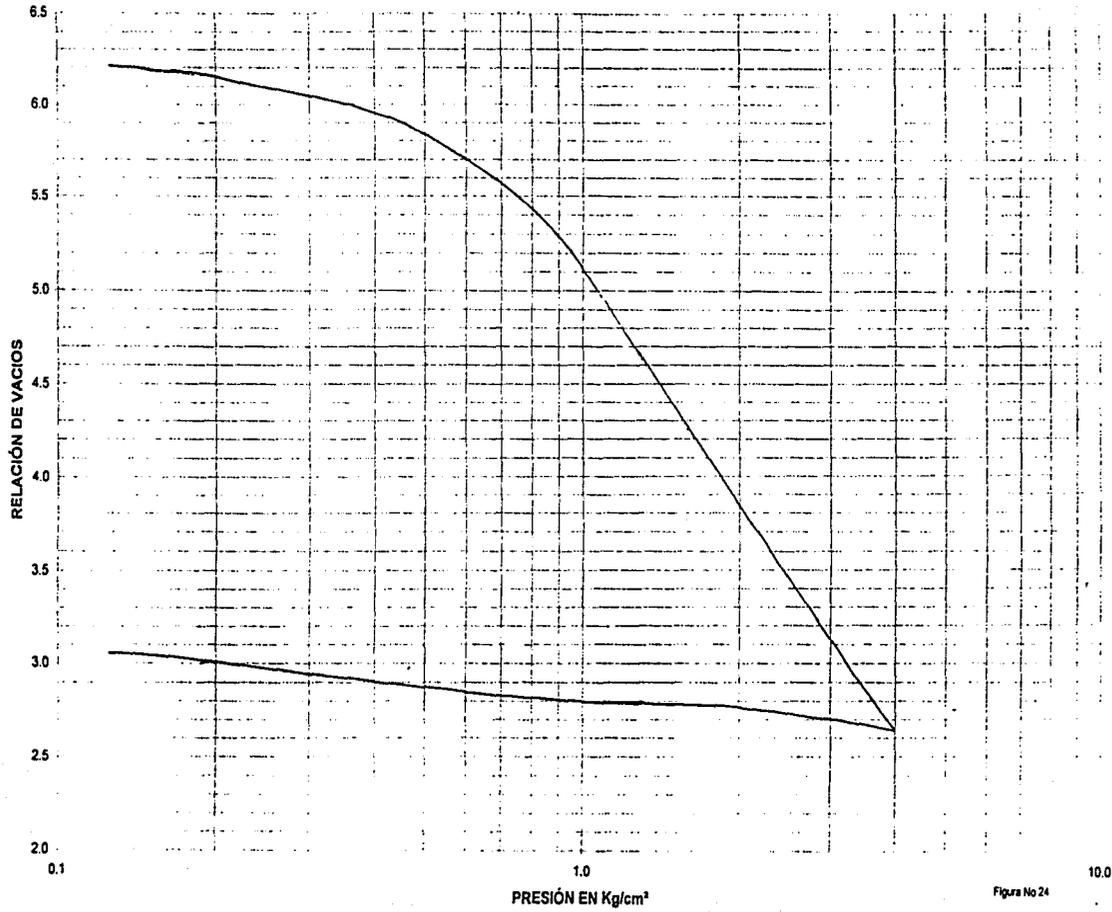


Figura No 24

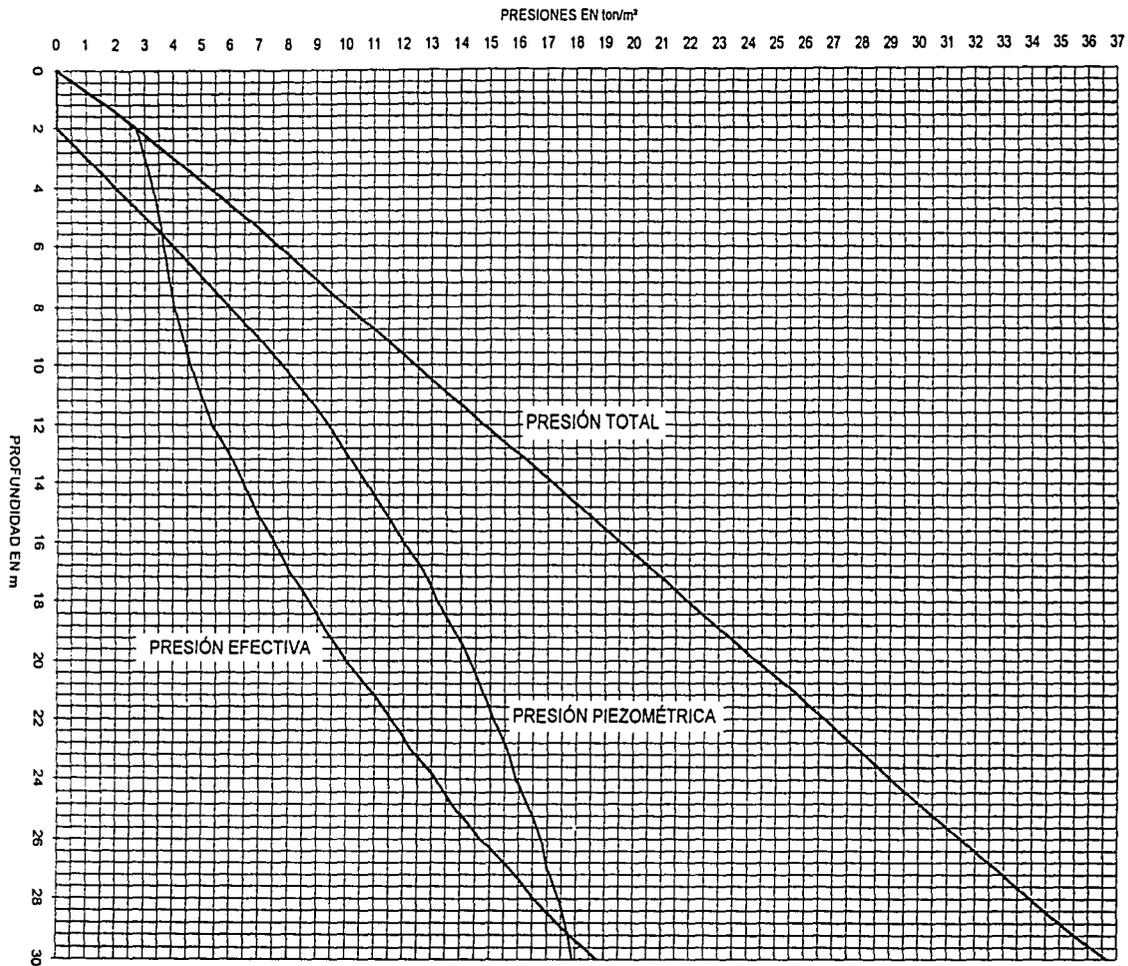


Figura No 25

Incremento de presión bajo el punto No 1

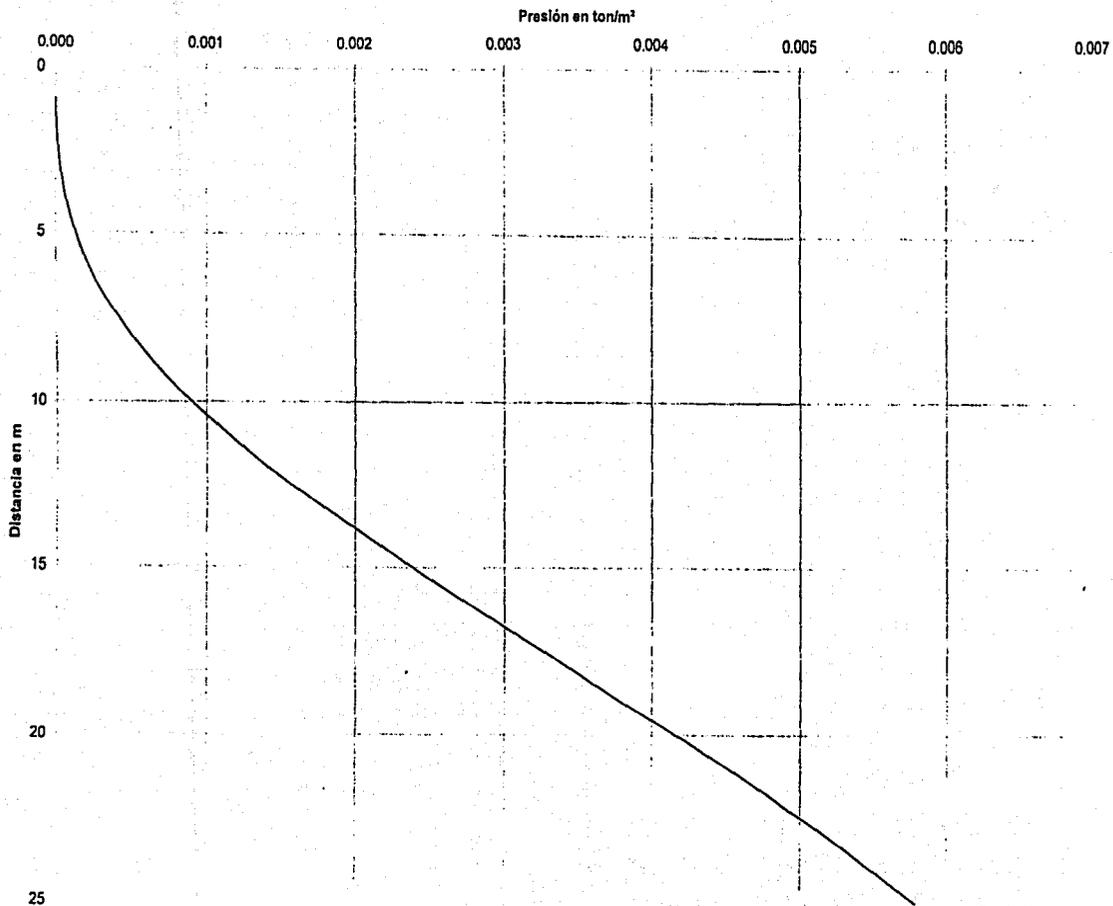


Figura No 26

Incremento de presión bajo el punto No 2

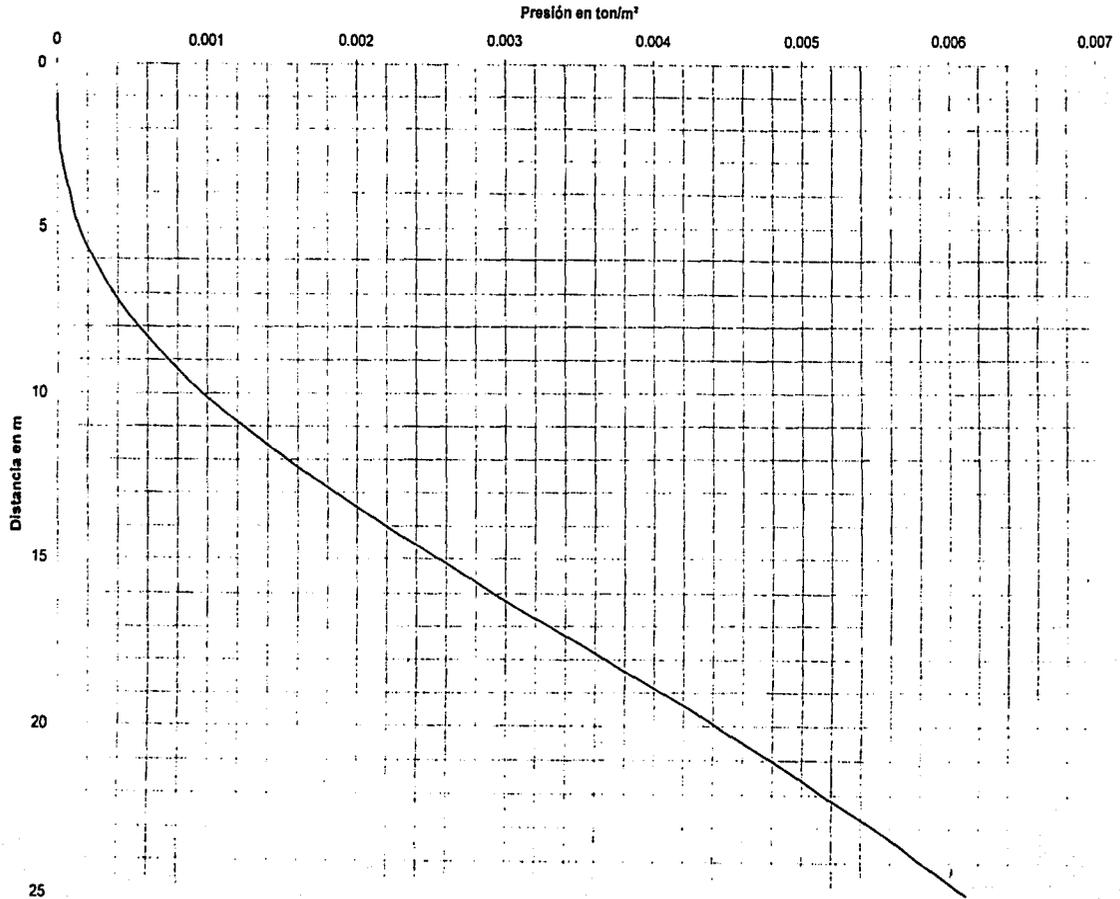


Figure No 27

25

Incremento de presión bajo punto No 3

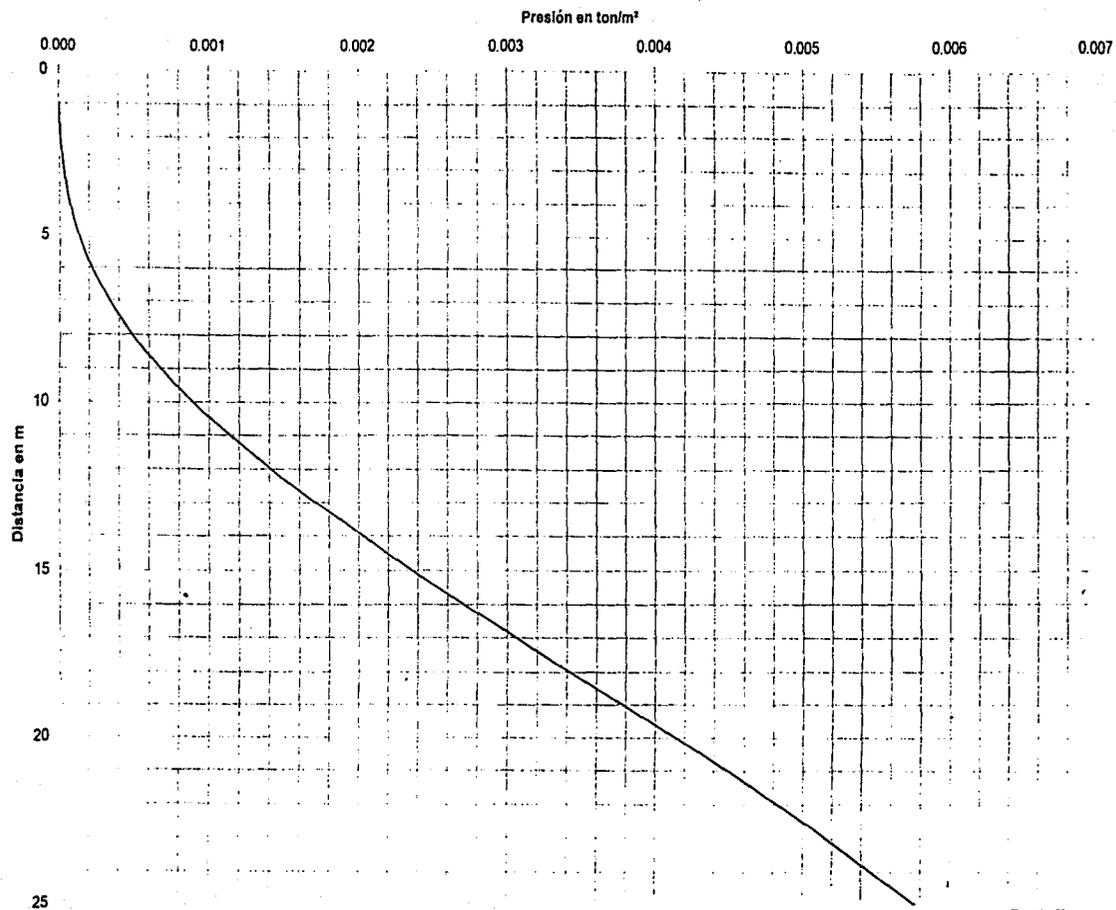


Figura No 28

Incremento de presión bajo el punto No 4

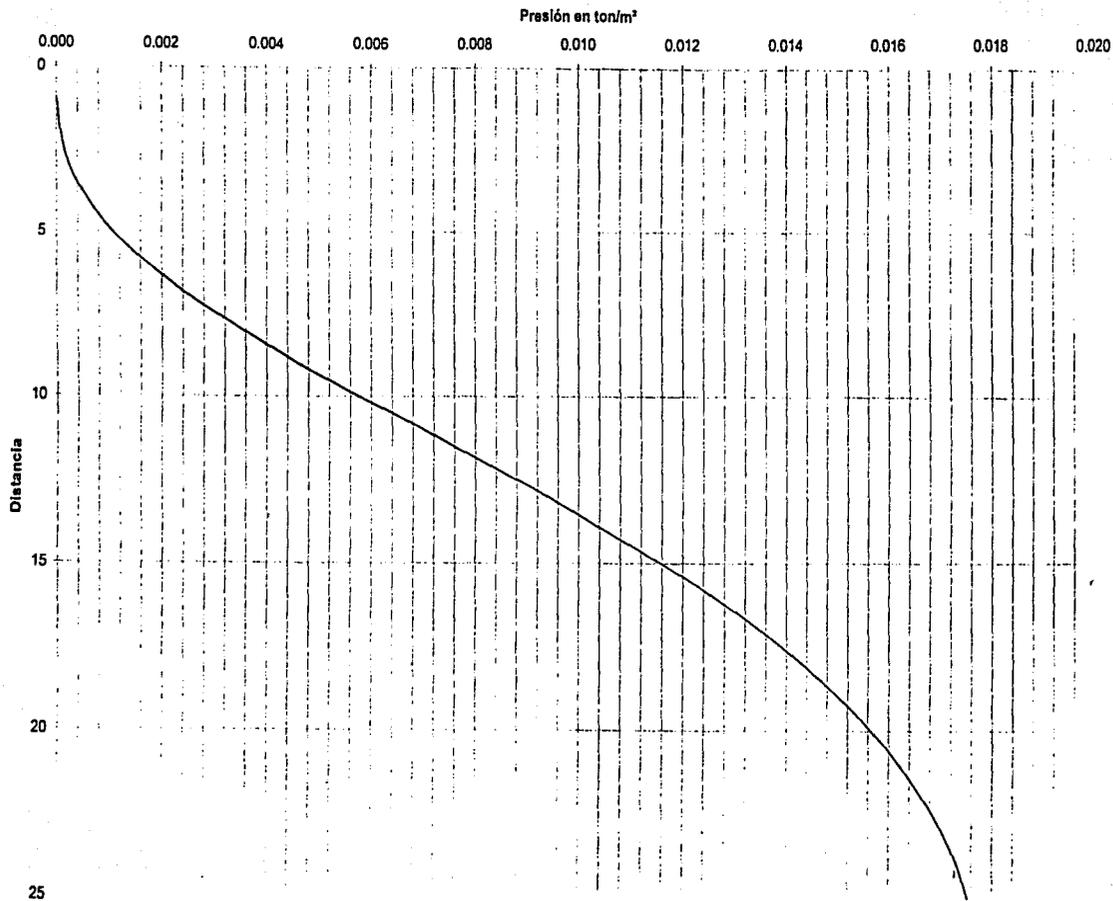


Figura No 29

Incrementos de presión bajo el punto No 5

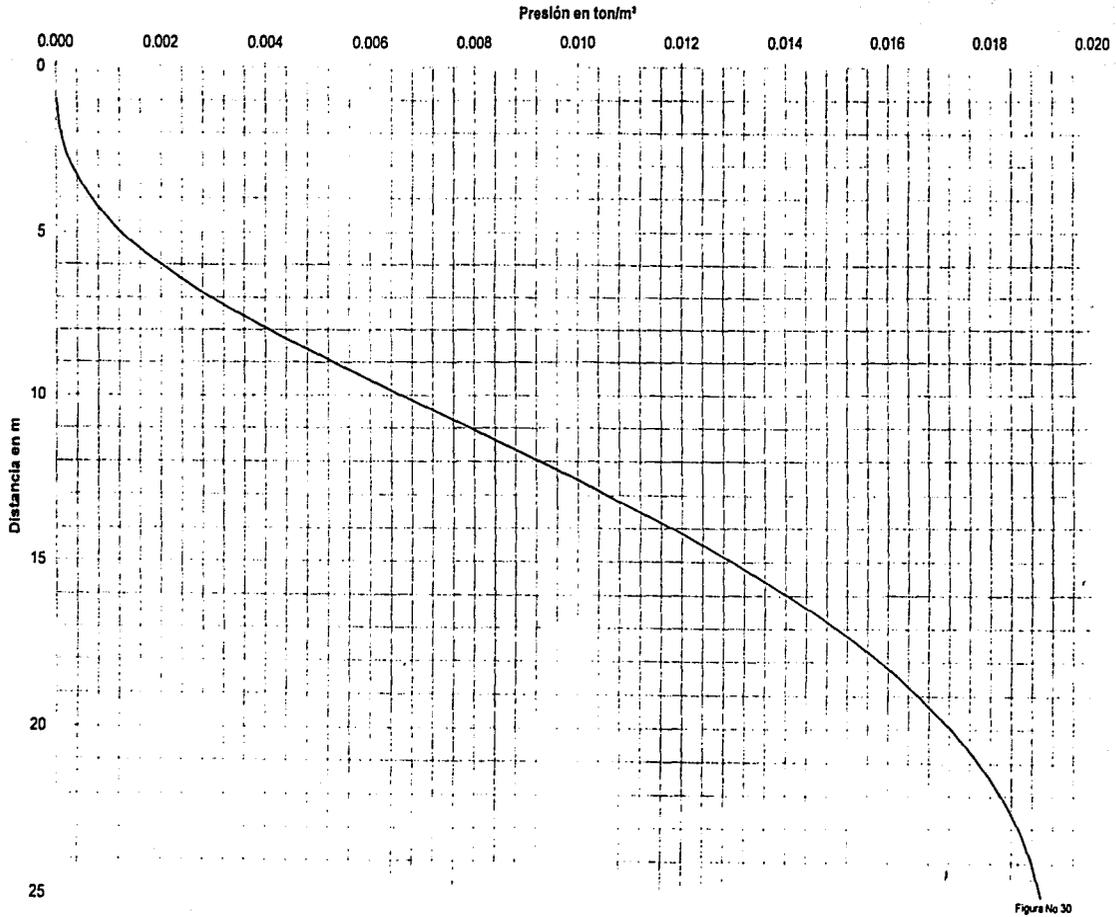


Figura No 30

Incrementos de presión bajo el punto No 6

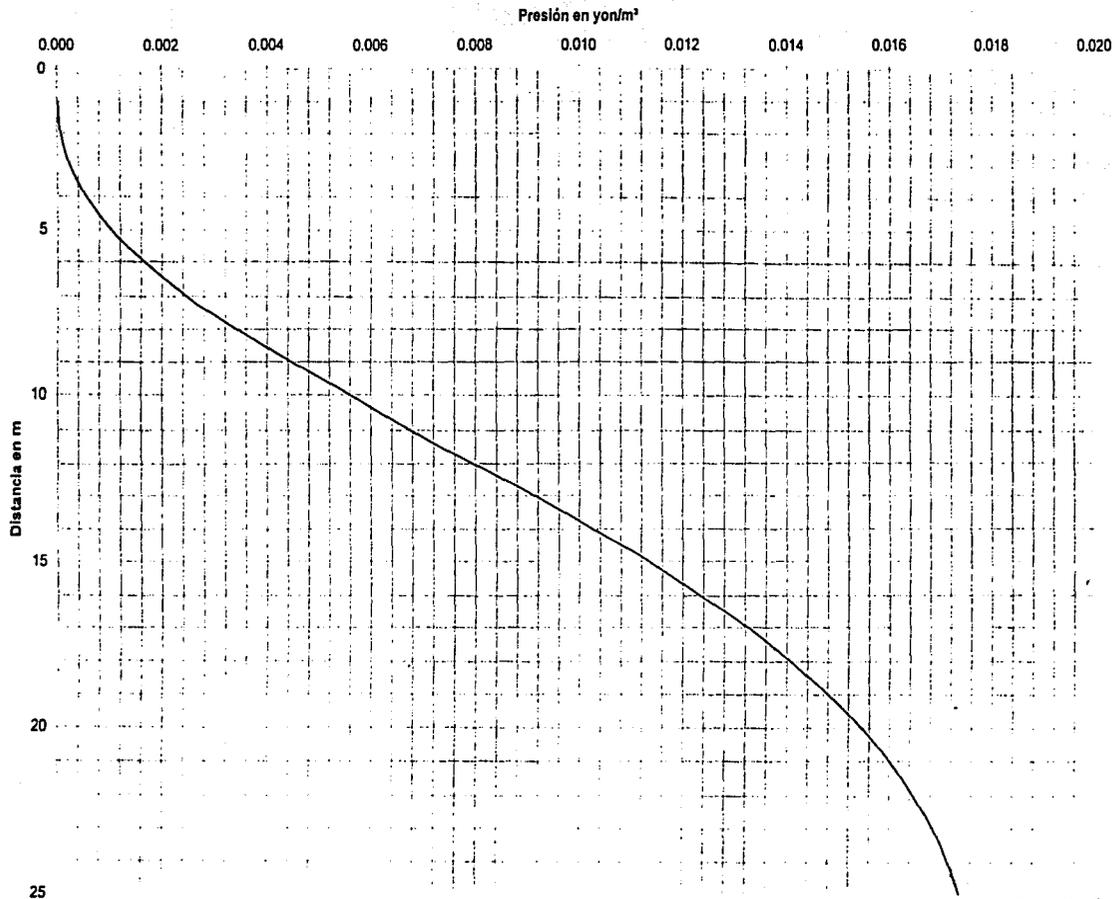
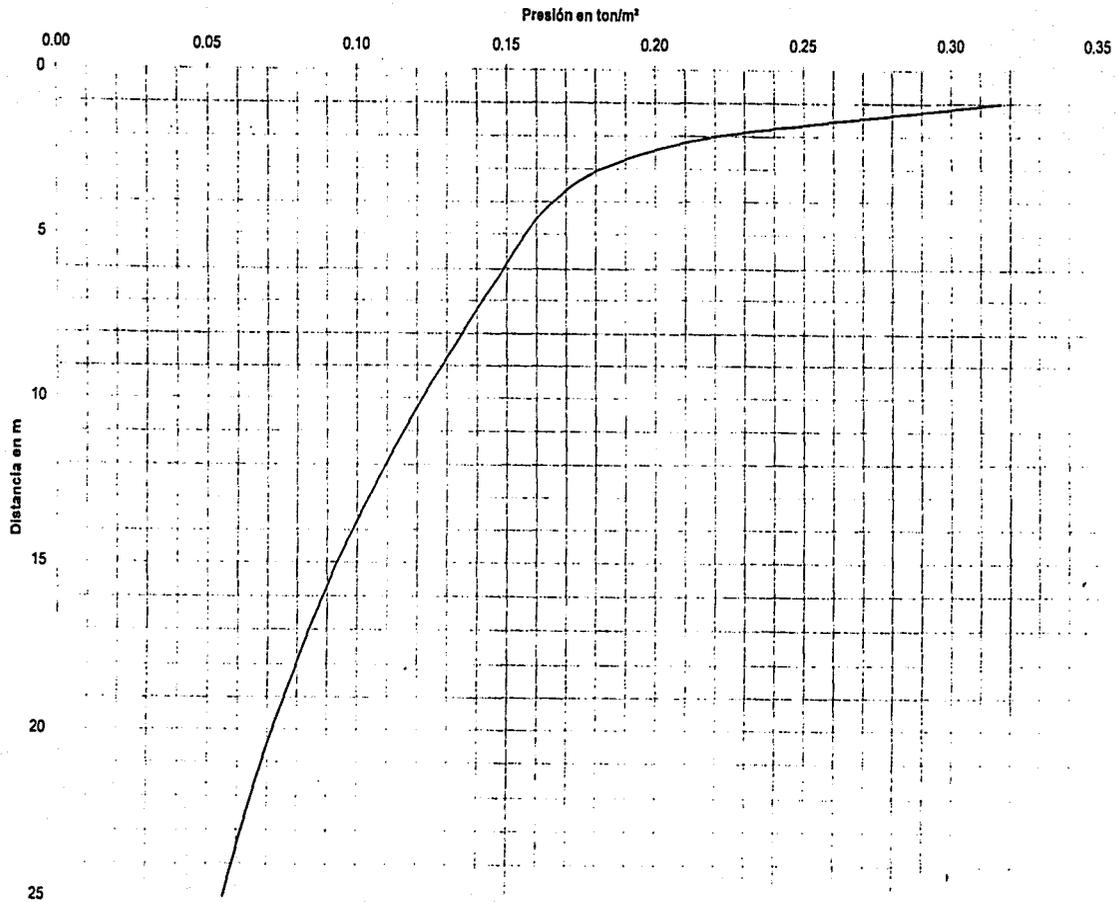


Figura No 31

Incrementos de presión bajo el punto No 7



Incrementos de presión bajo el punto No 8

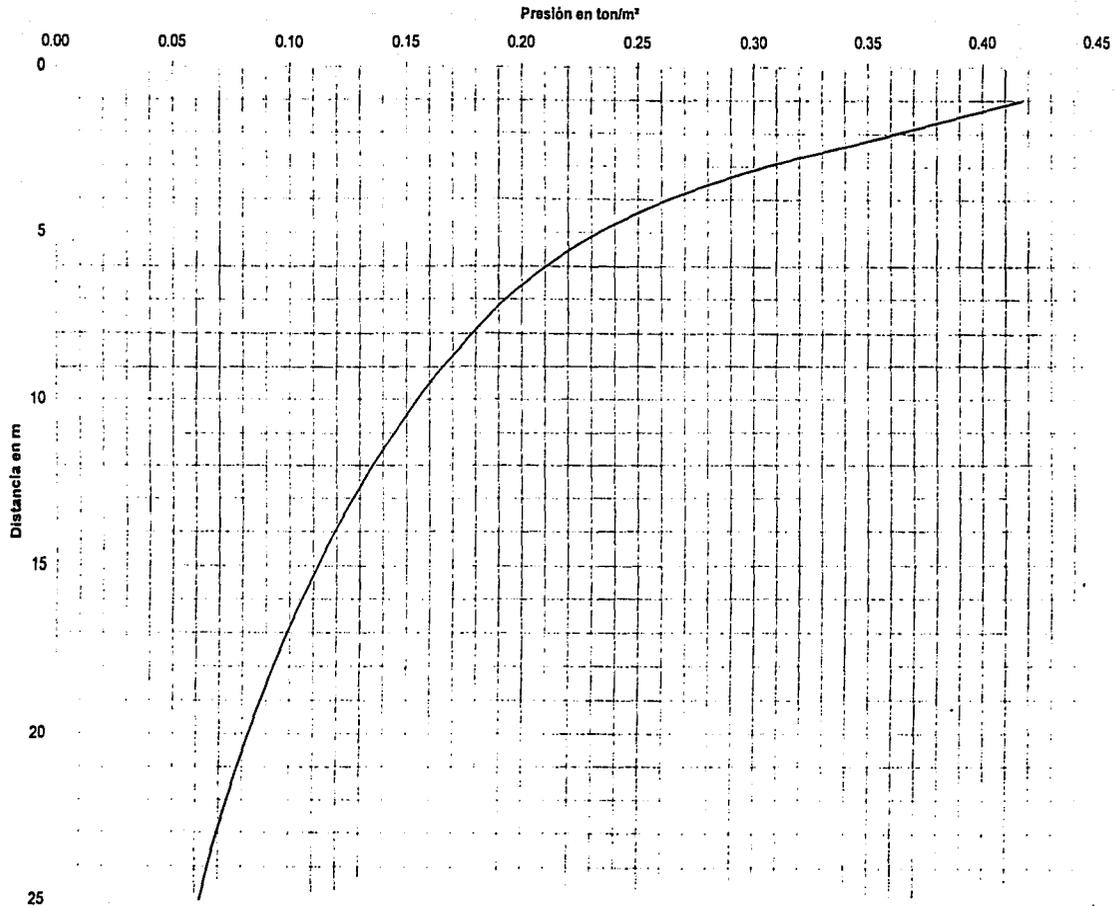


Figura No 33

Incrementos de presión bajo el punto No 9

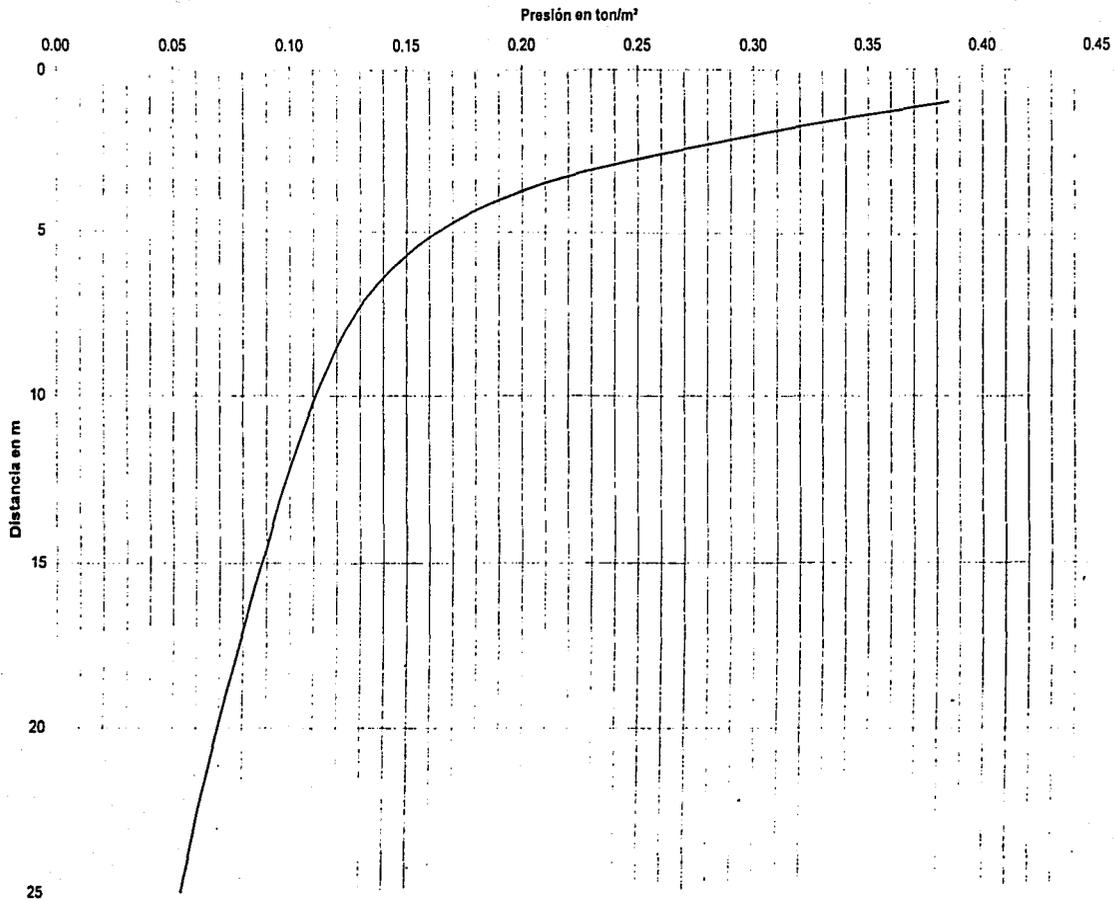
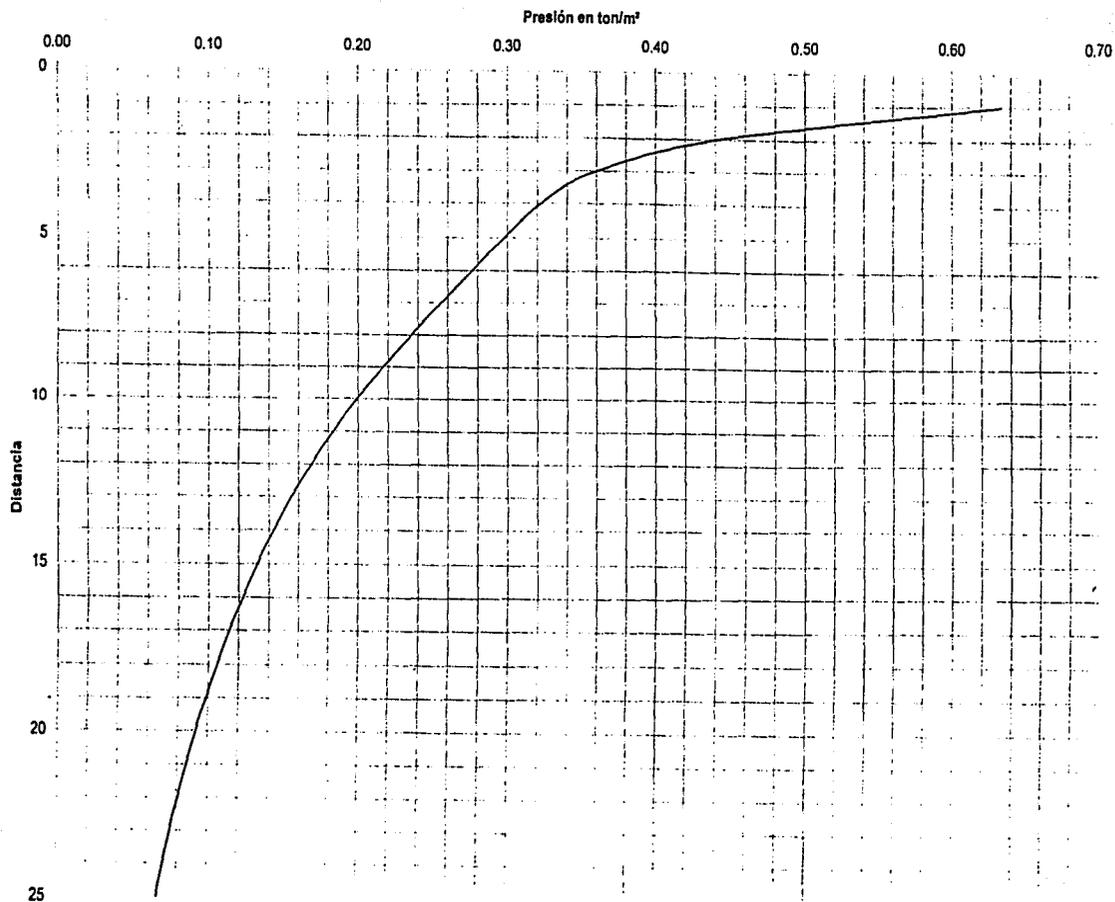


Figura No 34

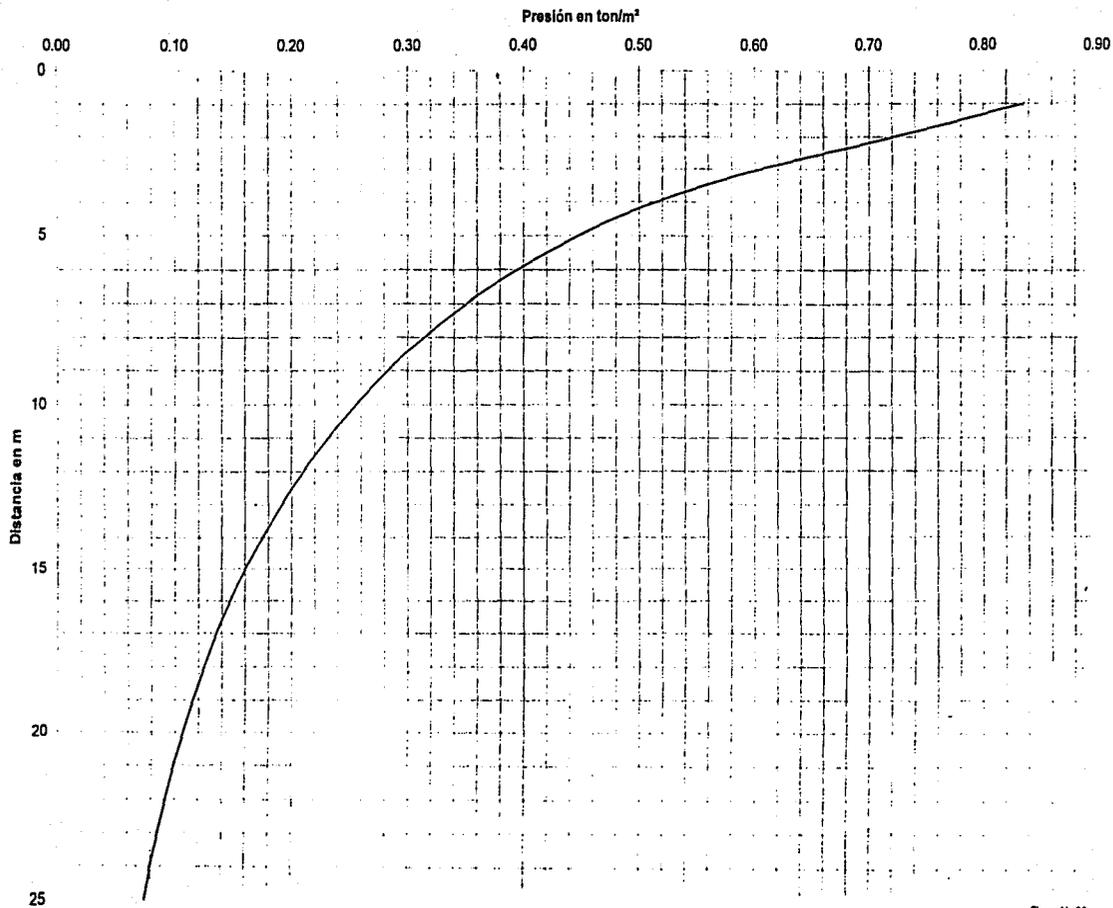
53

Incremento de presión bajo el punto No 10



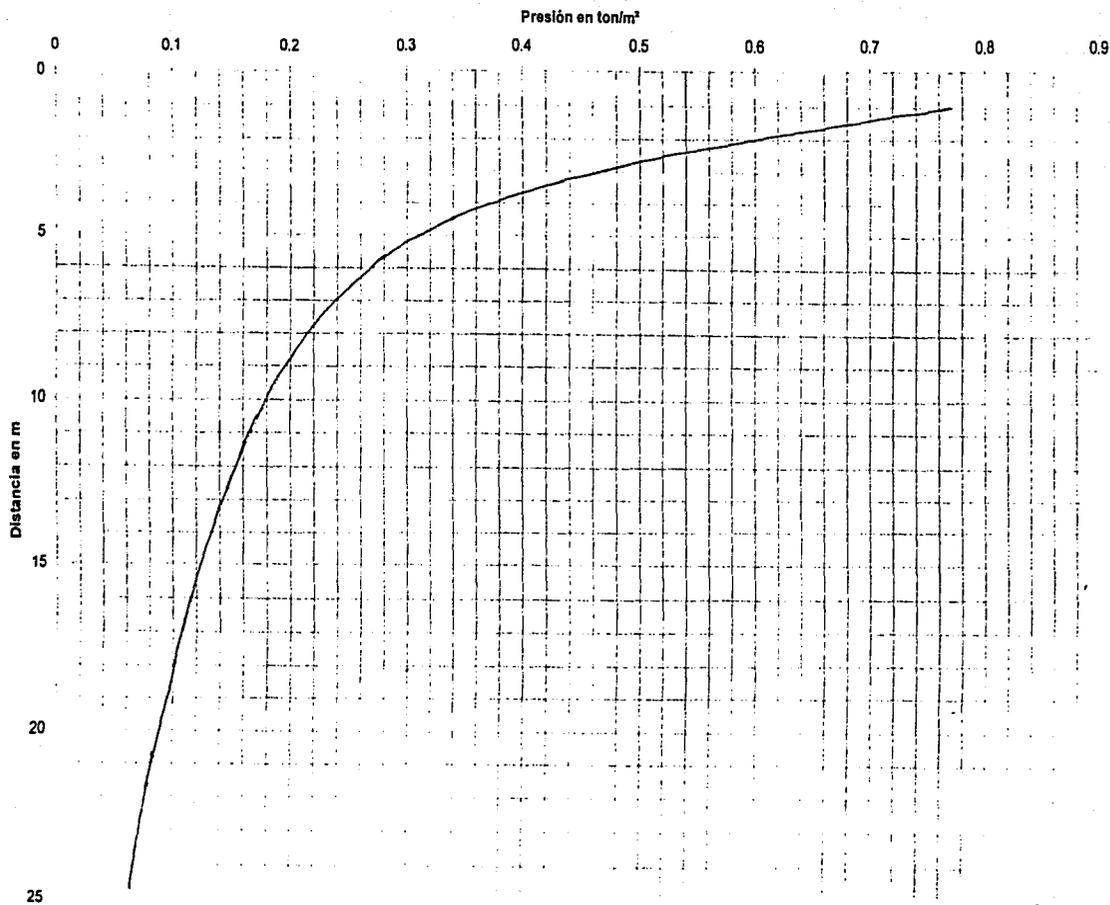
69

Incremento de presión bajo el punto No 11



5

Incremento de presión bajo el punto No 12



66

Incrementos de presión bajo el punto No 13

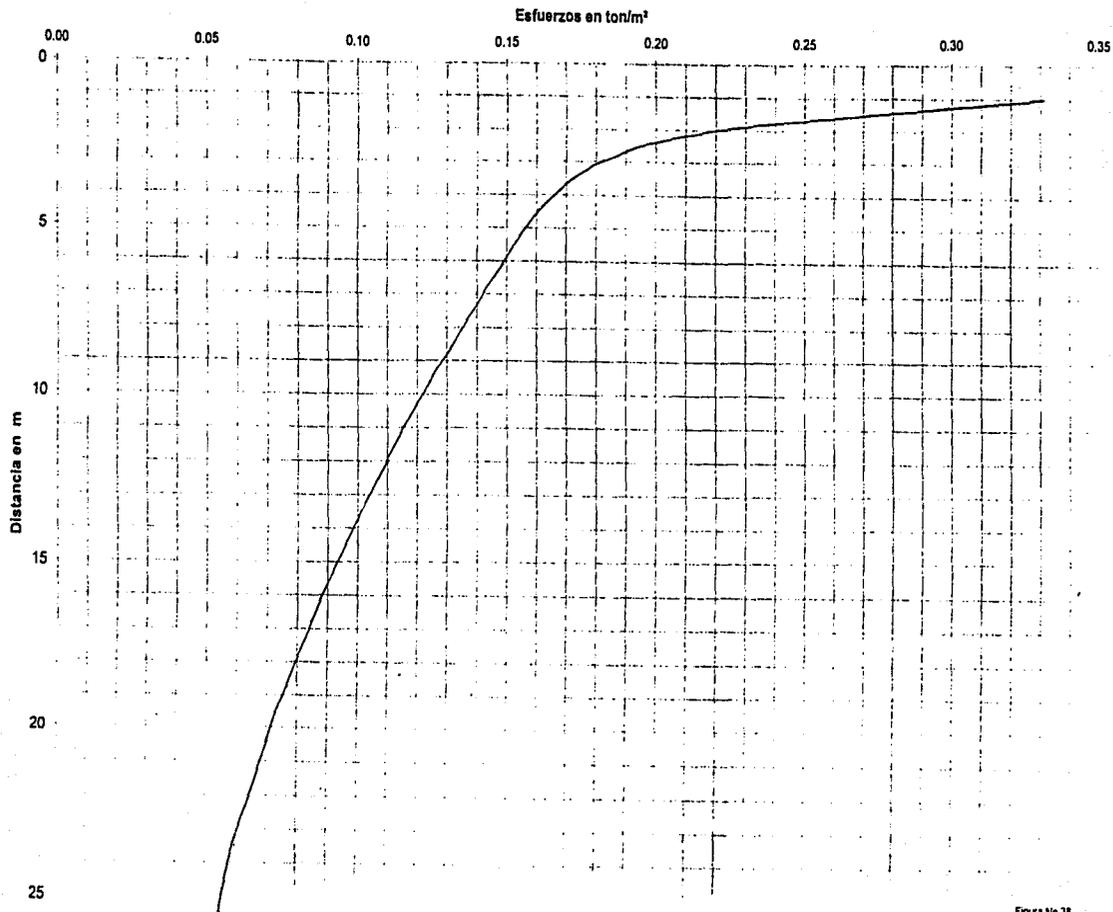
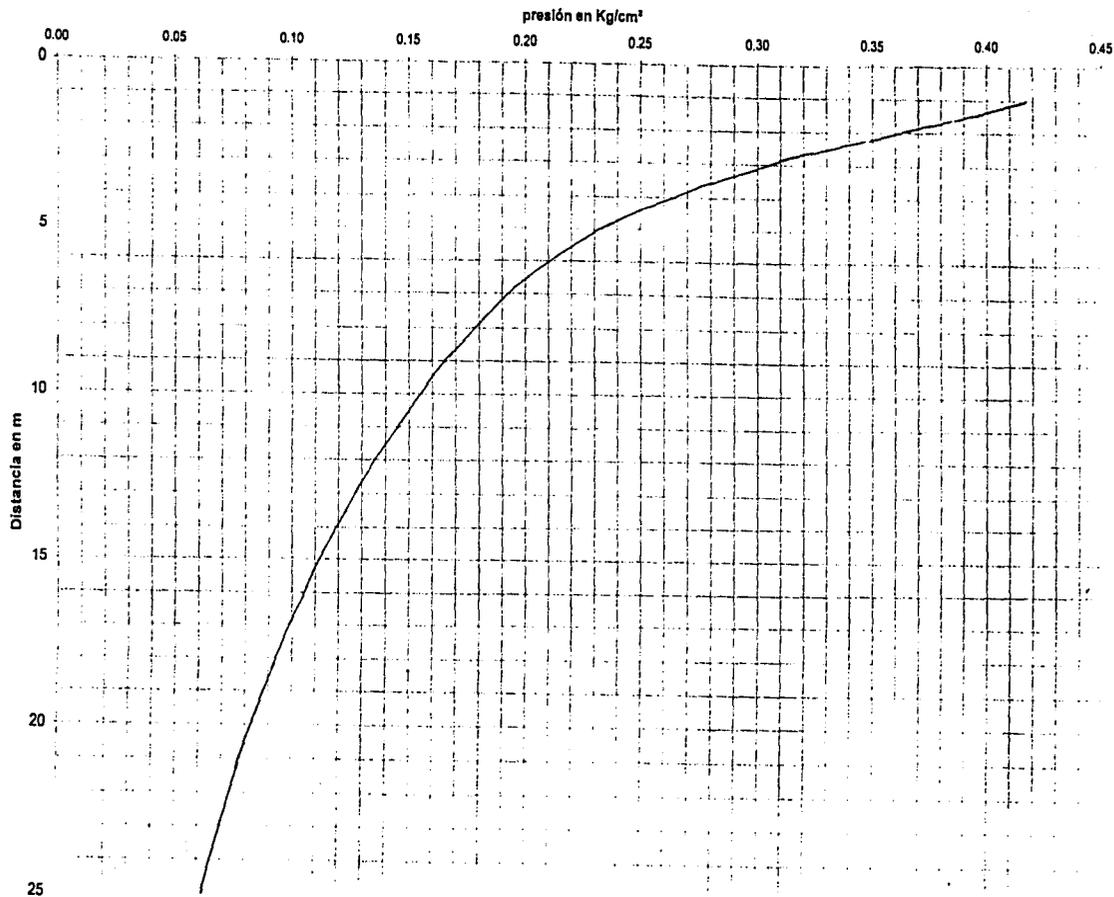
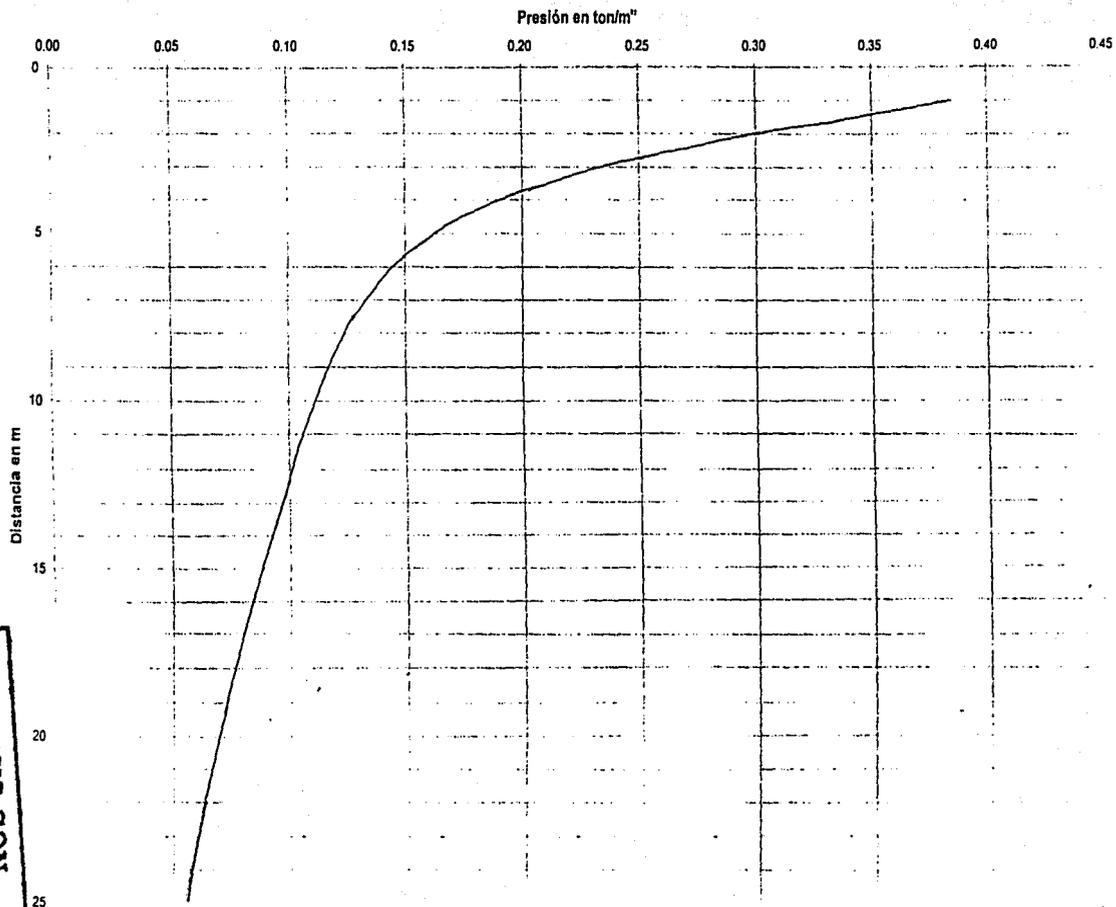


Figura No 38

Incrementos de presión bajo el punto No 14



Incrementos de presión bajo el punto No 15



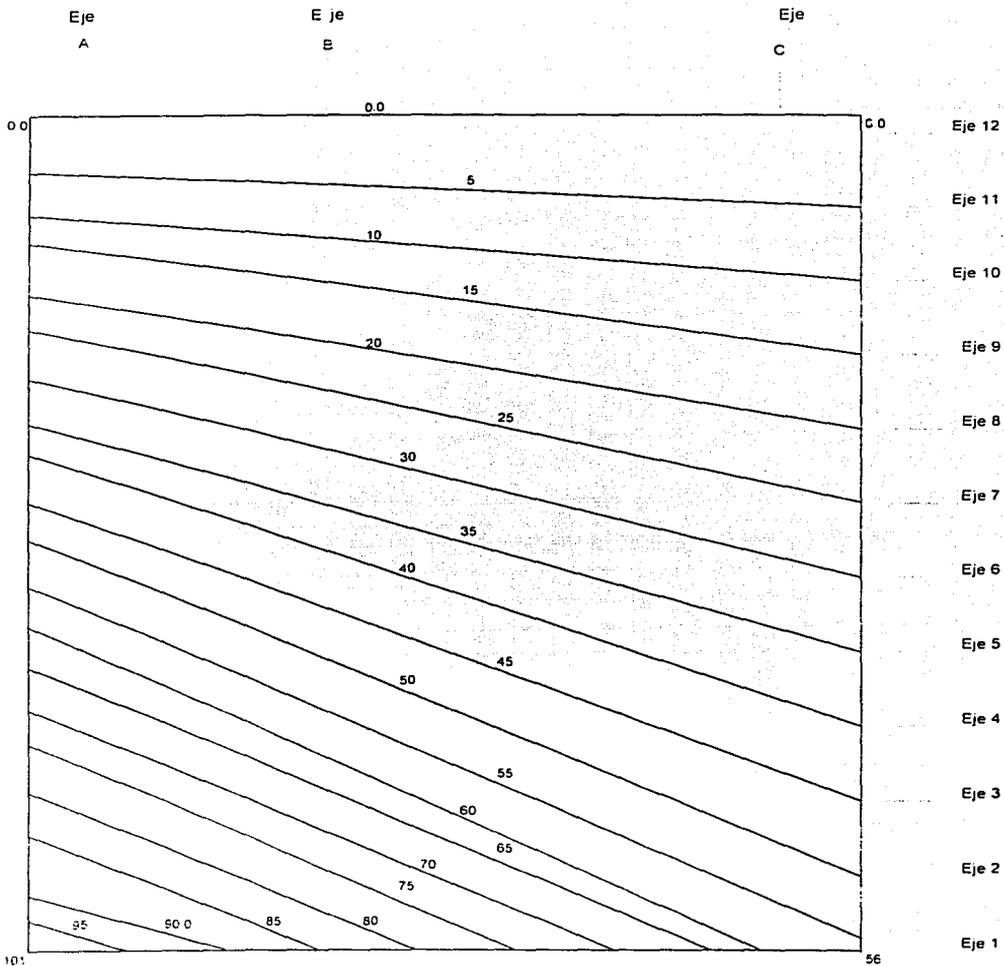
TESIS CON 69
FALTA DE ORIGEN

Figura No 40

Valores de presiones y relaciones de vacíos, en la zona de P_0 y $(P_0 + \Delta P)$, obtenidos de la lectura directa de las curvas de compresibilidad correspondientes

Presión (Kg/cm ²)	Prof. 50 m		Prof. 530 m		Prof. 780 m		Prof. 1028 m		Prof. 1570 m		Prof. 1670 m	
	e	#	Presión (Kg/cm ²)	#	Presión (Kg/cm ²)	#	Presión (Kg/cm ²)	#	Presión (Kg/cm ²)	#	Presión (Kg/cm ²)	#
0.250	1.8299		0.340	7.430	0.380	9.48	0.460	7.440	0.600	8.540	0.760	5.490
0.280	1.8282		0.360	7.425	0.400	9.41	0.480	7.400	0.620	8.520	0.780	5.460
0.300	1.8278		0.380	7.415	0.420	9.32	0.500	7.370	0.640	8.005	0.800	5.425
0.320	1.8270		0.400	7.401	0.440	9.24	0.520	7.320	0.660	8.485	0.820	5.390
0.340	1.8262		0.420	7.399	0.460	9.17	0.540	7.270	0.680	8.450	0.840	5.370
0.360	1.8258		0.440	7.399	0.480	9.10						
0.380	1.8251		0.460	7.385								
0.400	1.8245											

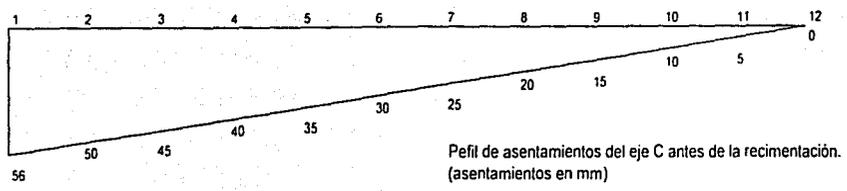
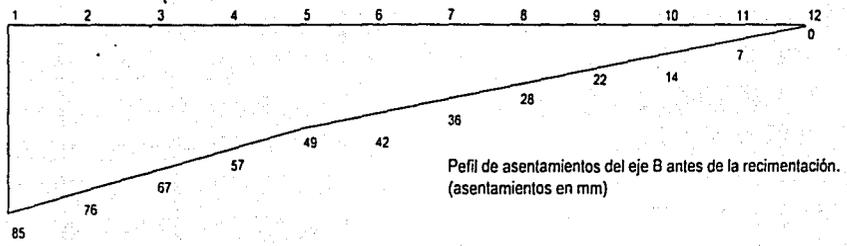
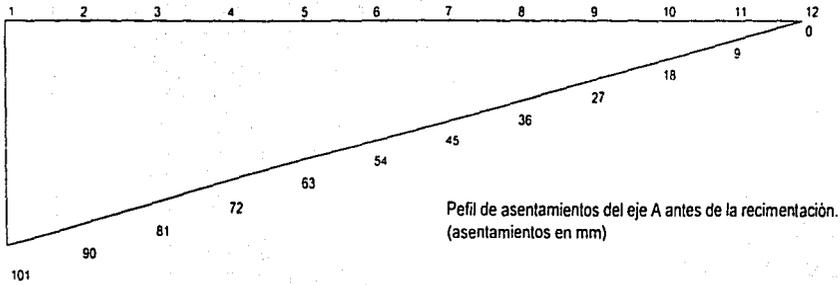
Para valores intermedios, se considera una interpolación lineal



Valores en mm

Curvas de igual asentamiento antes del inicio de los trabajos de recimentación.

Figura No 42



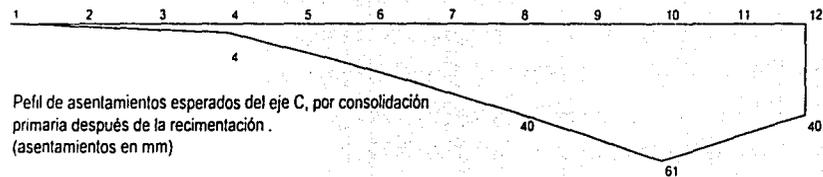
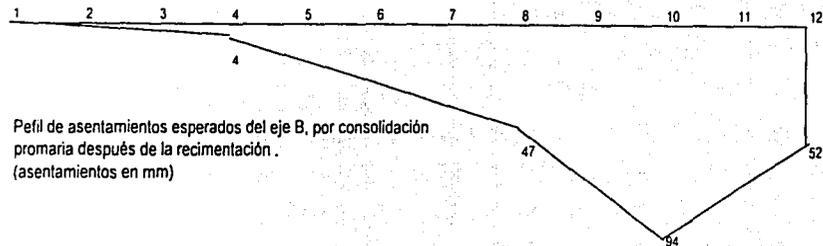
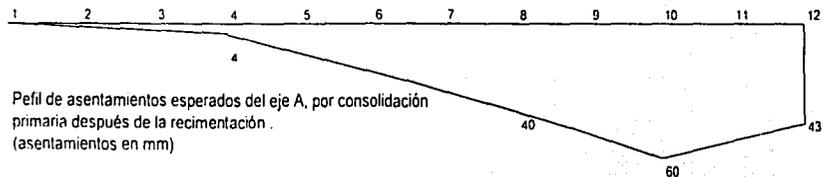


Figura No 44

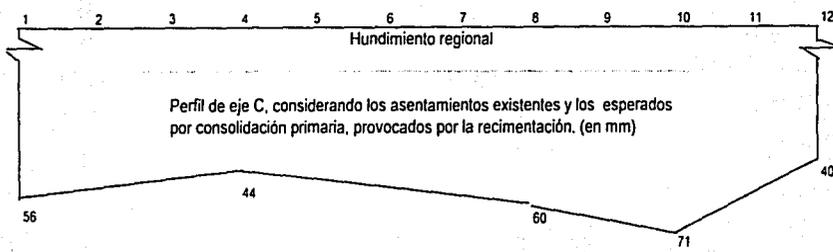
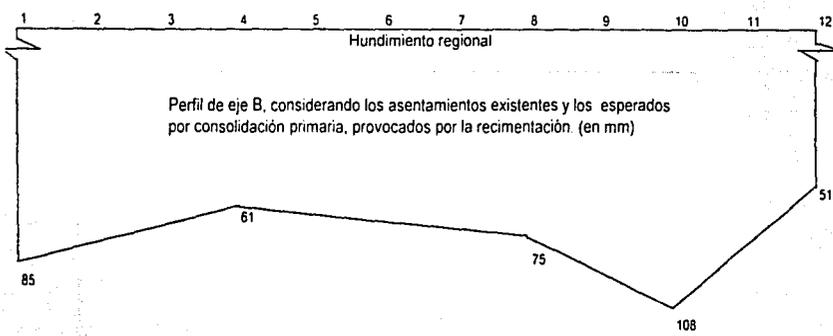
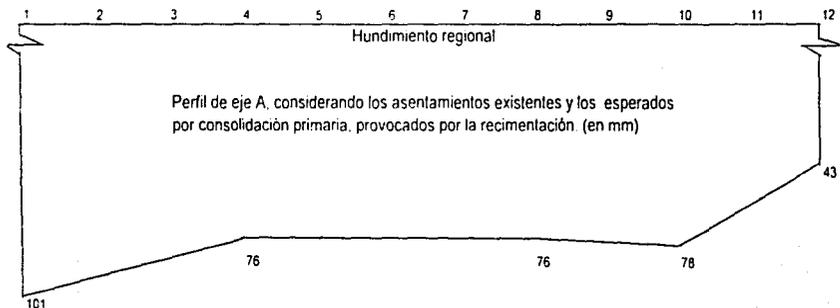


Figura No 45

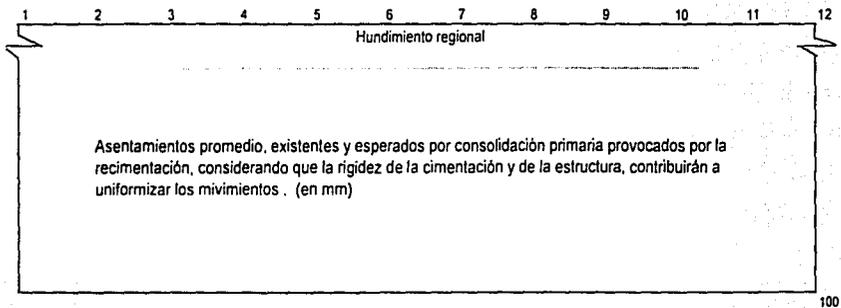
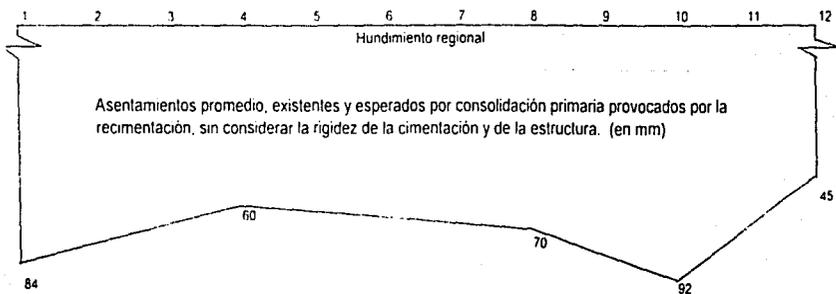
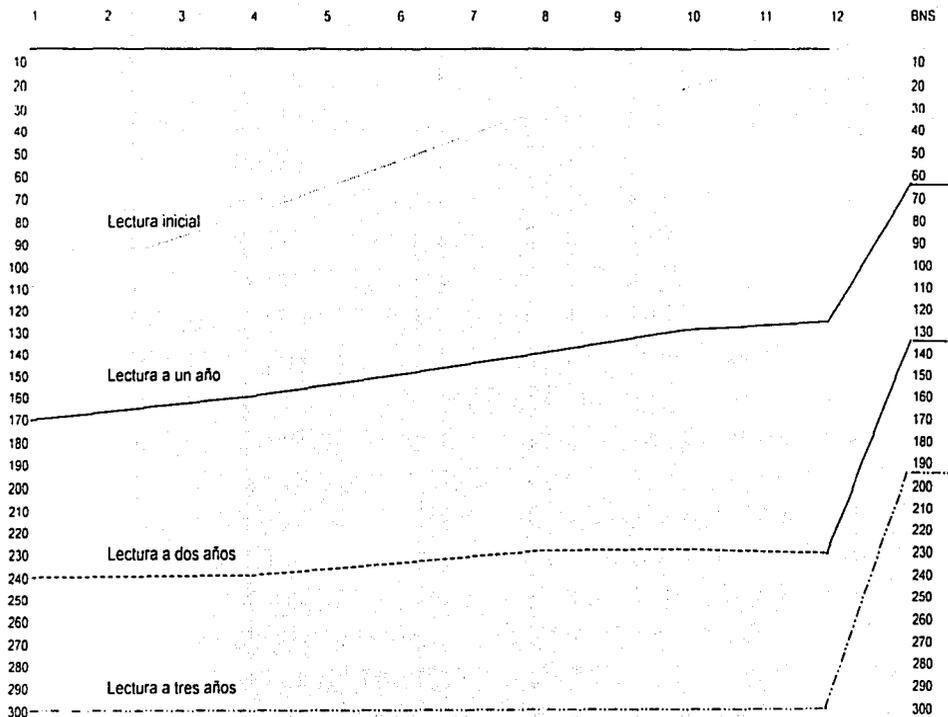
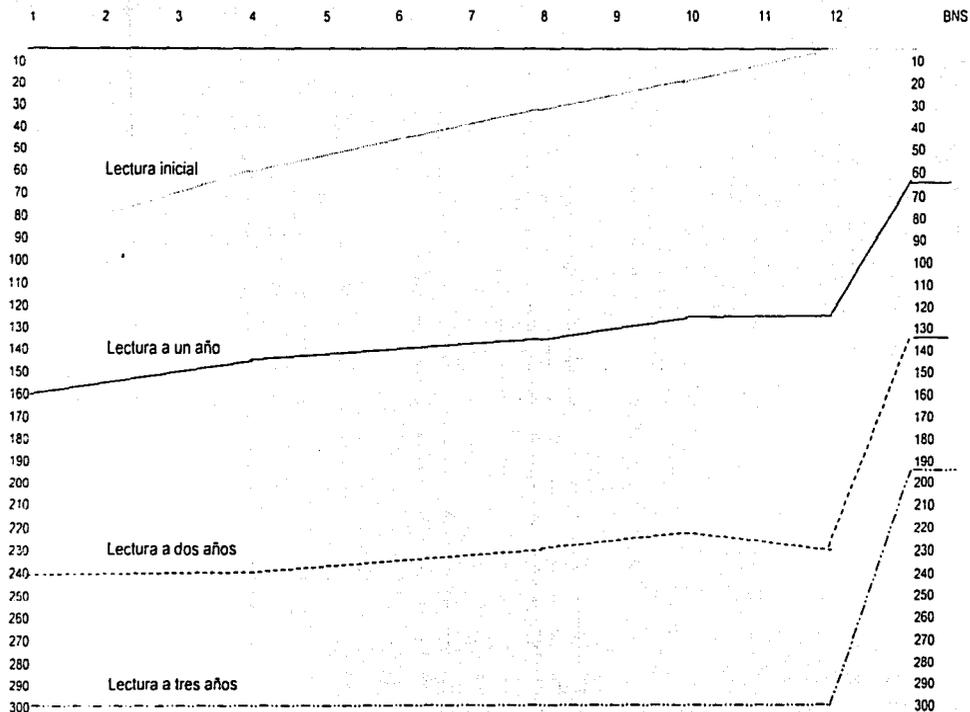


Figura No 46



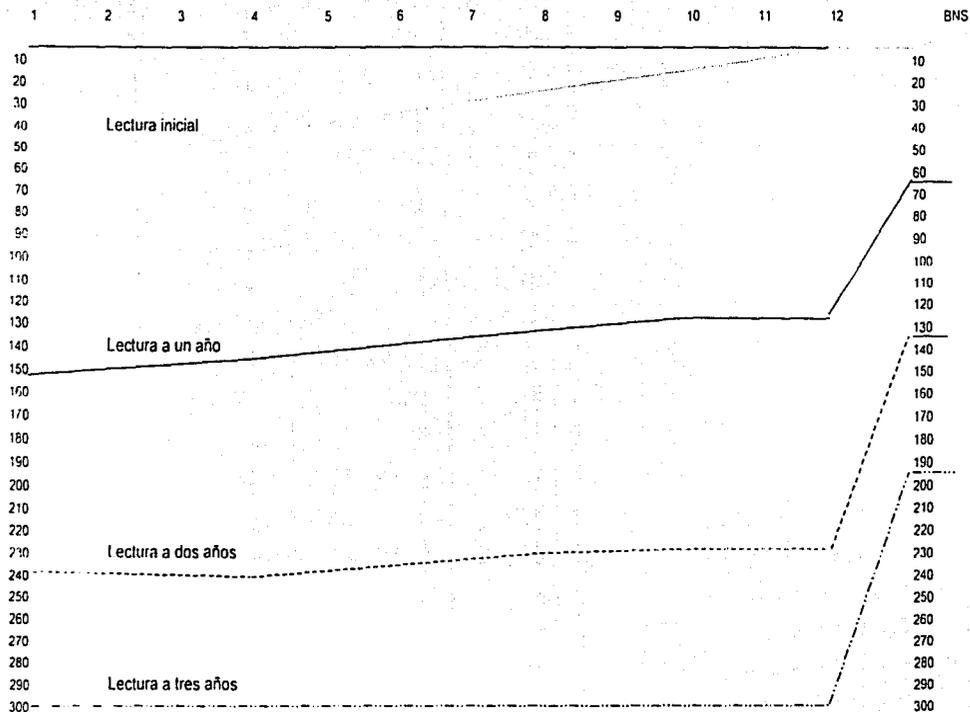
Perfil topográfico del eje "A", del inicio de trabajos de recimentación hasta tres años después.
 Se incluye el banco de nivel superficial (BNS).
 El hundimiento regional medido fue: 60 mm en el año 1, 130 mm para el año 2, y de 1900 mm al tercer año.

2



Perfil topográfico del eje "B", del inicio de trabajos de recimentación hasta tres años después.
 Se incluye el banco de nivel superficial (BNS) .
 El hundimiento regional medido fue: 60 mm en el año 1, 130 mm para el año 2, y de 1900 mm al tercer año.

44



Perfil topográfico del eje "C", del inicio de trabajos de recimentación hasta tres años después.

Se incluye el banco de nivel superficial (BNS).

El hundimiento regional medido fue: 60 mm en el año 1, 130 mm para el año 2, y de 1900 mm al tercer año.

**RECIMENTACIÓN Y ENDEREZADO DE UN INMUEBLE
EN LA ZONA DEL LAGO DEL DISTRITO FEDERAL**

Memoria de cálculo

RESULTADO DEL ANÁLISIS DE DESCARGAS.

CM + CV máxima, NIVEL AZOTEA

Eje	A	B	C	Σ
12	6.03 ton	14.61 ton	10.77 ton	30.96 ton
11	10.84 ton	22.96 ton	17.23 ton	51.03 ton
10	10.81 ton	22.96 ton	17.14 ton	50.91 ton
9	9.81 ton	21.96 ton	17.14 ton	48.91 ton
8	9.81 ton	21.96 ton	17.14 ton	48.91 ton
7	9.81 ton	21.96 ton	17.14 ton	48.91 ton
6	9.81 ton	21.96 ton	17.14 ton	48.91 ton
5	9.81 ton	21.96 ton	17.14 ton	48.91 ton
4	9.81 ton	21.96 ton	17.14 ton	48.91 ton
3	10.31 ton	22.46 ton	17.14 ton	49.91 ton
2	10.34 ton	22.46 ton	17.23 ton	50.03 ton
1	6.03 ton	14.16 ton	10.77 ton	30.96 ton
	113.22 ton	250.92 ton	193.12 ton	$\Sigma = 557.26 ton$

CM + CV máxima NIVEL ENTREPISO

Eje	A	B	C	Σ
12	10.37 ton	21.44 ton	16.43 ton	48.24 ton
11	13.74 ton	26.64 ton	22.34 ton	62.72 ton
10	13.71 ton	26.64 ton	22.23 ton	62.58 ton
9	13.71 ton	26.64 ton	22.23 ton	62.58 ton
8	13.71 ton	26.64 ton	22.23 ton	62.58 ton
7	13.71 ton	26.64 ton	22.23 ton	62.58 ton
6	16.51 ton	29.44 ton	22.23 ton	68.18 ton
5	18.55 ton	30.92 ton	22.23 ton	71.70 ton
4	16.35 ton	28.72 ton	22.23 ton	67.29 ton
3	13.71 ton	26.64 ton	22.23 ton	62.58 ton
2	13.74 ton	26.64 ton	22.34 ton	62.72 ton
1	10.37 ton	21.44 ton	16.43 ton	48.24 ton
	168.18 ton	318.44 ton	255.38 ton	$\Sigma = 742.00 ton$ por dos entrespisos

CM + CV máxima NIVEL PLANTA BAJA

Eje	A	B	C	Σ
12	3.59 ton	7.08 ton	4.77 ton	15.44 ton
11	1.28 ton	1.28 ton	1.28 ton	3.84 ton
10	1.28 ton	1.28 ton	1.28 ton	3.84 ton
9	1.28 ton	1.28 ton	1.28 ton	3.84 ton
8	1.28 ton	1.28 ton	1.28 ton	3.84 ton
7	1.28 ton	1.28 ton	1.28 ton	3.84 ton
6	1.28 ton	1.28 ton	1.28 ton	3.84 ton
5	1.28 ton	1.28 ton	1.28 ton	3.84 ton
4	1.28 ton	1.28 ton	1.28 ton	3.84 ton
3	1.28 ton	1.28 ton	1.28 ton	3.84 ton
2	1.28 ton	1.28 ton	1.28 ton	3.84 ton
1	3.59 ton	7.08 ton	4.77 ton	15.44 ton
	19.98 ton	26.96 ton	22.34 ton	$\Sigma = 69.28 ton$

DESCARGAS A CIMENTACIÓN, CM +CVmáxima.

Eje	A	B	C	Σ
12	30.36 ton	64.12 ton	48.40 ton	142.88 ton
11	39.60 ton	77.52 ton	63.19 ton	180.31 ton
10	39.51 ton	77.52 ton	62.88 ton	179.91 ton
9	38.51 ton	76.52 ton	62.88 ton	177.91 ton
8	38.51 ton	76.52 ton	62.88 ton	177.91 ton
7	38.51 ton	76.52 ton	62.88 ton	177.91 ton
6	44.11 ton	82.12 ton	62.88 ton	189.11 ton
5	48.19 ton	85.08 ton	62.88 ton	196.15 ton
4	43.79 ton	80.86 ton	62.88 ton	187.35 ton
3	39.01 ton	77.02 ton	62.88 ton	178.91 ton
2	39.10 ton	77.02 ton	63.19 ton	179.31 ton
1	30.36 ton	64.12 ton	48.40 ton	142.88 ton
Pesos	469.56 ton	914.76 ton	726.22 ton	Σ = 2110.54 ton
Áreas	78.39 m²	174.20 m²	130.65 m²	Σ = 383.24 m²
Esfuerzo	5.99 ton/m²	5.25 ton/m²	5.56 ton/m²	Σ = 5.51 ton/m²

CM + CVsismo, NIVEL AZOTEA

Eje	A	B	C	Σ
12	5.85 ton	13.71 ton	10.42 ton	29.98 ton
11	10.34 ton	21.57 ton	16.81 ton	48.73 ton
10	10.31 ton	21.57 ton	16.73 ton	48.61 ton
9	9.36 ton	20.63 ton	16.73 ton	46.72 ton
8	9.36 ton	20.63 ton	16.73 ton	46.72 ton
7	9.36 ton	20.63 ton	16.73 ton	46.72 ton
6	9.36 ton	20.63 ton	16.73 ton	46.72 ton
5	9.36 ton	20.63 ton	16.73 ton	46.72 ton
4	9.36 ton	20.63 ton	16.73 ton	46.72 ton
3	9.84 ton	21.10 ton	16.73 ton	46.67 ton
2	9.86 ton	21.10 ton	16.81 ton	46.67 ton
1	5.85 ton	13.67 ton	10.40 ton	29.92 ton
	108.21 ton	236.50 ton	188.28 ton	Σ = 532.99 ton

CM + CVsismo, ENTREPISO

Eje	A	B	C	Σ
12	10.06 ton	20.76 ton	15.90 ton	46.72 ton
11	13.11 ton	25.03 ton	21.80 ton	59.94 ton
10	13.08 ton	25.03 ton	21.69 ton	59.80 ton
9	13.08 ton	25.03 ton	21.69 ton	59.80 ton
8	13.08 ton	25.03 ton	21.69 ton	59.80 ton
7	13.08 ton	25.03 ton	21.69 ton	59.80 ton
6	15.75 ton	27.66 ton	21.69 ton	65.10 ton
5	17.70 ton	29.05 ton	21.69 ton	68.44 ton
4	15.60 ton	26.98 ton	21.69 ton	64.27 ton
3	13.08 ton	25.03 ton	21.69 ton	59.80 ton
2	13.11 ton	25.03 ton	21.80 ton	59.94 ton
1	10.06 ton	20.70 ton	15.86 ton	46.62 ton
	160.79 ton	300.36 ton	248.88 ton	Σ = 710.03 ton

por dos entrepisos

CM + Cvismo NIVEL PLANTA BAJA

Eje	A	B	C	Σ
12	3.59 ton	7.08 ton	4.77 ton	15.44 ton
11	1.28 ton	1.28 ton	1.28 ton	3.84 ton
10	1.28 ton	1.28 ton	1.28 ton	3.84 ton
9	1.28 ton	1.28 ton	1.28 ton	3.84 ton
8	1.28 ton	1.28 ton	1.28 ton	3.84 ton
7	1.28 ton	1.28 ton	1.28 ton	3.84 ton
6	1.28 ton	1.28 ton	1.28 ton	3.84 ton
5	1.28 ton	1.28 ton	1.28 ton	3.84 ton
4	1.28 ton	1.28 ton	1.28 ton	3.84 ton
3	1.28 ton	1.28 ton	1.28 ton	3.84 ton
2	1.28 ton	1.28 ton	1.28 ton	3.84 ton
1	3.59 ton	7.08 ton	4.77 ton	15.44 ton
	19.98 ton	26.96 ton	22.34 ton	Σ = 69.28 ton

DESCARGAS A CIMENTACIÓN, CM + Cvismo.

Eje	A	B	C	Σ
12	29.56 ton	62.31 ton	46.99 ton	138.86 ton
11	37.84 ton	72.91 ton	61.69 ton	172.44 ton
10	37.75 ton	72.91 ton	61.39 ton	172.05 ton
9	36.80 ton	71.97 ton	61.39 ton	170.16 ton
8	36.80 ton	71.97 ton	61.39 ton	170.16 ton
7	36.80 ton	71.97 ton	61.39 ton	170.16 ton
6	42.14 ton	77.23 ton	61.39 ton	180.76 ton
5	46.04 ton	79.97 ton	61.39 ton	187.40 ton
4	41.84 ton	75.87 ton	61.39 ton	179.10 ton
3	37.28 ton	72.44 ton	61.39 ton	171.11 ton
2	37.36 ton	72.44 ton	61.39 ton	171.19 ton
1	29.56 ton	59.84 ton	46.89 ton	136.29 ton

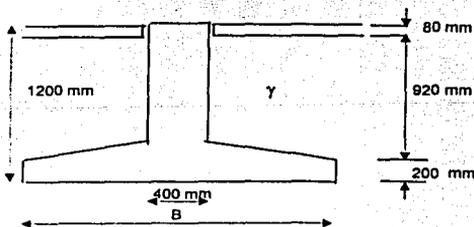
Pesos 449.77 ton 861.83 ton 708.38 ton Σ = 2019.98 ton

Áreas 78.39 m² 174.20 m² 130.65 m² Σ = 383.24 m²

Esfuerzo 5.74 ton/m² 4.95 ton/m² 5.42 ton/m² Σ = 5.27 ton/m²

MODIFICACIÓN DE PRESIONES POR CAMBIO DE CIMENTACIÓN

PESO PROPIO DE CIMENTACIÓN ORIGINAL



BA = 1.8 m

BB = 4.0 m

BC = 3.0 m

AA = 78.39 m²

AB = 174.20 m²

AC = 130.65 m²

$\gamma_R = 1.40 \text{ Ton/m}^3$

$L = 43.55 \text{ m}$

$\gamma_c = 2.4 \text{ Ton/m}^3$

Peso de relleno = $\gamma_R [L (B - 0.4) \times 0.92]$

Eje A,	WRA	=	78.829 ton	1.803 ton/m	1.002 ton/m ²
Eje B,	WRB	=	201.932 ton	4.637 ton/m	1.159 ton/m ²
Eje C,	WRC	=	145.840 ton	3.349 ton/m	1.116 ton/m ²

Peso de concreto (zapata, trabe y firme)

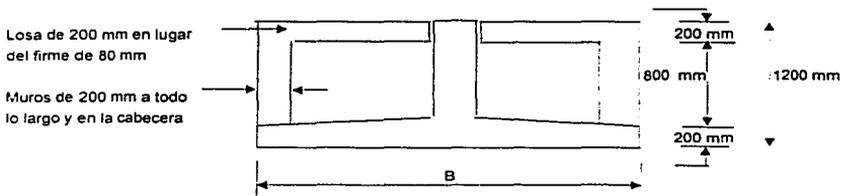
$$W_c = \gamma_c \times L [0.4 \times 1.2 + 2 (0.2(B/2 - 0.2) + (B - 0.4) (0.08))]$$

Eje A,	WCA	=	91.141 ton	2.093 ton/m	1.163 ton/m ²
Eje B,	WCB	=	155.526 ton	3.571 ton/m	0.893 ton/m ²
Eje C,	WCC	=	126.260 ton	2.899 ton/m	0.966 ton/m ²

Peso total, relleno, zapata, trabe y firme

Eje A,	WTA	=	169.670 ton	3.896 ton/m	2.164 ton/m ²
Eje B,	WTB	=	357.458 ton	8.208 ton/m	2.052 ton/m ²
Eje C,	WTC	=	272.100 ton	6.245 ton/m	2.083 ton/m ²

PESO ADICIONAL DE CIMENTACIÓN NUEVA (MUROS Y LOSA TAPA)



$$\text{Peso adicional, } W_A = \gamma_c \times L [2 \times 0.20 \times 0.80 + (B - 0.40)] + B \times 1.2 \times 0.20 \times 2 \times \gamma_c$$

Eje A,	WAA	=	56.842 ton	1.305 ton/m	0.725 ton/m ²
Eje B,	WAB	=	155.526 ton	1.911 ton/m	0.477 ton/m ²
Eje C,	WAC	=	69.512 ton	1.596 ton/m	0.532 ton/m ²

Peso total cimentación nueva

Eje A,	91.141 ton	+	56.842 ton
Eje B,	155.526 ton	+	155.526 ton
Eje C,	126.260 ton	+	69.512 ton

Eje A,	WN	=	147.983 ton	3.398 ton/m	1.888 ton/m ²
Eje B,	WN	=	238.733 ton	5.481 ton/m	1.370 ton/m ²
Eje C,	WN	=	195.772 ton	4.495 ton/m	1.498 ton/m ²

Comparación de presiones

	Antes	Nueva	Alivio de presiones
Eje A,	2.164 ton/m ²	1.888 ton/m ²	0.276 ton/m ²
Eje B,	2.052 ton/m ²	1.370 ton/m ²	0.682 ton/m ²
Eje C,	2.083 ton/m ²	1.498 ton/m ²	0.585 ton/m ²

PESO PROPIO DE CIMENTACIÓN NUEVA, POR EJES.

WPP A	=	147.983 / (43.55 · L)
WPP B	=	238.733 / (43.55 · L)
WPP C	=	195.772 / (43.55 · L)

Ejes	L	A	B	C
12	{3.9/(2+0.5)} m	8.32 ton	14.43 ton	11.01 ton
11 a 12	3.9 m	13.25 ton	21.38 ton	17.53 ton
1	{3.9/(2+0.15)} m	7.13 ton	11.51 ton	9.44 ton

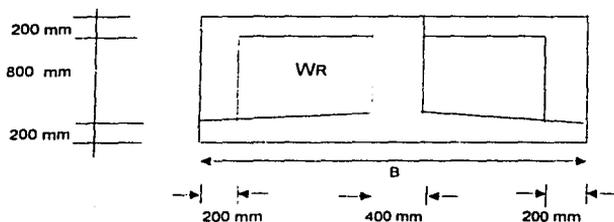
DESCARGAS AL SUELO, CM + CVmax + PESO PROPIO CIMENTACIÓN (sin lastres)

Eje	A	B	C	Σ
12	38.68 ton	77.55 ton	59.41 ton	175.64 ton
11	52.85 ton	98.90 ton	80.72 ton	232.47 ton
10	52.76 ton	98.90 ton	80.41 ton	232.07 ton
9	51.76 ton	97.90 ton	80.41 ton	230.07 ton
8	51.76 ton	97.90 ton	80.41 ton	230.07 ton
7	51.76 ton	97.90 ton	80.41 ton	230.07 ton
6	57.36 ton	103.90 ton	80.41 ton	241.27 ton
5	61.44 ton	106.46 ton	80.41 ton	248.31 ton
4	57.04 ton	102.06 ton	80.41 ton	239.51 ton
3	52.26 ton	98.40 ton	80.41 ton	231.07 ton
2	52.35 ton	98.40 ton	80.72 ton	231.47 ton
1	37.49 ton	75.63 ton	57.84 ton	170.96 ton
	617.51 ton	1153.50 ton	921.97 ton	Σ = 2692.95 ton

DESCARGAS AL SUELO, CM + CVsismo + PESO PROPIO CIMENTACIÓN (sin lastres)

Eje	A	B	C	Σ
12	37.88 ton	75.74 ton	58.00 ton	171.62 ton
11	51.09 ton	94.29 ton	79.22 ton	224.60 ton
10	51.00 ton	94.29 ton	78.22 ton	224.21 ton
9	50.05 ton	93.35 ton	78.92 ton	222.32 ton
8	50.05 ton	93.35 ton	78.92 ton	222.32 ton
7	50.05 ton	93.35 ton	78.92 ton	222.32 ton
6	55.39 ton	98.61 ton	78.92 ton	231.92 ton
5	59.29 ton	101.35 ton	78.92 ton	239.56 ton
4	55.09 ton	97.25 ton	78.92 ton	231.26 ton
3	50.53 ton	93.82 ton	78.92 ton	223.27 ton
2	50.61 ton	93.82 ton	79.22 ton	223.65 ton
1	36.69 ton	71.35 ton	56.33 ton	164.37 ton
	597.72 ton	1100.57 ton	904.13 ton	Σ = 2602.42 ton

LASTRES



L en zona lastrada
 γ_M = peso volumétrico seco suelto
 $\gamma_M = 2.02 \text{ ton/m}^3$
 w óptima = 12.80%
 De minas de Sante Fe. D.F.

Se puede considerar que el relleno colocado en capas, con pisón, puede alcanzar el 80% de compactación Porter, por otra parte puede agregarse agua hasta alcanzar el 50% de humedad.

Peso del relleno compacto y húmedo = γh

$$\gamma h = \gamma M (1 + W) \cdot 0.80$$

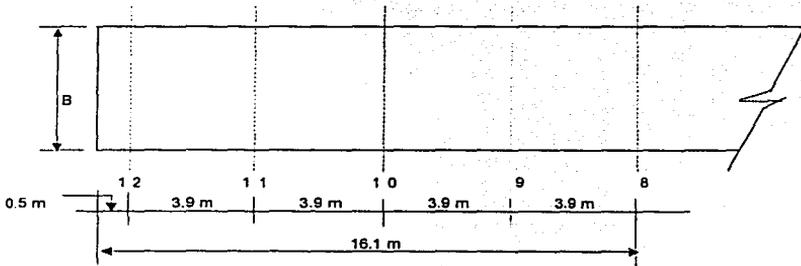
$$= 2.424 \text{ ton/m}^3$$

$$WR = \gamma h \cdot \text{volumen}$$

$$WR = 2.424 \cdot 0.80 \cdot L \cdot (B - 0.4 - 0.2 - 0.2)$$

$$WR = 1.9392L (B - 0.8) \text{ ton}$$

El lastre se colocará entre el eje 8 y el eje 12



$$L = 16.1 \text{ m}$$

$$B = 1.8, 4.0 \text{ y } 3.0 \text{ m}$$

$$WR = 1.9292L (B - 0.8)$$

Ejes	LARGO (L)	ZAPATA	ANCHO (B)
12	$\{3.9/(2 + 0.5)\}$ m	A	1.80 m
11 a 9	3.9 m	B	4.00 m
8	$\{3.9/2\}$ m	C	3.00 m

Columna	Peso lastres	Columna	Peso lastres	Columna	Peso lastres
12A	4.75 ton	12B	15.20 ton	12C	10.45 ton
11A	7.56 ton	11B	24.20 ton	11C	16.64 ton
10A	7.56 ton	10B	24.20 ton	10C	16.64 ton
9A	7.56 ton	9B	24.20 ton	9C	16.64 ton
8A	3.78 ton	8B	12.10 ton	8C	8.32 ton

PESO DE LASTRES POR COLUMNA

$$WR = 1.9392 L (B - 0.8)$$

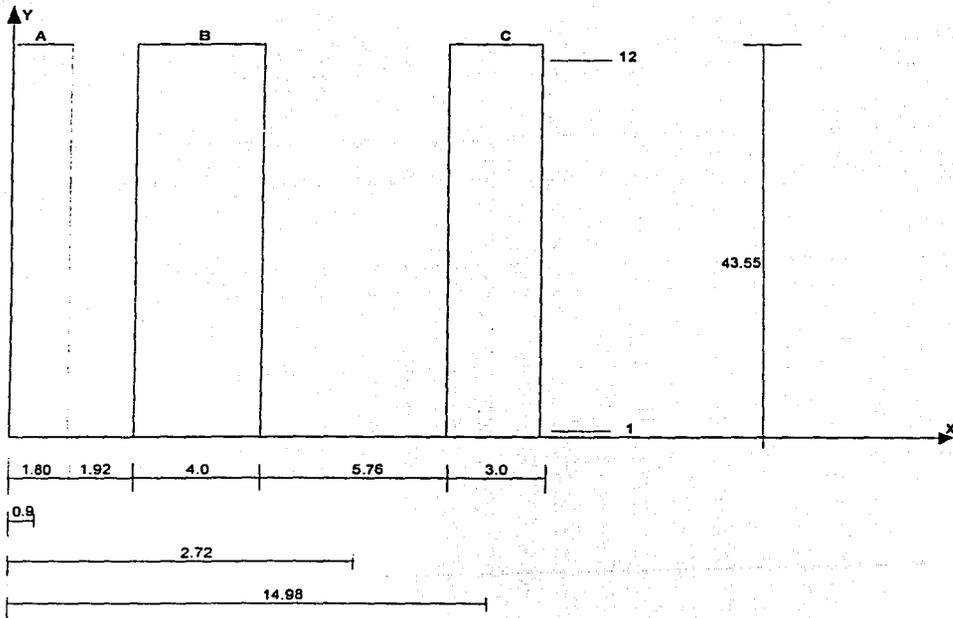
Ejes	LARGO (L)	ZAPATA	ANCHO (B)
12	$\{3.9/(2 + 0.5)\}$ m	A	1.80 m
11 a 9	3.9 m	B	4.00 m
8	$\{3.9/2\}$ m	C	3.00 m

DESCARGAS AL SUELO POR: CM + CVsismo, MÁS PESO PROPIO CIMENTACIÓN NUEVA, MÁS LASTRES EN LAS ZAPATAS ENTRE LOS EJES 12 a 8.

Eje	A	B	C	Σ
12	42.63 ton	90.94 ton	68.45 ton	202.02 ton
11	58.65 ton	118.49 ton	95.86 ton	273.00 ton
10	58.56 ton	118.49 ton	95.56 ton	272.61 ton
9	57.61 ton	117.45 ton	95.56 ton	270.72 ton
8	57.61 ton	105.45 ton	87.24 ton	250.30 ton
7	50.05 ton	93.35 ton	78.92 ton	222.32 ton
6	55.39 ton	98.61 ton	78.92 ton	232.92 ton
5	59.29 ton	101.35 ton	78.92 ton	239.56 ton
4	55.29 ton	97.28 ton	78.92 ton	231.26 ton
3	50.53 ton	93.82 ton	78.92 ton	223.27 ton
2	50.61 ton	93.82 ton	79.22 ton	223.65 ton
1	36.69 ton	71.35 ton	56.33 ton	164.37 ton

632.71 ton 1200.47 ton 972.82 ton Σ = 2806.00 ton

LOCALIZACIÓN DE CENTROIDE.



$$\bar{Y} = 43.55/2$$

$$\bar{X} = \{1.8 \cdot 43.55 \cdot 0.9 + 4.0 \cdot 43.55 \cdot 5.72 + 3.0 \cdot 43.55 \cdot 14.98\} / \{43.55 \cdot (1.8 + 4.0 + 3.0)\}$$

$$\bar{Y} = 21.775 \text{ m}$$

$$\bar{X} = 7.890 \text{ m}$$

LOCALIZACIÓN DEL CENTRO DE GRAVEDAD DE LAS DESCRAGAS, CON LA CONDICIÓN DE:
CM + CVmáx. + PESO PROPIO DE CIMENTACIÓN NUEVA, SIN LASTRES.

\bar{Y} , Tomando al eje 1 como origen

$$\bar{Y} = [3.9(231.47+2 \cdot 231.07+3 \cdot 239.51+4 \cdot 248.31+5 \cdot 241.27+6 \cdot 230.07+7 \cdot 230.07+8 \cdot 230.07+9 \cdot 232.07+10 \cdot 232.47+11 \cdot 175.64)] / 2692.98$$

$$\bar{Y} = 57675.423/2692.98 = 21.4169 \text{ m del eje 1} \quad \bar{Y} = 1.57 \text{ m del paño}$$

\bar{X} , tomando al eje A como eje de referencia=

$$\bar{X} = [1153.50 \cdot 4.82 + 921.97 \cdot 14.08] / 2692.98$$

$$\bar{X} = 6.885 \text{ m del eje A} \quad 64720.1669 \quad \bar{X} = 7.785 \text{ m del paño}$$

LOCALIZACIÓN DEL CENTRO DE GRAVEDAD DE LAS DESCRAGAS, CON LA CONDICIÓN DE:
CM + CVmáx. + PESO PROPIO DE CIMENTACIÓN NUEVA, CON LASTRES.

\bar{Y} , Tomando al eje 1 como origen

$$\bar{Y} = [3.9(231.47+2 \cdot 231.07+3 \cdot 239.51+4 \cdot 248.31+5 \cdot 241.27+6 \cdot 230.07+7 \cdot 254.27+8 \cdot 278.47+9 \cdot 260.47+10 \cdot 280.47+11 \cdot 206.04)] / 2892.78$$

$$\bar{Y} = 64720.167/2892.78 = 22.373 \text{ m del eje 1} \quad \bar{Y} = 2.52 \text{ m del paño}$$

\bar{X} , tomando al eje A como eje de referencia=

$$\bar{X} = [1253.40 \cdot 4.82 + 990.66 \cdot 14.08] / 2892.78$$

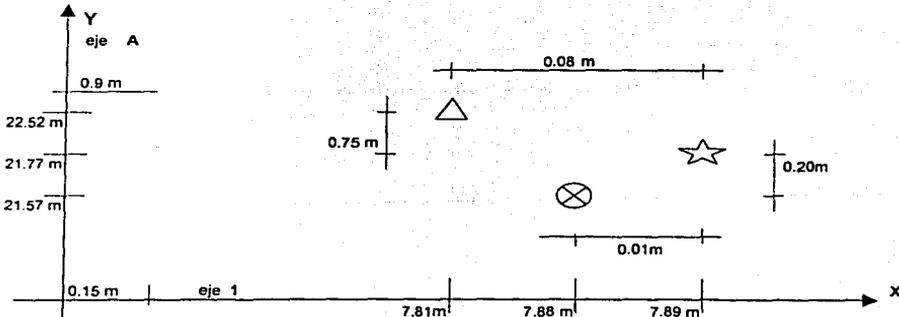
$$\bar{X} = 6.91 \text{ m del eje A} \quad \bar{X} = 7.81 \text{ m del paño}$$

Centroide

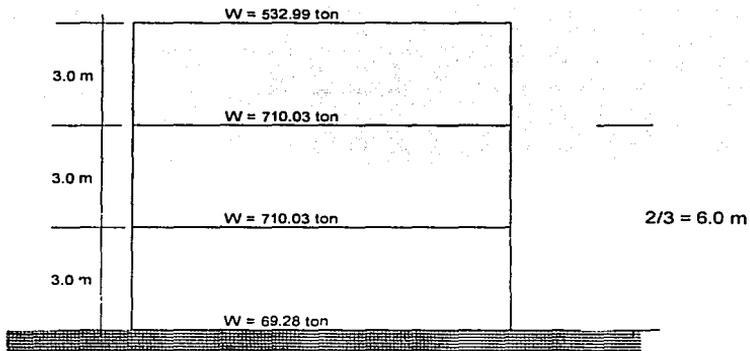
C.G. con CM + Cvmáx + PP Cimentación sin lastre

C.G. con CM + Cvmáx + PP Cimentación con lastre

$\bar{X} =$	$\bar{Y} =$
7.89 m	21.77 m
7.78 m	21.57 m
7.81 m	22.52 m



MOMENTO DE VOLTEO ACTUANTE



$$V_{\text{total}} = \Sigma W \cdot \text{CSR} \cdot 0.8$$

$$\text{CSR} = (\text{CSR} \cdot \#) / Q$$

$$\text{CSR} = \text{Coeficiente sismico} = 0.4 \quad (\text{Zona III})$$

$$\# = \text{Factor de importancia} = 1 \quad (\text{Estructura grupo B})$$

$$Q = \text{Factor de comportamiento sismico} = 2$$

$$\text{CSR} = (0.4 \cdot 1) / 2 = 0.20$$

$$V_{\text{total}} = (532.99 + 710.03 + 710.03 + 69.28) \cdot 0.2 \cdot 0.8$$

$$V_{\text{total}} = 2022.33 \cdot 0.2 \cdot 0.8$$

$$V_{\text{total}} = 323.57 \text{ ton}$$

Momento de volteo

$$M_v = V_T \cdot d$$

$$M_v = 323.57 \cdot 6$$

$$M_v = 1941.42 \text{ ton-m}$$

Excentricidad

$$e = M_v / V_T$$

$$e = 1941.42 / 2022.33$$

$$e = 0.96 \text{ m}$$

CÁLCULO DEL CUMPLIMIENTO DEL ESTADO LÍMITE DE FALLA

CM + CV_{máx.} + PP CIMENTACIÓN SIN LASTRES, CONSIDERANDO CONCORDANCIA ENTRE EL CENTRO DE GRAVEDAD DE LAS DESCARGAS Y EL CENTROIDE

$$\Sigma QFc < [C \cdot Ncs \cdot Fr + Pv] \cdot A$$

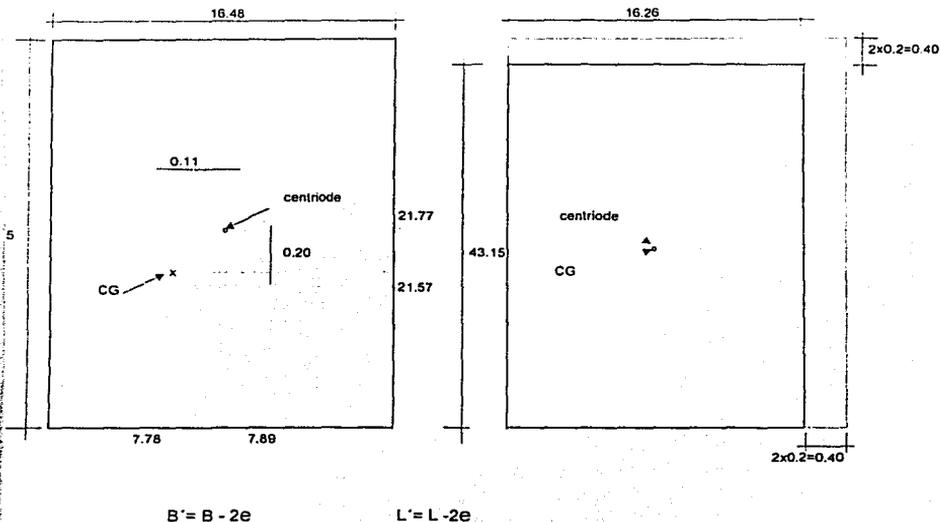
Eje A	D/B = 1.2/1.8 = 0.667 Ncs = NC * (1 + 0.2 * B/L) Ncs = 6.03 * (1 + 0.2 * 1.8/43.55) 617.51 * 1.4 < (2.5 * 6.105 * 0.7 + 1.2 * 1.4) * (1.8 * 43.55) 864.51 ton < 969.19 ton	Nc = 6.03 Ncs = 6.105
Eje B	D/B = 1.2/4.0 = 0.300 Ncs = 5.643 * (1 + 0.2 * 4.0/43.55) 1153.50 * 1.4 < (2.5 * 5.747 * 0.7 + 1.2 * 1.4) * (4.0 * 43.55) 1614.90 ton < 2044.63 ton	Nc = 5.643 Ncs = 5.747
Eje C	D/B = 1.2/3.0 = 0.400 Ncs = 5.728 * (1 + 0.2 * 3.0/43.55) 921.97 * 1.4 < (2.5 * 5.807 * 0.7 + 1.2 * 1.4) * (3.0 * 43.55) 1290.76 ton < 1547.19 ton	Nc = 5.728 Ncs = 5.807
Global	$\Sigma QFc < Q_A + Q_B + Q_C$ [864.51 + 1614.90 + 1290.76] < [969.19 + 2044.63 + 1547.19] 3770.17 ton < 4561.01 ton	

CM + CV_{máx.} + PP CIMENTACIÓN CON LASTRES, CONSIDERANDO CONCORDANCIA ENTRE EL CENTRO DE GRAVEDAD DE LAS DESCARGAS Y EL CENTROIDE

$$\Sigma QFc < [C \cdot Ncs \cdot Fr + Pv] \cdot A$$

Eje A	D/B = 1.2/1.8 = 0.667 Ncs = NC * (1 + 0.2 * B/L) Ncs = 6.03 * (1 + 0.2 * 1.8/43.55) 648.72 * 1.4 < (2.5 * 6.105 * 0.7 + 1.2 * 1.4) * (1.8 * 43.55) 908.21 ton < 969.19 ton	Nc = 6.03 Ncs = 6.105
Eje B	D/B = 1.2/4.0 = 0.300 Ncs = 5.643 * (1 + 0.2 * 4.0/43.55) 1253.40 * 1.4 < (2.5 * 5.747 * 0.7 + 1.2 * 1.4) * (4.0 * 43.55) 1754.76 ton < 2044.63 ton	Nc = 5.643 Ncs = 5.747
Eje C	D/B = 1.2/3.0 = 0.400 Ncs = 5.728 * (1 + 0.2 * 3.0/43.55) 990.66 * 1.4 < (2.5 * 5.807 * 0.7 + 1.2 * 1.4) * (3.0 * 43.55) 1386.92 ton < 1547.19 ton	Nc = 5.728 Ncs = 5.807
Global	$\Sigma QFc < Q_A + Q_B + Q_C$ [908.21 + 1754.76 + 1386.92] < [969.19 + 2044.63 + 1547.19] 4049.89 ton < 4561.01 ton	

CM + CVmáx. + PP CIMENTACIÓN SIN LASTRES, CONSIDERANDO LA EXCENRICIDAD EXISTENTE



EN SENTIDO TRANSVERSAL, EQUIVALE A TENER LA ZAPATA C DE UN ANCHO FICTICIO DE $3.00 - 0.22 = 2.78$ m

$$\Sigma QFc < R$$

$$\Sigma QFc = (617.51 + 1153.50 + 921.97) \cdot 1.4$$

$$\Sigma QFc = 2692.98 \text{ ton}$$

$$R = QA + QB + Qc$$

$$QA = 969.19 \text{ ton}$$

$$QB = 2044.63 \text{ ton}$$

$$Qc = (C \cdot Ncs \cdot FR + Pv) \cdot A$$

$$D/F = (1.2/2.78), = 0.432$$

$$Ncs = 5.754 \cdot (1 + 0.2 \cdot 2.78/43.55)$$

$$Nc = 5.754$$

$$Ncs = 5.827$$

$$Qc = (2.5 \cdot 5.827 \cdot 0.7 + 1.2 \cdot 1.4) \cdot (2.78 \cdot 43.55)$$

$$Qc = 1437.98 \text{ ton}$$

$$\Sigma QFc < R$$

$$2692.98 < (969.19 + 2044.63 + 1437.97)$$

$$2692.98 \text{ ton} < 4451.79 \text{ ton}$$

EN SENTIDO LONGITUDINAL, EQUIVALE A QUE TODAS LAS ZAPATAS SE REDUSCAN EN SU LONGITUD A 43.15 m

$$\Sigma QFc < R$$

$$\Sigma QFc = (617.51 + 1153.50 + 921.97) \cdot 1.4$$

$$\Sigma QFc = 2692.98 \text{ ton}$$

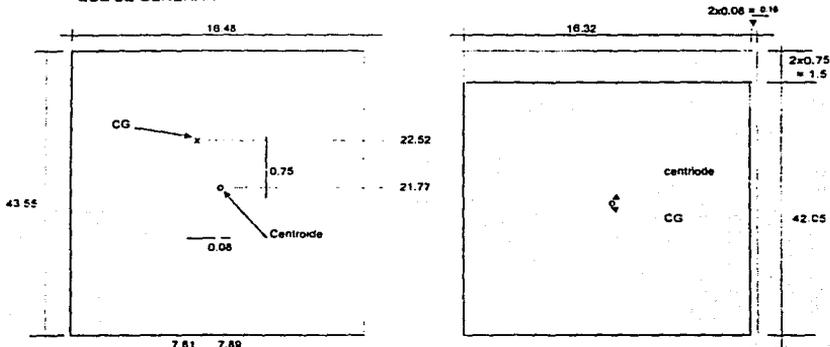
$$R = QA + QB + Qc$$

$$Q = [C \cdot Ncs \cdot FR + Pv] \cdot A$$

Eje A	D/B = 1.2/1.5 = 0.667 Ncs = NC * (1 + 0.2 * B/L) Ncs = 6.03 * (1 + 0.2 * 1.8/43.15) QA = (2.5 * 6.080 * 0.7 + 1.2 * 1.4) * (1.8 * 43.15) QA = 956.89 ton	Nc = 6.03 Ncs = 6.080
Eje B	D/B = 1.2/4.0 = 0.300 Ncs = 5.643 * (1 + 0.2 * 4.0/43.15) QB = (2.5 * 5.748 * 0.7 + 1.2 * 1.4) * (4.0 * 43.15) QB = 2026.15 ton	Nc = 5.643 Ncs = 5.748
Eje C	D/B = 1.2/3.0 = 0.400 Ncs = 5.728 * (1 + 0.2 * 3.0/43.15) QC = (2.5 * 5.808 * 0.7 + 1.2 * 1.4) * (3.0 * 43.15) QC = 1533.21 ton	Nc = 5.728 Ncs = 5.808

$\Sigma QFc < R$
 $2692.98 < (956.89 + 2066.15 + 1533.21)$
 $2692.98 \text{ ton} < 4516.25 \text{ ton}$

CM + CVmáx. + PP CIMENTACIÓN CON LASTRES, CONSIDERANDO LAS EXCENTRICIDADES QUE SE GENERAN



EN SENTIDO TRANSVERSAL, EQUIVALE A TENER LA ZAPATA C DE UN ANCHO FICTICIO DE 3.00 - 0.16 = 2.84 m

$\Sigma QFc < R$

$\Sigma QFc = (648.72 + 1253.40 + 990.66) * 1.4$
 $\Sigma QFc = 4049.89 \text{ ton}$
 $R = QA + QB + QC$
 $QA = 969.19 \text{ ton}$
 $QB = 2044.63 \text{ ton}$
 $QC = (C * Ncs + Fr * Pv) * A$
 $D/B = (1.2/2.84) = 0.422$
 $Ncs = 5.755 * (1 + 0.2 * 2.84/43.55)$
 $QC = (2.5 * 5.830 * 0.7 + 1.2 * 1.4) * (2.84 * 43.55)$
 $QC = 1469.65 \text{ ton}$

Nc = 5.755
Ncs = 5.830

$\Sigma QFc < R$
 $4049.89 < (969.19 + 2044.63 + 1469.65)$
 $4049.89 \text{ ton} < 4483.47 \text{ ton}$

EN SENTIDO LONGITUDINAL, EQUIVALE A QUE TODAS LAS ZAPATAS SE REDUSCAN EN SU LONGITUD A ($L' = 43.55 - 2 \cdot 0.75 = 42.05$ m)

$\Sigma QFc < R$

$$\Sigma QFc = (648.72 + 1253.40 + 990.66) \cdot 1.4$$

$$\Sigma QFc = 4049.89 \text{ ton}$$

$$R = QA + QB + QC$$

$$Q = [C \cdot Ncs \cdot Fr + Pv] \cdot A$$

Eje A

$$D/B = 1.2/1.8 = 0.667 \quad Nc = 6.03$$

$$Ncs = Nc \cdot (1 + 0.2 \cdot B/L)$$

$$Ncs = 6.03 \cdot (1 + 0.2 \cdot 1.8/42.05) \quad Ncs = 6.081$$

$$QA = (2.5 \cdot 6.081 \cdot 0.7 + 1.2 \cdot 1.4) \cdot (1.8 \cdot 42.05)$$

$$QA = 932.63 \text{ ton}$$

Eje B

$$D/B = 1.2/4.0 = 0.300 \quad Nc = 5.643$$

$$Ncs = 5.643 \cdot (1 + 0.2 \cdot 4.0/42.05) \quad Ncs = 5.750$$

$$QB = (2.5 \cdot 5.750 \cdot 0.7 + 1.2 \cdot 1.4) \cdot (4.0 \cdot 42.05)$$

$$QB = 1975.09 \text{ ton}$$

Eje C

$$D/B = 1.2/3.0 = 0.400 \quad Nc = 5.728$$

$$Ncs = 5.728 \cdot (1 + 0.2 \cdot 3.0/42.05) \quad Ncs = 5.810$$

$$QC = (2.5 \cdot 5.810 \cdot 0.7 + 1.2 \cdot 1.4) \cdot (3.0 \cdot 42.05)$$

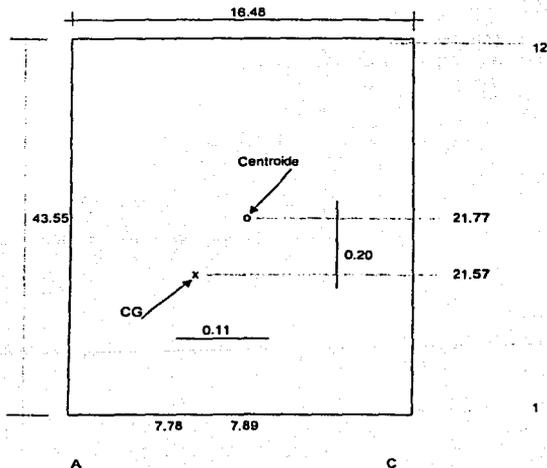
$$QC = 1494.56 \text{ ton}$$

$\Sigma QFc < R$

$$4049.80 < (932.63 + 1975.09 + 1494.56)$$

$$4049.89 \text{ ton} < 4402.28 \text{ ton}$$

CM + CVsismo + PP CIMENTACIÓN, SIN LASTRES, Y CONSIDERANDO LAS EXCENRICIDADES EXISTENTES Y LAS PROVOCADAS POR EL MOMENTO DE VOLTEO



FOR MOMENTO DE VOLTEO $e = 0.96$ m

Sismo en el sentido de ejes C a A

$$e = 0.11 + 0.96$$

$$e = 1.07 \text{ m}$$

$$2e = 2.14 \text{ m}$$

$$\text{Eje C de ancho} = 3.0 - 2.14$$

$$\text{Eje C de ancho} = 0.86 \text{ m}$$

Sismo en el sentido de ejes A a C

$$e = -0.11 + 0.96$$

$$e = 0.85 \text{ m}$$

$$2e = 1.70 \text{ m}$$

$$\text{Eje A de ancho} = 1.8 - 1.7$$

$$\text{Eje A de ancho} = 0.10 \text{ m}$$

Sismo en el sentido de ejes 12 a 1

$$e = 0.20 + 0.96$$

$$e = 1.16 \text{ m}$$

$$2e = 2.32 \text{ m}$$

$$\text{Ejes A, B y C de largo} = 43.55 - 2.32$$

$$\text{Ejes A, B, y C de largo} = 41.23 \text{ m}$$

Sismo en el sentido de ejes 1 a 12

$$e = -0.20 + 0.96$$

$$e = 76 \text{ m}$$

$$2e = 1.52 \text{ m}$$

$$\text{Ejes A, B y C de largo} = 43.55 - 1.52$$

$$\text{Ejes A, B, y C de largo} = 41.03 \text{ m}$$

Sismo en el sentido de los ejes C a A

$$\Sigma QF_c < R$$

$$\Sigma QF_c = 2602.40 \cdot 1.1$$

$$\Sigma QF_c = 2862.66 \text{ ton}$$

$$R = QA + QB + QC$$

$$Q = [C \cdot Ncs \cdot FR + PV] \cdot A$$

$$QA = 969.19 \text{ ton}$$

$$QB = 2044.63 \text{ ton}$$

$$D/B = 1.2/0.86 = 1.395$$

$$Nc = 6.664$$

$$Ncs = 6.664 \cdot (1 + 0.2 \cdot 0.86/43.55)$$

$$Ncs = 6.690$$

$$QC = (2.5 \cdot 6.690 \cdot 0.7 + 1.2 \cdot 1.4) \cdot (0.86 \cdot 43.55)$$

$$QC = 501.40 \text{ ton}$$

$$\Sigma QF_c < R$$

$$2962.66 \text{ ton} < (969.19 + 2044.63 + 501.40)$$

$$2962.66 \text{ ton} < 3515.22 \text{ ton}$$

Sismo en el sentido de los ejes A a C

$$\Sigma QF_c < R$$

$$\Sigma QF_c = 2862.66 \text{ ton}$$

$$R = QA + QB + QC$$

$$Q = [C \cdot Ncs \cdot FR + PV] \cdot A$$

$$D/B = 1.2/0.10 = 12.00$$

$$Nc = 7.50$$

$$Ncs = 7.50 \cdot (1 + 0.2 \cdot 0.10/43.55)$$

$$Ncs = 7.503$$

$$QA = (2.5 \cdot 7.503 \cdot 0.7 + 1.2 \cdot 1.4) \cdot (0.10 \cdot 43.55)$$

$$QA = 64.50 \text{ ton}$$

$$QB = 2044.63 \text{ ton}$$

$$QC = 1547.19 \text{ ton}$$

$$\Sigma QF_c < R$$

$$2962.66 \text{ ton} < (64.50 + 2044.63 + 1547.19)$$

$$2962.66 \text{ ton} < 3656.32 \text{ ton}$$

Sismo en el sentido de los ejes 12 a 1

$$\Sigma QF_c < R$$

$$\Sigma QF_c = 2862.66 \text{ ton}$$

$$R = QA + QB + QC$$

$$Q = [C \cdot Ncs \cdot FR + PV] \cdot A$$

Eje A

$$D/B = 1.2/1.8 = 0.667$$

$$Nc = 6.03$$

$$Ncs = Nc \cdot (1 + 0.2 \cdot B/L)$$

$$Ncs = 6.080$$

$$Ncs = 6.03 \cdot (1 + 0.2 \cdot 1.8/41.23)$$

$$QA = (2.5 \cdot 6.080 \cdot 0.7 + 1.2 \cdot 1.4) \cdot (1.8 \cdot 41.23)$$

$$QA = 914.32 \text{ ton}$$

Eje B

$$D/B = 1.2/4.0 = 0.300$$

$$Nc = 5.643$$

$$Ncs = 5.643 \cdot (1 + 0.2 \cdot 4.0/41.23)$$

$$Ncs = 5.752$$

$$QB = (2.5 \cdot 5.752 \cdot 0.7 + 1.2 \cdot 1.4) \cdot (4.0 \cdot 41.23)$$

$$QB = 1937.15 \text{ ton}$$

Eje C

$$D/B = 1.2/3.0 = 0.400$$

$$Nc = 5.728$$

$$Ncs = 5.728 \cdot (1 + 0.2 \cdot 3.0/41.23)$$

$$Ncs = 5.811$$

$$QC = (2.5 \cdot 5.811 \cdot 0.7 + 1.2 \cdot 1.4) \cdot (3.0 \cdot 41.23)$$

$$QC = 1465.63 \text{ ton}$$

$$\Sigma QFc < R \quad 2962.66 \text{ ton} < (914.32 + 1937.15 + 1465.63)$$

$$2962.66 \text{ ton} < 4317.10 \text{ ton}$$

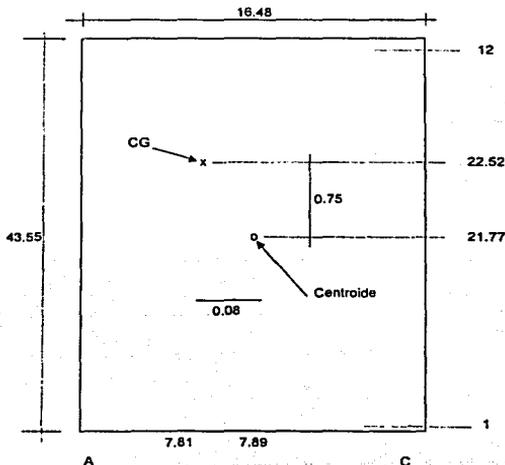
Sismo en el sentido de los ejes 1 a 12

$\Sigma QFc < R$	$\Sigma QFc = 2862.66 \text{ ton}$	$R = QA + QB + Qc$	$Q = [C \cdot Ncs \cdot FR + Pv] \cdot A$
Eje A	$D/B = 1.2/1.8 = 0.667$	$Nc = 6.03$	
	$Ncs = NC \cdot (1 + 0.2 \cdot B/L)$		
	$Ncs = 6.03 \cdot (1 + 0.2 \cdot 1.8/41.03)$	$Ncs = 6.083$	
	$QA = (2.5 \cdot 6.083 \cdot 0.7 + 1.2 \cdot 1.4) \cdot (1.8 \cdot 41.23)$		
	$QA = 910.27 \text{ ton}$		
Eje B	$D/B = 1.2/4.0 = 0.300$	$Nc = 5.643$	
	$Ncs = 5.643 \cdot (1 + 0.2 \cdot 4.0/41.03)$	$Ncs = 5.753$	
	$QB = (2.5 \cdot 5.753 \cdot 0.7 + 1.2 \cdot 1.4) \cdot (4.0 \cdot 41.03)$		
	$QB = 1928.04 \text{ ton}$		
Eje C	$D/B = 1.2/3.0 = 0.400$	$Nc = 5.728$	
	$Ncs = 5.728 \cdot (1 + 0.2 \cdot 3.0/41.03)$	$Ncs = 5.812$	
	$Qc = (2.5 \cdot 5.812 \cdot 0.7 + 1.2 \cdot 1.4) \cdot (3.0 \cdot 41.03)$		
	$Qc = 1458.74 \text{ ton}$		

$$\Sigma QFc < R \quad 2962.66 \text{ ton} < (910.27 + 1928.04 + 1458.74)$$

$$2962.66 \text{ ton} < 4297.05 \text{ ton}$$

CM + CV_{sismo} + PP CIMENTACIÓN, MÁS LASTRES, Y CONSIDERANDO LAS EXCENTRICIDADES EXISTENTES Y LAS PROVOCADAS POR EL MOMENTO DE VOLTEO



POR MOMENTO DE VOLTEO $e = 0.96 \text{ m}$

Sismo en el sentido de ejes C a A

$$e = 0.08 + 0.96$$

$$e = 1.04 \text{ m}$$

$$2e = 2.08 \text{ m}$$

Eje C de ancho = 3.0 - 2.08

Eje C de ancho = 0.92 m

Sismo en el sentido de ejes A a C

$$e = -0.08 + 0.96 \quad e = 0.88 \text{ m}$$

$$\text{Eje A de ancho} = 1.8 - 1.76$$

$$2e = 1.76 \text{ m}$$

$$\text{Eje A de ancho} = 0.04 \text{ m}$$

Sismo en el sentido de ejes 12 a 1

$$e = -0.75 + 0.96 \quad e = 0.21 \text{ m}$$

$$\text{Ejes A, B y C de largo} = 43.55 - 0.42$$

$$2e = 0.42 \text{ m}$$

$$\text{Ejes A, B, y C de largo} = 43.13 \text{ m}$$

Sismo en el sentido de ejes 1 a 12

$$e = 0.75 + 0.96 \quad e = 1.71 \text{ m}$$

$$\text{Ejes A, B y C de largo} = 43.55 - 3.42$$

$$2e = 3.42 \text{ m}$$

$$\text{Ejes A, B, y C de largo} = 40.13 \text{ m}$$

Sismo en el sentido de los ejes C a A

$\Sigma QFc < R$

$$\Sigma QFc = 2806.0 \cdot 1.1$$

$$R = QA + QB + Qc$$

$$QA = 969.19 \text{ ton}$$

$$QB = 2044.63 \text{ ton}$$

$$D/B = 1.2/0.92 = 1.304$$

$$Ncs = 6.603 \cdot (1 + 0.2 \cdot 0.92/43.55)$$

$$Qc = (2.5 \cdot 6.631 \cdot 0.7 + 1.2 \cdot 1.4) \cdot (0.92 \cdot 43.55)$$

$$Qc = 532.20 \text{ ton}$$

$$\Sigma QFc = 3086.60 \text{ ton}$$

$$Q = [C \cdot Ncs \cdot FR + Pv] \cdot A$$

$$Nc = 6.603$$

$$Ncs = 6.631$$

$\Sigma QFc < R$

$$3086.60 \text{ ton} < (969.19 + 2044.63 + 532.20)$$

$$3086.60 \text{ ton} < 3546.02 \text{ ton}$$

Sismo en el sentido de los ejes A a C

$\Sigma QFc < R$

$$\Sigma QFc = 3086.60 \text{ ton}$$

$$R = QA + QB + Qc$$

$$Q = [C \cdot Ncs \cdot FR + Pv] \cdot A$$

$$D/B = 1.2/0.04 = 30.00$$

$$Ncs = 7.50 \cdot (1 + 0.2 \cdot 0.04/43.55)$$

$$QA = (2.5 \cdot 7.5 \cdot 0.7 + 1.2 \cdot 1.4) \cdot (0.04 \cdot 43.55)$$

$$QA = 25.79 \text{ ton}$$

$$QB = 2044.63 \text{ ton}$$

$$Qc = 1547.19 \text{ ton}$$

$$Nc = 7.50$$

$$Ncs = 7.50$$

$\Sigma QFc < R$

$$3086.60 \text{ ton} < (25.79 + 2044.63 + 1547.19)$$

$$3086.60 \text{ ton} < 3617.61 \text{ ton}$$

Sismo en el sentido de los ejes 12 a 1

$\Sigma QFc < R$

$$\Sigma QFc = 3086.60 \text{ ton}$$

$$R = QA + QB + Qc$$

$$Q = [C \cdot Ncs \cdot FR + Pv] \cdot A$$

Eje A

$$D/B = 1.2/1.8 = 0.667$$

$$Ncs = Nc \cdot (1 + 0.2 \cdot B/L)$$

$$Ncs = 6.03 \cdot (1 + 0.2 \cdot 1.8/43.13)$$

$$QA = (2.5 \cdot 6.080 \cdot 0.7 + 1.2 \cdot 1.4) \cdot (1.8 \cdot 43.13)$$

$$QA = 956.45 \text{ ton}$$

$$Nc = 6.03$$

$$Ncs = 6.080$$

Eje B

$$D/B = 1.2/4.0 = 0.300$$

$$Ncs = 5.643 \cdot (1 + 0.2 \cdot 4.0/43.13)$$

$$QB = (2.5 \cdot 5.748 \cdot 0.7 + 1.2 \cdot 1.4) \cdot (4.0 \cdot 43.13)$$

$$QB = 2025.21 \text{ ton}$$

$$Nc = 5.643$$

$$Ncs = 5.748$$

Eje C

$$D/B = 1.2/3.0 = 0.400$$

$$Ncs = 5.728 \cdot (1 + 0.2 \cdot 3.0/43.13)$$

$$Qc = (2.5 \cdot 5.808 \cdot 0.7 + 1.2 \cdot 1.4) \cdot (3.0 \cdot 43.13)$$

$$Qc = 1532.49 \text{ ton}$$

$$Nc = 5.728$$

$$Ncs = 5.808$$

$\Sigma QFc < R$

$$3086.60 \text{ ton} < (956.45 + 2025.21 + 1532.49)$$

$$3086.60 \text{ ton} < 4514.15 \text{ ton}$$

Sismo en el sentido de los ejes 1 a 12

$$\Sigma QF_c < R$$

$\Sigma QF_c = 3086.60 \text{ ton}$ $R = Q_A + Q_B + Q_C$
 $Q = [C \cdot N_{cs} \cdot F_R + P_v] \cdot A$

Eje A $D/B = 1.2/1.8 = 0.667$ $N_c = 6.03$
 $N_{cs} = N_c \cdot (1 + 0.2 \cdot B/L)$
 $N_{cs} = 6.03 \cdot (1 + 0.2 \cdot 1.8/40.13)$ $N_{cs} = 6.08$
 $Q_A = (2.5 \cdot 6.08 \cdot 0.7 + 1.2 \cdot 1.4) \cdot (1.8 \cdot 40.13)$
 $Q_A = 889.92 \text{ ton}$

Eje B $D/B = 1.2/4.0 = 0.300$ $N_c = 5.643$
 $N_{cs} = 5.643 \cdot (1 + 0.2 \cdot 4.0/40.13)$ $N_{cs} = 5.755$
 $Q_B = (2.5 \cdot 5.755 \cdot 0.7 + 1.2 \cdot 1.4) \cdot (4.0 \cdot 40.13)$
 $Q_B = 1886.31 \text{ ton}$

Eje C $D/B = 1.2/3.0 = 0.400$ $N_c = 5.728$
 $N_{cs} = 5.728 \cdot (1 + 0.2 \cdot 3.0/40.13)$ $N_{cs} = 5.814$
 $Q_c = (2.5 \cdot 5.814 \cdot 0.7 + 1.2 \cdot 1.4) \cdot (3.0 \cdot 40.13)$
 $Q_c = 1427.16 \text{ ton}$

$\Sigma QF_c < R$ $3086.66 \text{ ton} < (889.92 + 1886.31 + 1427.16)$
 $3086.66 \text{ ton} < 4203.39 \text{ ton}$

CÁLCULO DEL CUMPLIMIENTO DEL ESTADO LÍMITE DE SERVICIO

ASENTAMIENTOS INMEDIATOS

Asentamientos elásticos en condiciones estáticas

$$\Delta H = Q \cdot B \cdot \mu_0 \cdot \mu_1 / E$$

Criterio de JAMBÚ

En donde:

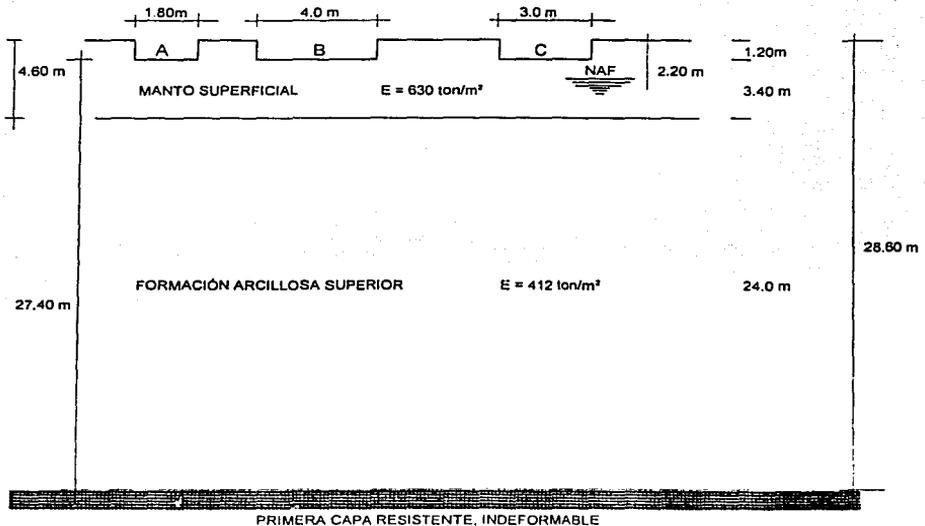
ΔH = Asentamiento elástico o inmediato, en ton

Q = Sobrecarga actuante al nivel de apoyo de la cimentación

B = Ancho de la cimentación

μ_0, μ_1 = Coeficientes que dependen de las relaciones entre el espesor del estrato, el ancho de la cimentación y la profundidad de apoyo de la cimentación

E = Módulo de elasticidad del estrato en estudio



Sólo del eje 8 al eje 12 se tendrá carga adicional, entonces sólo ahí se tendrán nuevos asentamientos elásticos o inmediatos.

$B = 1.80 \text{ m}, 4.00 \text{ m y } 3.00 \text{ m}$

$L = 3.90 \cdot 4 + 0.50 = 16.50 \text{ m}$

$D = 1.20 \text{ m}$

$E_1 = 630 \text{ ton/m}^2$

$E_2 = 412 \text{ ton/m}^2$

$Q_A = 0.801 \text{ ton/m}^2$

$Q_B = 0.869 \text{ ton/m}^2$

$Q_C = 0.837 \text{ ton/m}^2$

Asentamientos del manto superficial

Considerando $H = 3.40 \text{ m}$ $E = 630 \text{ ton/m}^2$

Eje	L/B	H/B	D/B	μ_0	μ_1	ΔH
A	9.167	1.889	0.667	0.93	0.80	0.0017 m
B	4.125	0.850	0.300	0.96	0.50	0.0026 m
C	5.500	1.133	0.400	0.95	0.70	0.0026 m

Asentamientos de la F.A.S.

1° Considerando H = 27.40m E = 412 ton/m²

Eje	L/B	H/B	D/B	μ_0	μ_1	ΔH
A	9.167	15.222	0.667	0.93	1.50	0.00488 m
B	4.125	6.850	0.300	0.96	1.10	0.00809 m
C	5.500	9.133	0.400	0.95	1.40	0.00819 m

Asentamientos de la F.A.S.

2° Considerando H = 3.40m E = 412 ton/m²

Eje	L/B	H/B	D/B	μ_0	μ_1	ΔH
A	9.167	1.889	0.667	0.93	0.80	0.0026 m
B	4.125	0.850	0.300	0.96	0.50	0.0040 m
C	5.500	1.133	0.400	0.95	0.70	0.0040 m

Asentamientos de la F.A.S.

3° Considerando la diferencia

Eje	
A	0.00488 - 0.0026 = 0.0023 m
B	0.00809 - 0.0040 = 0.0041 m
C	0.00819 - 0.0040 = 0.0042 m

Asentamientos elásticos totales

Eje		
A	0.0017 + 0.0023 = 0.0040 m	4.0 mm
B	0.0026 + 0.0041 = 0.0067 m	6.7 mm
C	0.0026 + 0.0042 = 0.0068 m	6.8 mm

Asentamientos elásticos en condiciones dinámicas

Parámetros dinámicos del suelo:

$$E = 2G(1 + \nu) \quad G = \nu^2 \rho \quad \nu = 64 \text{ m/seg } (**)$$

(*) En función del valor de la cohesión del suelo en su formación arcillosa superior (FAS) y conforme al criterio del Dr. Alberto Jaime, del Instituto de Ingeniería de la U.N.A.M.

$$\rho = \gamma h / g \quad \gamma h = 1.190 \text{ ton/m}^2 \quad g = 9.81 \text{ m/seg } (**)$$

(**) Por ser la zona III y también conforme al criterio del Dr. A. Jaime.

$$\rho = 1.15 / 9.81 = 0.121 \quad G = 64^2 \cdot 0.12 = 495.61 \text{ ton/m}^2 \quad \text{y considerando } \nu = 0.4$$

$$E = 2 \cdot 495.61 \cdot (1 + 0.4) \quad E = 1388 \text{ ton/m}^2 \quad \text{Módulo de elasticidad dinámico del suelo arcilloso}$$

El momento de volteo provocado durante un sismo, deberá ser soportado por los cajones de cimentación y la losa de fondo de los mismos, a través de reacciones adecuadas, lo cual a su vez provoca un movimiento relativo entre las zapatas y el suelo de apoyo.

$$M_v = M_c + M_l$$

M_v = Momento de volteo actuante
 M_c = Momento que resiste el cajón
 M_l = Momento que resiste la losa

$$M_v = 1941.42 \text{ ton-m}$$

Momento resistente del cajón
 $M_c = 1/FS * [2C + (\gamma * D_f/2)] * L * D_f^2 / 2$

En donde:

FS = Factor de seguridad

C = Cohesión del suelo en la zona de cimentación

γ = Peso volumétrico húmedo del suelo al nivel de cimentación

D_f = Profundidad de apoyo de la cimentación

L = Lado de la cimentación, perpendicular al sentido del sismo

FS = 3

C = 2.5 ton/m²

γ = 1.4 ton/m³

D_f = 1.20 m

Sismo en sentido longitudinal

$$M_c = 1/3 * [2 * 2.5 + (1.4 * 1.2/2)] * (1.8 + 4.0 + 3.0) * 1.2^2 / 2$$

$$M_c = 12.33 \text{ ton-m}$$

Sismo en sentido transversal

$$M_c = 1/3 * [2 * 2.5 + (1.4 * 1.2/2)] * 43.55 * 1.2^2 / 2$$

$$M_c = 61.04 \text{ ton-m}$$

Momento resistente de la losa

$$M_L = (1/3) * \pi * \theta_e * (B^2/4) * L * E$$

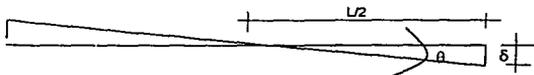
En donde:

B = Longitud de la cimentación paralela al sentido del sismo

L = longitud perpendicular al sentido del sismo

E = Módulo de elasticidad dinámico del suelo

θ_e = Giro de la cimentación durante el sismo



$$\theta_e = \delta / (L/2)$$

$$\delta = (\theta_e * L) / 2$$

δ = Desplazamiento o asentamiento durante un sismo

Sismo en sentido longitudinal

$$M_L = (1/3) * 3.1415927 * \theta_e * (43.55^2 / 4) * 8.8 * 1388$$

$$M_L = 6064808 \theta_e$$

$$M_v = M_C + M_L$$

$$M_L = M_v - M_C$$

$$M_L = 1941.42 - 12.33$$

$$M_L = 1929.09 \text{ ton-m}$$

Entonces: $6064808 \theta_e = 1929.09$

$$\theta_e = 1929.09 / 6064808$$

$$\theta_e = 0.000318$$

Y como $\delta = (\theta_e * L) / 2$

$$\delta = (0.000318 * 43.55) / 2$$

$$\delta = 0.0069 \text{ m}$$

$$\delta = 7 \text{ mm}$$

valor que es admisible

Sismo en sentido transversal

$$M_L = (1/3) * 3.1415927 * \theta_e * (8.80^2 / 4) * 43.55 * 1388$$

$$M_L = 1225945 \theta_e$$

$$M_v = M_C + M_L$$

$$M_L = M_v - M_C$$

$$M_L = 1941.42 - 61.04$$

$$M_L = 1880.38 \text{ ton-m}$$

Entonces: $1225945 \theta_e = 1880.39$

$$\theta_e = 1880.38 / 1225945$$

$$\theta_e = 0.00153$$

Y como $\delta = (\theta_e * L) / 2$

$$\delta = (0.00153 * 8.8) / 2$$

$$\delta = 0.0067 \text{ m}$$

$$\delta = 7 \text{ mm}$$

valor que es admisible

Se concluye que los desplazamientos durante un sismo son tolerables.

ASENTAMIENTOS POR CONSOLIDACIÓN PRIMARIA

Para el cálculo de la magnitud de los asentamientos por consolidación primaria, se utilizó la teoría de K. Terzaghi, expresada mediante la ecuación:

$$\Sigma \Delta H_i = [\Delta e_i / (1 + e_{oi})] * H_i \quad \text{donde} \quad \Delta e_i = e_{fi} - e_{oi}$$

$\Sigma \Delta H_i$ = Asentamiento total, suma de los asentamientos parciales de los estratos i
 e_{fi} = Relación de vacíos final, del estrato i al término del fenómeno de consolidación, provocada por la sobrecarga actuante Δp
 e_{oi} = Relación de vacíos inicial, del estrato i, correspondiente a presión efectiva P_o existente antes de colocar la sobrecarga Δp
 H_i = Espesor de cada estrato i

Para poder emplear estas expresiones, primero es necesario determinar los valores numéricos de:

P_T = Presión total al centro de cada estrato sujeto a sobrecarga
 P_u = Presión de poro al centro de cada estrato sujeto a sobrecarga
 P_o = Presión efectiva al centro de cada estrato sujeto a sobrecarga
 e_o = Relación de vacíos inicial, al centro de cada estrato sujeto sobrecarga
 e_f = Relación de vacíos final, al centro de cada estrato sujeto a sobrecarga
 H_i = Espesor de cada estrato sujeto a sobrecarga
 ΔP = Incremento de esfuerzo al centro de cada estrato sujeto a sobrecarga

En primer término se determinan los valores de presiones en el suelo: utilizando la ecuación fundamental de los suelos finos saturados:

$$P_o = P_T - P_u$$

En donde:

P_o = Presión efectiva

P_T = Presión total

P_u = Presión de poro

$$P_T = \Sigma \gamma H \quad (1)$$

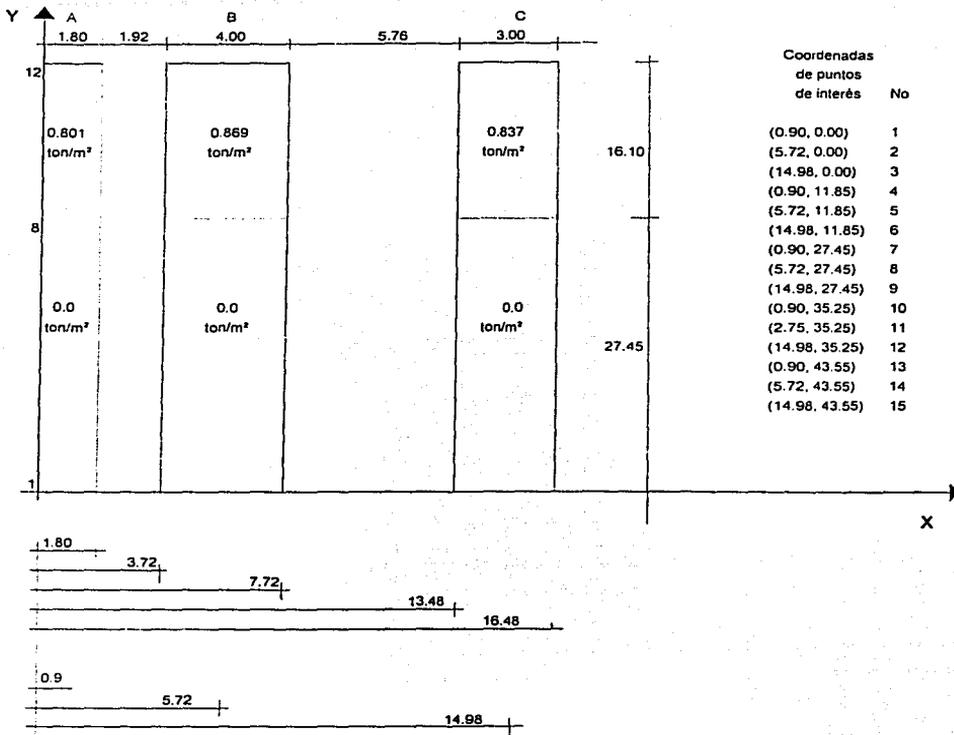
(2)

- (1) Considerando los valores de γ obtenidos en las diferentes pruebas de laboratorio
 (2) Calculados conforme a los resultados de las lecturas piezométricas obtenidas

En la figura No 25 se pueden observar estos valores graficados conforme a la profundidad.

En segundo lugar, se determinaron los incrementos de esfuerzos en la masa del suelo, provocados por las sobrecargas resultantes ante el cambio de cimentación, utilizando un programa de computadora que calcula dichos incrementos, a las profundidades o distancias deseadas bajo los diferentes puntos en estudio, y para diferentes valores de sobrecarga actuante, también en cualquier área, empleando el criterio de distribución de esfuerzos normales de Boussinesq

Las sobrecargas actuantes y los puntos en estudio, conforme a los análisis anteriores son:

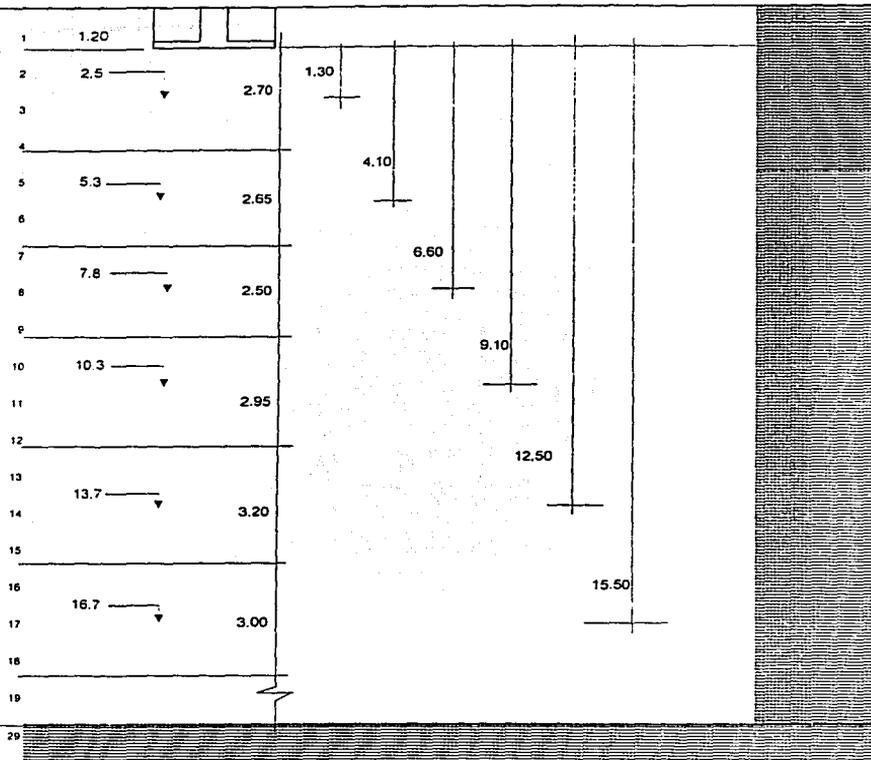


Coordenadas de áreas a considerar, para el cálculo de incrementos de presiones.

Rectángulo	Vértice 1	Vértice 2	Vértice 3	Vértice 4	Presión ton/m²
1	(0.00, 0.00)	(1.80, 0.00)	(1.80, 27.45)	(1.00, 27.45)	0.00
2	(3.72, 0.00)	(7.72, 0.00)	(7.72, 27.45)	(3.72, 27.45)	0.00
3	(13.48, 0.00)	(16.48, 0.00)	(16.48, 27.45)	(13.48, 27.45)	0.00
4	(13.48, 27.45)	(16.48, 27.45)	(16.48, 43.55)	(13.48, 43.55)	0.837
5	(3.72, 27.45)	(7.72, 27.45)	(7.72, 43.55)	(3.72, 43.55)	0.869
6	(0.0, 27.45)	(1.80, 27.45)	(1.80, 43.55)	(0.00, 43.55)	0.801

De los resultados obtenidos, se puede observar que a una distancia de 20 m el incremento de esfuerzos es de solamente 0.12 ton/m² (0.012 Kg/cm²), con los que prácticamente, los asentamientos, serán nulos, por lo que se procedió a plantear la siguiente:

ESTRATIGRAFÍA IDEALIZADA PARA EL CÁLCULO DE ASENTAMIENTOS POR CONSOLIDACIÓN PRIMARIA



Estrato	H (m)	Z (m)	D (m)	Po (Kg/cm ²)	e _o	(1 + e _o)
I	2.70	2.50	1.30	0.29495	1.8281	2.8281
II	2.65	5.30	4.10	0.37591	7.4230	8.4230
III	2.50	7.80	6.60	0.41984	9.3207	10.3207
IV	2.95	10.30	9.10	0.48530	7.3921	8.3921
V	3.20	13.70	12.50	0.62755	8.5125	9.5125
VI	3.00	16.70	15.50	0.79529	5.4332	6.4332

En donde:

H = Espesor del estrato i

Z = Distancia de la superficie al centro del estrato i

D = Distancia de la superficie de apoyo del cimiento al centro del estrato i

Po = Presión efectiva al centro del estrato i

e_o = Relación de vacíos inicial del estrato i, en función de la presión efectiva al centro del estrato, y calculada con la curva de compresibilidad correspondiente al estrato i

Incremento de esfuerzos por las sobrecargas, al centro de los estratos y bajo los puntos 1 a 15

	I	II	III	IV	V	VI
1	0.0000003	0.0000076	0.0000292	0.0000702	0.0001570	0.0002555
2	0.0000003	0.0000086	0.0000318	0.0000763	0.0001690	0.0002735
3	0.0000003	0.0000076	0.0000292	0.0000806	0.0001560	0.0002535
4	0.0000031	0.0000629	0.0002228	0.0004725	0.0008755	0.0012070
5	0.0000034	0.0000727	0.0002580	0.0005420	0.0009920	0.0014040
6	0.0000028	0.0000607	0.0002150	0.0004583	0.0008545	0.0011840
7	0.0288215	0.0164858	0.0144732	0.0127740	0.0106790	0.0090985
8	0.0401019	0.0350242	0.0200150	0.0164849	0.0131430	0.0108695
9	0.0359669	0.0188145	0.0137986	0.0116361	0.0098835	0.0086105
10	0.0575875	0.0320122	0.0263966	0.0215254	0.0161995	0.0127635
11	0.0801308	0.0508239	0.0368370	0.0280294	0.0201135	0.0153755
12	0.0718822	0.0367546	0.0252598	0.0195418	0.0148900	0.0120075
13	0.0288215	0.0164858	0.0144732	0.0127740	0.0106790	0.0090985
14	0.0401019	0.0260242	0.0200150	0.0164790	0.0131430	0.0108695
15	0.0359669	0.0188145	0.0137986	0.0116361	0.0098835	0.0086105

Presión final, al centro de los estratos y bajo los puntos 1 a 15

	I	II	III	IV	V	VI
1	0.29495	0.37592	0.41987	0.48537	0.62771	0.79555
2	0.29495	0.37592	0.41987	0.48538	0.62772	0.79556
3	0.29495	0.37592	0.41987	0.48538	0.62771	0.79554
4	0.29495	0.37597	0.42006	0.48577	0.62843	0.79650
5	0.29495	0.37598	0.42010	0.48584	0.62854	0.79669
6	0.29495	0.37597	0.42006	0.48576	0.62840	0.79647
7	0.32377	0.39240	0.43431	0.49807	0.63823	0.80439
8	0.33505	0.41093	0.43986	0.50178	0.64069	0.80616
9	0.33092	0.39472	0.43364	0.49694	0.63743	0.80390
10	0.35254	0.40792	0.44624	0.50683	0.64375	0.80805
11	0.37508	0.42673	0.45668	0.51333	0.64766	0.81067
12	0.36683	0.41266	0.44510	0.50484	0.64244	0.80730
13	0.32377	0.39240	0.43431	0.49807	0.63823	0.80439
14	0.33505	0.40193	0.43986	0.50178	0.64069	0.80616
15	0.33092	0.39472	0.43364	0.49694	0.63743	0.80390

Relación de vacíos final, al centro de cada estrato y bajo los puntos 1 a 15

	I	II	III	IV	V	VI
1	1.8281	7.4230	9.3206	7.3919	8.5123	5.4328
2	1.8281	7.4230	9.3206	7.3919	8.5123	5.4327
3	1.8281	7.4230	9.3206	7.3919	8.5123	5.4329
4	1.8281	7.4180	9.3160	7.3913	8.5116	5.4311
5	1.8281	7.4180	9.3160	7.3913	8.5115	5.4308
6	1.8281	7.4180	9.3160	7.3913	8.5116	5.4311
7	1.8167	7.4051	9.2680	7.3729	8.5018	5.4173
8	1.8159	7.3999	9.2656	7.3655	8.4996	5.4143
9	1.8161	7.4047	9.2656	7.3747	8.5035	5.4182
10	1.8159	7.4008	9.2183	7.3620	8.4972	5.4111
11	1.8153	7.3975	9.1816	7.3368	8.4943	5.3736
12	1.8157	7.3993	9.2222	7.3580	8.4982	5.4122
13	1.8162	7.4027	9.2628	7.3729	8.5018	5.4175
14	1.8162	7.4002	9.2404	7.3680	8.4995	5.4142
15	1.8161	7.4043	9.2656	7.3747	8.5026	5.4182

Decremento de la relación de vacíos, al centro de cada estrato y bajo los puntos 1 a 15

	I	II	III	IV	V	VI
1	0.0000	0.0000	0.0001	0.0002	0.0002	0.0004
2	0.0000	0.0000	0.0001	0.0002	0.0002	0.0005
3	0.0000	0.0000	0.0001	0.0002	0.0002	0.0003
4	0.0000	0.0050	0.0047	0.0008	0.0009	0.0021
5	0.0000	0.0050	0.0047	0.0008	0.0010	0.0024
6	0.0000	0.0050	0.0047	0.0008	0.0009	0.0021
7	0.0114	0.0179	0.0527	0.0192	0.0107	0.0159
8	0.0122	0.0230	0.0551	0.0266	0.0130	0.0189
9	0.0120	0.0182	0.0551	0.0174	0.0090	0.0150
10	0.0123	0.0222	0.1024	0.0301	0.0153	0.0221
11	0.0128	0.0254	0.1392	0.0553	0.0182	0.0597
12	0.0124	0.0237	0.0986	0.0341	0.0143	0.0210
13	0.0120	0.0203	0.0579	0.0192	0.0107	0.0157
14	0.0119	0.0228	0.0803	0.0240	0.0130	0.0191
15	0.0120	0.0187	0.0551	0.0174	0.0099	0.0150

Asentamientos de cada estrato en cm, ((decremento en relación de vacíos / 1+ relación de vacíos inicial) por el espesor del estrato correspondiente)

	I	II	III	IV	V	VI
1	0.000	0.000	0.003	0.005	0.006	0.018
2	0.000	0.000	0.003	0.005	0.006	0.021
3	0.000	0.000	0.003	0.005	0.006	0.014
4	0.000	0.139	0.104	0.024	0.027	0.085
5	0.000	0.139	0.104	0.024	0.030	0.099
6	0.000	0.139	0.104	0.024	0.027	0.085
7	0.804	0.503	1.164	0.603	0.326	0.643
8	0.862	0.648	1.217	0.834	0.394	0.763
9	0.845	0.513	1.217	0.547	0.274	0.607
10	0.864	0.623	2.262	0.944	0.465	0.893
11	0.901	0.715	3.073	1.737	0.554	2.408
12	0.874	0.666	2.177	1.069	0.435	0.847
13	0.843	0.570	1.279	0.603	0.326	0.635
14	0.842	0.640	1.774	0.755	0.396	0.770
15	0.846	0.525	1.217	0.547	0.301	0.607

Asentamientos por consolidación primaria, bajo los puntos 1 a 15

Punto	Asentamiento cm
1	0.031
2	0.035
3	0.027
4	0.379
5	0.396
6	0.379
7	4.043
8	4.718
9	4.003
10	6.051
11	9.389
12	6.069
13	4.256
14	5.178
15	4.043

ASPECTOS CONSTRUCTIVOS

Demolición de pisos.

$$V = B \cdot L \cdot e$$

$$B = 1.8/2 + 4.0 + 3.0/2$$

$$L = 43.55 \text{ m}$$

$$e = 0.10 \text{ m}$$

$$V = 6.4 \cdot 43.55 \cdot 0.1$$

$$V = 27.88 \text{ m}^3$$

Demolición de banquetas

$$V = B \cdot L \cdot e$$

$$B = 1.8/2 + 3.0/2$$

$$L = 43.55 \text{ m}$$

$$e = 0.10 \text{ m}$$

$$V = 2.4 \cdot 43.55 \cdot 0.1$$

$$V = 10.46 \text{ m}^3$$

Excavación

$$V = B \cdot L \cdot H$$

$$B = 1.8 - 0.4 + 4$$

$$L = 43.55 \text{ m}$$

$$H = 1.20 \text{ m}$$

$$V = 7.6 \cdot 43.55 \cdot 1.2$$

$$V = 397.18 \text{ m}^3$$

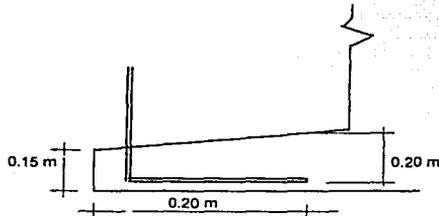
Retiro de material de excavación

$$V \cdot \text{coefeciente de abundamiento}$$

$$V = 397.18 \cdot 1.3$$

$$V = 516.34 \text{ m}^3$$

Demolición parcial de zapatas para descubrir el acero de refuerzo



$$V = b \cdot L \cdot h \cdot N$$

$$V = 0.20 \cdot 43.55 \cdot 0.20 \cdot 6$$

$$V = 10.46 \text{ m}^3$$

Muros capuchinos de tabique rojo recocido a menera de cimbra perdida, del lado del suelo

$$A = B \cdot L \cdot N$$

$$A = 1.2 \cdot 43.55 \cdot 6$$

$$A = 312.56 \text{ m}^2$$

Número de tabiques por m² de muro capuchino = 20.8 piezas

mermas y desperdicios = 10%

$$N = (312.56 \cdot 20.8) \cdot 1.1$$

$$N = 7152 \text{ piezas}$$

Acero de refuerzo

Se consideran barras de ϕ 3/8", para el tipo de losa y muros

Normalmente se utiliza en las losas

$$6.1 \text{ Kg/m}^2$$

y en los muros, normalmente

$$6.2 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Área de losas} = 43.55 \cdot (1.80 + 4.0 + 3.0)$$

$$AL = 383.24 \text{ m}^2$$

$$\text{Área de muros} = 1.2 \cdot 43.55 \cdot 6$$

$$AM = 313.56 \text{ m}^2$$

$$\text{Acero para losas} = 6.1 \cdot 383.24$$

$$AL = 2337.77 \text{ Kg}$$

$$\text{Acero para muros} = 6.2 \cdot 313.56$$

$$AM = 1944.08 \text{ Kg}$$

$$\text{Total de acero de } \phi \text{ 3/8"} = 4281.85 \text{ Kg}$$

Cimbra para losa tapa y muros

Área de losas = 383.24 m² y área de muros = 313.56 m²
área total = 696.80 m²

Lastres entre los ejes 8 y 12

$P = \gamma \cdot V$ $\gamma = 2.02 \text{ ton/m}^3$ $V = B \cdot H \cdot L$
 $B = (1.8 + 4.0 + 3.0 - 0.4 \cdot 3) = 7.6 \text{ m}$
 $H = 1.20 \text{ m}$
 $L = 4 + 3.9 + 0.5 = 16.1 \text{ m}$
 $V = 7.6 \cdot 1.2 \cdot 16.1$ $V = 147.75 \text{ m}^3$
 $P = 2.02 \cdot 147.75$ $P = 298.46 \text{ ton}$

Pisos

$A = \text{área} \cdot \text{desperdicios y mermas}$
 $A = (1.8/2 + 4.0 + 3.0/2) \cdot 43.55 \cdot 1.1$ $A = 306.6 \text{ m}^2$

Volumen de concreto para losas tapa y muros

Volumen de losas = 383.24 * 0.2 $VL = 76.648 \text{ m}^3$
Volumen de muros = 313.56 * 0.2 $VM = 62.712 \text{ m}^3$

Volumen por colar = 139.36 m³

Considerando 10% de mermas, desperdicios y muestras de verificación de calidad
 $V'c = 139.36 \cdot 1.1$ $V'c = 153.3 \text{ m}^3$

Concreto hidráulico de f'c 250 Kg/cm² = 153.3 m³, cuya disificación teórica es la siguiente.

Materiales: Grava de tamaño máximo de 19 mm (3/4")
Arena con módulo de finura entre 2.3 y 3.2
Cemento Portland tipo I
Agua potable

Considerando el criterio del comité 211 del American Concrete Institute (ACI):

$fcr = f'c - 35 + 3.256\sigma$ donde: fcr valor para dosificación teórica
 $\sigma = 40 \text{ Kg/cm}^2$ obtenido estadísticamente
para concreto elaborado en obra

$fcr = 308 \text{ Kg/cm}^2$

Del ACI 211, $a/c = 0.53$

Con revenimiento de 10 cm, resulta de la consulta del ACI 211, agua = 200 Kg/m³

Entonces = Cemento = 200/0.53 $\text{Cemento} = 377 \text{ Kg/m}^3$

Siguiendo siempre el criterio señalado: Grava = 1056 Kg/m³

Arena = 603 Kg/m³

Por m³

Agua 200 Kg
Cemento 377 Kg
Grava 1056 Kg
Arena 603 Kg

Por saco de cemento

Agua 26.5 Kg
Cemento 50 Kg
Grava 140 Kg
Arena 80 Kg

Volumen de materiales para fabricar concreto en la obra

Volumen de concreto = 153.3 m³

Agua = 200 * 153.3
Ceme = 377 * 153.3
Grava = 1056 * 153.3
Arena = 603 * 153.3

Agua 30.7 Ton
Cemento 57.8 ton
Grava 160.9 ton
Arena 46.9 ton