

72
24

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO



FACULTAD DE INGENIERIA

**ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS PARA
DETERMINAR LA CIMENTACION MAS
ADECUADA DE UN CONJUNTO HABITACIONAL
UBICADO EN ZONA DE TRANSICION**

T E S I S

**QUE PARA OBTENER EL TITULO DE
INGENIERO CIVIL
PRESENTAN:
HERNAN EVERARDO ESCOBAR CRISTIANI
GERARDO VEGA MORALES**



MEXICO, D. F.

1981

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**



UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

INDICE

Capitulo 1	Introducción	5
Capitulo 2	Antecedentes Geológicos	7
Capitulo 3	Descripción del Proyecto	13
Capitulo 4	Exploración y determinación de la estratigrafía	15
Capitulo 5	Pruebas de Laboratorio	21
Capitulo 6	Memoria de Cálculo	33
Capitulo 7	Conclusiones y Recomendaciones	39
Apéndice A	Croquis y Figuras	55
Apéndice B	Tablas u Hojas Electrónicas	91
Bibliografía	Tablas u Hojas Electrónicas	194

CAPITULO 1

INTRODUCCION

Uno de los problemas más importantes que se le plantean al ingeniero civil durante la etapa de diseño de cualquier estructura, es el de garantizar una buena sustentación de ésta en el terreno que le sirve de base. Esta condición se logra por medio de una subestructura llamada cimentación, que sirviendo de vínculo de unión entre el suelo y la estructura tiene la finalidad de estabilizar al conjunto redistribuyendo las descargas de la manera que resulte más económica.

De acuerdo a su manera de trabajar, las cimentaciones se clasifican en:

SUPERFICIALES Cuando el apoyo se ejerce sobre los estratos más inmediatos ó superficiales.

PROFUNDAS Cuando debido a las malas características y propiedades de los estratos más superficiales y/ó exceso de cargas transmitidas por la edificación, es necesario transmitir la descarga a estratos profundos con mejores características, mejorando así su comportamiento.

Durante el análisis de la propuesta de cimentación, se hace la consideración de que ésta es lo suficientemente flexible como para garantizar el contacto uniforme entre el suelo y la estructura, haciendo la suposición de la equideformabilidad entre ambos, despreciando la

rigidez de la estructura. Sólo mediante un análisis de interacción suelo-estructura podemos hablar de un fenómeno más real de esta superficie de contacto.

La condición de estabilidad se alcanza cuando la cimentación cumple los siguientes requisitos:

1. Seguridad contra fallas por resistencia al corte del suelo de apoyo.
2. Evitar desplazamientos verticales, totales y diferenciales superiores a los tolerables por la propia estructura y obras colindantes.
3. Quedar protegida contra la acción de agentes externos.

El estudio y análisis de las condiciones de estabilidad así como la metodología de exploración, pruebas de laboratorio, teorías y demás estudios acerca del comportamiento del suelo, entran dentro del campo de la mecánica de suelos.

En México, la mecánica de suelos ha tenido un desarrollo muy importante como respuesta a la gran problemática que presenta el Valle de México; en primer lugar por situarse en una zona sísmica, y en segundo lugar por las características del subsuelo. Por lo tanto, esta área de estudio cobra un papel de gran importancia y complejidad para la urbanización y edificación en el D.F. y zonas aledañas.

El objetivo de éste trabajo de tesis consiste, en primer lugar en ahondar de manera general en las características del Valle de México que lo hacen problemático desde el punto de vista geotécnico, como son sus antecedentes geológicos y la composición de su subsuelo (contenido del capítulo II). Y posteriormente determinar una cimentación adecuada para el apoyo de los inmuebles que constituyen propiamente el proyecto por analizar, (contenido de los capítulos III, IV, V y VI), teniendo como base las normas técnicas complementarias del reglamento de construcción para el D.F. vigente a la fecha (diciembre de 1989). Y como resultado de este análisis, las conclusiones y recomendaciones en el capítulo VII.

CAPITULO 2

ANTECEDENTES GEOLOGICOS

La Cuenca de México está geográficamente limitada por una serie de cadenas volcánicas: al norte las de Tezontlalpan y Pachuca, al sur por la sierra del Chichinautzin, al este las sierras Nevada, la de Calpulalpan y la de Río Frio; al Suroeste la de las Cruces, y al Noroeste la de Tepozotlán.

Todas ellas formaron una cuenca cerrada de alrededor de 7,160 km cuadrados de los cuales el 43% se forma por zonas montañosas y un 29% corresponde a zonas bajas bien definidas. Dentro de esta área esta ubicado el D.F., cabecera política de la República Mexicana la cuál incluye a la Ciudad de México ocupando un total de 1,480 km cuadrados, de los cuáles unos 500 son zona urbanizada y una buena parte de ella esta construida sobre el fondo del ex-lago de Texcoco.

Se caracteriza esta zona en general por la muy intensa actividad volcánica que tubo en el pasado y a la cuál corresponden los depósitos más finos que aparecen en el subsuelo de la ciudad así como otros muy abundantes materiales.

El cierre de la cuenca comenzó durante el Pleistoceno, por el taponamiento del drenaje superficial, hacia el sur, causado por las grandes erupciones del Chichinautzin, y se completó en los últimos 700 mil años adquiriendo ciertas características que desde el punto de vista de la ingeniería sísmica hacen que el subsuelo de la Ciudad de México se asemeje a un tazón de arcilla blanda con algunas capas firmes.

Los numerosos estudios que se han realizado hasta hoy en relación con el subsuelo del Valle de México han permitido zonificar la ciudad en tres áreas, atendiendo a un punto de vista estratigráfico.

Zona de Lomas. La primera de las áreas mencionada corresponde a la zona llamada de Lomas por desarrollarse en parte en las últimas estribaciones de la Sierra de las Cruces. Dicha área está constituida por terrenos compactos, arenolimosos, y con alto contenido de grava unas veces y tobas pumíticas bien cementadas otras. En general esta zona presenta condiciones favorables para la cimentación de estructuras ya que la capacidad de carga del terreno es alta y no posee formaciones compresibles capaces de asentarse mucho. Sin embargo debido a la explotación de minas de arena y grava, muchos predios pueden estar cruzados por galerías de desarrollo muy errático.

Zona de Transición. Entre las serranías del poniente y el fondo del lago de Texcoco se presenta la zona de transición, en donde las condiciones del subsuelo, desde el punto de vista estratigráfico, varían muchísimo de un punto a otro de la zona urbanizada. En general en esta zona aparecen depósitos superficiales orgánicos, arcillosos o limosos, cubriendo arcillas volcánicas muy compresibles que se presentan en espesores muy variables, con intercalaciones de arenas limosas o limpias, compactas. Todo el conjunto sobryace sobre mantos predominantemente de arena y grava. En esta zona los problemas de capacidad de carga y asentamientos diferenciales pueden ser críticos sobre todo en construcciones extensas sujetas a condiciones de carga disparejas.

Zona de Lago La tercera y última zona denominada de Lago, así llamada por corresponder a los terrenos que constituyeron al antiguo lago de Texcoco. Es en esta zona en donde los problemas de capacidad

de carga y asentamientos totales resultan críticos.

Los detalles tectónicos más relevantes de la cuenca, según se desprende de las últimas investigaciones realizadas por proyecto Texcoco son los dos sistemas de fracturas tectónicas orientadas SSW-NNE y WNW-ESE. Aparentemente el segundo de esos sistemas de fracturas constituye la prolongación del sistema de Acambay.

Aunado con la problemática que desde el punto de vista de mecánica de suelos presenta el Valle de México por las características tan particulares desfavorables e irregulares de su subsuelo, existe otro problema también de gran importancia que define la ubicación de la cuenca de México como de zona de alta sismicidad. Este fenómeno se debe a que la tierra, está formada por capas concéntricas. La más superficial es la corteza, cuyo espesor es alrededor de 30 km en los continentes y se reduce a 20 km en los océanos.

El límite inferior de la corteza se conoce como "Discontinuidad de Mohorovic". Por debajo está el manto que se extiende hasta una profundidad de 2900 km, donde se encuentra el núcleo de la tierra, tomando en cuenta que el radio de la tierra es de 6,378 km, resulta que el núcleo terrestre es una esfera de 3,478 km de radio.

El cascarón más externo de la Tierra se comporta como un cuerpo rígido. Esta porción tiene un espesor de aproximadamente 100 km y forma la litósfera, constituida por la corteza y parte del manto que flota sobre el resto del manto. El comportamiento del manto, desde una perspectiva geológica es similar al de un líquido.

Dicho recubrimiento sólido no es continuo sino que está partido en pedazos similares a los gajos de una pelota de fútbol, a estas porciones se les llama placas. Las que forman o colindan con nuestro país son: la del Pacífico, la de Norteamérica, la de Cocos y la del Caribe. Otras placas muy importantes son: la de Nazca, la Sudamericana, la Africana, la Euroasiática, la Australiana y la Antártica.

Las placas están en contacto y se aprietan entre si con movimientos relativos. A veces se deslizan paralelamente sobre sus márgenes, pero otras veces una se sumerge por debajo de otra, dando lugar al fenómeno de subducción. En este caso, una de ellas cabalga sobre la otra.

Las causas de los movimientos de las placas se desconocen, pero se conjetura que se deben a lentas corrientes de convección en el manto, el cuál arrastraría a las placas al desplazarse.

La frontera ó contacto entre las placas, en una zona de subducción, es una gigantesca falla ó sistema de fallas. Así por ejemplo, frente a las costas de Michoacán y Guerrero se encuentra el contacto entre las placas de Norteamérica y de Cocos, lo que origina la profundidad oceánica conocida como trinchera de Acapulco.

El movimiento de una placa bajo la otra no es continuo pues la fricción origina discontinuidades en el desplazamiento. Por ello, el esfuerzo se acumula hasta llegar a un nivel mayor que la fuerza de fricción entre las placas, lo que produce un desplazamiento súbito que genera las ondas sísmicas o vibraciones del terreno mismas que constituyen el temblor o terremoto. Así, cada movimiento repentino es un temblor, pero al mismo tiempo ese movimiento es el que mantiene a la placa continental por encima del océano. De esta manera, el motor de los sismos es el mismo que origina los cambios geológicos: sin él no tendríamos continentes, valles, ni atmósfera, ó vida sobre la tierra.

Se reconoce en la actualidad que en las placas existen segmentos llamados brechas, que tienen relativa independencia de movimiento. En México, que es un país altamente sísmico debido a que su costa del Pacífico está en el borde de una zona de subducción, y en la que la placa de Norteamérica cabalga sobre la de Cocos, existen varias de estas brechas, entre ellas están las de Jalisco, Michoacán, Guerrero, Ometepepec y Tehuantepec. Es necesario distinguir dos clases de movimientos en las fronteras de conducción, sismos ordinarios y sismos característicos.

En la zona de subducción mexicana se generan sismos característicos con magnitud del orden del 7.8 al 8.2 y cuya longitud de ruptura tiene cierta correlación con el tamaño de las brechas y puede alcanzar unos 200 km. Por otra parte, los sismos ordinarios son más pequeños y más frecuentes, pero raramente producen daños en el Distrito Federal.

Suelen transcurrir muchos años antes de que se repita un sismo característico en una misma brecha. Por ejemplo, en el caso de México los períodos de recurrencia se han estimado entre 32 y 56 años. Durante este tiempo la brecha está quieta, en el sentido en que no presenta actividad sísmica mayor, por lo que se habla de una zona

de quietud. En general, una zona de quietud que se localiza en un área de subducción sísmica, indica que se está acumulando energía que finalmente tendrá que liberarse en forma de sismos, es por eso que estas zonas de quietud sísmica constituyen los indicios más significativos para realizar la predicción de los temblores. Es evidente que si fuera posible determinar, a través de la observación directa de las fallas, el momento en que esta energía será liberada, la predicción de los temblores sería una realidad. Sin embargo, hasta ahora la ciencia no ha logrado dar este último paso.

CAPITULO 3

DESCRIPCION DEL PROYECTO

El proyecto lo constituye un conjunto habitacional ubicado en el periférico oriente, en un fraccionamiento que de acuerdo a la zonificación del Distrito Federal propuesta por el reglamento de construcciones (ver croquis 3.1), se ubica dentro de la zona II ó zona de transición, caracterizada por estar formada de suelos compresibles con espesor mayor a 3m pero menor de 20m. En particular se trata de una subzona de transición, la cuál tiene las características de ser muy estratificada e irregular, característica muy importante a considerar en el programa de exploración- instrumentación.

El conjunto se construirá en un predio de forma rectangular con una superficie aproximada de 2,000 m cuadrados, localizándose en su colindancia sur el canal San Buenaventura; en la colindancia este, otro conjunto habitacional constituido por edificios con características muy similares a las del proyecto, en los cuales, según información proporcionada, resolvieron su problema de cimentación a base de una semicompensación con pilotes de fricción que como se pudo observar en visita de campo ha trabajado sin problemas; al oeste se localiza un terreno valdío, y en la colindancia norte se tiene al Periférico. Esto le da al proyecto la característica de construcción colindante, limitando así el límite máximo para movimientos y deformaciones originados en la cimentación a un hundimiento máximo de 15 cm., de acuerdo a las normas técnicas complementarias del reglamento de construcción para Distrito Federal.

El conjunto habitacional quedara constituido por cuatro edificios de cinco niveles cada uno, resueltos estructuralmente a base de muros de carga y columnas, con una superficie en planta de 125.28m cuadrados por edificio, con una altura de nivel de azotea de 13.5m con respecto al nivel de banquetea. Cada edificio estará constituido por cinco departamentos, uno por nivel, los cuales tendrán una distribución tipo, señalada en la figura de planta No. 3.2. Este conjunto quedará integrado en zona de jardines y zona de estacionamientos con una capacidad de 40 cajones, ver figura de planta No. 3.3.

Esta construcción se clasifica como una construcción tipo "B". Debido a que su función será de vivienda; en el subgrupo "B2", ya que se trata de una construcción con una extensión menor de 6,000m cuadrados y de menos de 30m de altura, ubicado en la zona II ó de Transición. De acuerdo a otras experiencias en la realización de estudios similares y atendiendo al tipo de obra y características de uso, se proponen los siguientes valores para las combinaciones de cargas como reporte estructural:

$$CM + CV \text{ intensidad máxima} = 6.30 \text{ T/m cuadrado}$$

$$CM + CV \text{ intensidad media} = 5.60 \text{ T/m cuadrado}$$

$$CM + C \text{ instantánea} = 5.80 \text{ T/m cuadrado}$$

Debido a las características de peso unitario medio de la estructura $W = 5.60 \text{ T/m}^2 > 5 \text{ T/m}^2$, y perímetro de la construcción $P = 93.8\text{m} > 80\text{m}$, en zona I, esta construcción queda definida como construcción pesada y extensa de acuerdo a las normas técnicas complementarias del reglamento de construcciones para el Distrito Federal.

CAPITULO 4 EXPLORACION Y DETERMINACION DE LA ESTRATIGRAFIA

En forma general y basándonos en estudios del Dr. Zévaert y Møser la secuencia estratigráfica general de los depósitos lacustres del Valle de México que esperamos poder identificar en nuestra exploración son:

1. **Costra Superficial (CS).** Este estrato está integrado por tres substratos que constituyen una secuencia de materiales naturales cubiertos con un relleno artificial heterogéneo, a saber:
 - a. **Relleno Artificial (RA).** Se trata de restos de construcción y relleno arqueológico; varía entre 1 y 7 metros.
 - b. **Suelo Blando (SB).** Se le puede describir como una serie de depósitos aluviales blandos con lentes de material eólico intercalados.
 - c. **Costra Seca (SS).** Se formó como consecuencia de una disminución del nivel del lago, quedando expuestas algunas zonas del fondo a los rayos solares.

2. **Serie Arcillosa Lacustre Superior.** El perfil estratigráfico de los suelos del lago, entre la superficie y la llamada Capa Dura, es muy uniforme; se pueden identificar cuatro estratos principales, acordes con su origen geológico y con los efectos de la consolidación inducida por sobrecargas superficiales y bombeo profundo; estos estratos tienen intercalados lentes duros que se pueden considerar como estratos secundarios. A esta parte se le identifica como serie arcillosa lacustre superior y tiene un espesor que varía entre 25 y 50 m aproximadamente.

A continuación se describen brevemente las características de los estratos que integran esta serie arcillosa.

- a. **Arcilla Normalmente Consolidada (NC).** Se localiza por debajo de la profundidad hasta la que afectan las sobrecargas superficiales y por arriba de los suelos preconsolidados por el bombeo profundo.
 - b. **Arcilla Preconsolidada Superficial (PCS).** En este estrato superficial las sobrecargas y rellenos provocan un proceso de consolidación que transforma a los suelos normalmente consolidados, localizados por debajo de la costra superficial CS en arcillas preconsolidadas.
 - c. **Arcilla Preconsolidada Profunda (NPCP).** El bombeo para abastecer a la ciudad de agua potable ha generado un fenómeno de consolidación más significativo en las arcillas profundas que en las superficiales.
 - d. **Lentes Duros (LD).** Los estratos de arcillas están interrumpidos por lentes duros que pueden ser costras de secado solar, arena o vidrio (pomez) volcánicos; estos lentes se utilizan como marcadores de la estratigrafía.
3. **Capa Dura.** La capa dura es un depósito de limo arenoso con algo de arcilla y gravas, con una cementación muy heterogénea; su espesor es variable, desde casi imperceptible en la zona central del lago que no llegó a secarse, hasta alcanzar unos cinco metros en lo que fueron orillas del lago.

4. **Serie Arcillosa Lacustre Inferior.** Es una secuencia de estratos de arcilla separados por lentes duros, en un arreglo semejante al de la serie arcillosa superior, el espesor de este estrato es de unos quince metros al centro de lo que fué el lago y prácticamente desaparece en sus orillas.
5. **Depósitos Profundos.** Es una serie de arenas y gravas aluviales luminosas, cementadas con arcillas duras y carbonatos de calcio.

Para la determinación de la estratigrafía listamos a continuación los diferentes tipos de sondeo de los cuales se seleccionarán los más convenientes para nuestro proyecto:

1. **Métodos de exploración de carácter preliminar**
 - a. Pozos a cielo abierto, con muestreo alterado ó inalterado.
 - b. Perforaciones con posteadora, barrenos helicoidales ó métodos similares.
 - c. Método de lavado.
 - d. Método de penetración estándar.
 - e. Método de penetración cónica.
 - f. Perforaciones en boleos y gravas.
2. **Métodos de sondeo definitivo**
 - a. Pozos a cielo abierto con muestreo inalterado.
 - b. Métodos con tubo de pared delgada.
 - c. Métodos rotatorios para roca.
3. **Métodos geofísicos :**
 - a. Sísmico.
 - b. De resistencia eléctrica.
 - c. Magnético y gravimétrico.

De acuerdo a la información preliminar, y de acuerdo a las dimensiones de la obra se acordó realizar un sondeo de tipo mixto para obtener las propiedades mecánicas de las muestras inalteradas en suelos blandos, e inferir a través del número de golpes de la penetración estándar, las características de estratos granulares. Paralelamente se efectuó un sondeo a cielo abierto con el fin de reconocer las características del estrato superficial, dicho sondeo se llevó hasta una profundidad de 1.85m, nivel en el cual se encontró el NAF. La ubicación de los sondeos dentro del predio se muestran en la figura 4.1.

Se describen a continuación estos tipos de sondeos: Sondeo de tipo mixto (Shelby y Estandar).

Método de penetración estandar.

Este procedimiento es, entre todos los exploratorios preliminares, quizá el que rinde mejores resultados en la práctica y proporciona información más útil en torno al subsuelo y no sólo en lo referente a descripción; probablemente es también el más ampliamente usado para esos fines en México.

En suelos puramente friccionantes la prueba permite conocer la compacidad de los mantos, que es la característica fundamental respecto a su comportamiento mecánico. En suelos plásticos la prueba permite adquirir una idea de la resistencia a la compresión simple. Además el método lleva implícito un muestreo que proporciona muestras alteradas representativas del suelo en estudio. Es normal que el penetrometro sea de media caña, para facilitar la extracción de la muestra que haya penetrado en su interior. El penetrómetro se enrosca al extremo de la tubería de perforación y la prueba consiste en hacerlo penetrar a golpes dados por un martinete de 63.5 kg (140 libras) que cae desde 76 cm (30 pulgadas), contando el número de golpes necesario para lograr una penetración de 30 cm (1 pie).

Método con tubos de pared delgada o tipo Shelby.

Cuando en mecánica de suelos se habla de muestras "inalteradas", se debe entender en realidad un tipo de muestra obtenida por cierto procedimiento que trata de hacer mínimos los cambios en las condiciones de la muestra "in situ".

Se debe a M. J. Hvorslev un estudio exhaustivo moderno que condujo a procedimientos de muestreo con tubos de pared delgada, que por lo menos en suelos cohesivos se usan actualmente en forma prácticamente única. El grado de perturbación que produce el muestreador depende principalmente, según el propio Hvorslev, del procedimiento usado para su hincado: las experiencias han comprobado que si desea un grado de alteración mínimo aceptable, ese hincado debe efectuarse ejerciendo presión continua y nunca a golpes ni con algún otro método dinámico. Hincado el tubo a presión, a velocidad constante y para un cierto diámetro de tubo, el grado de alteración parece depender esencialmente de la llamada "relación de áreas", que no debe ser mayor de 10% en muestreadores de 5 cm.

$$Ar(\%) = \frac{\text{De cuadrado} - \text{Di cuadrado}}{\text{De cuadrado}}$$

en donde:

De Es el diámetro exterior del tubo.

Di Es el diámetro interior.

El sondeo denominado como SM (Mixto) fué realizado siguiendo en general los lineamientos marcados en la norma 2.214.05 de las especificaciones generales de obras de Petróleos Mexicanos, y las normas D1507-74 de la ASTM (American Society for Testing and 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) y longitud de muestreo, tiempo establecido para permitir la adherencia del material al tubo girado del muestreador para cortar la base, limpieza, clasificación y protección de las muestras.

Los datos, tanto de la prueba de penetración estándar como del muestreo con tubo shelby, así como la clasificación macroscópica de los materiales explorados, permitieron distinguir varios estratos y su correspondiente compacidad ó consistencia cuyos resultados se presentan en la figura No. 4.2.

Pozo a cielo abierto

Este método es considerado como el más satisfactorio para conocer las condiciones del subsuelo, ya que consiste en excavar un pozo de dimensiones suficientes para que un técnico pueda directamente bajar y examinar los diferentes estratos de suelo en su estado natural, así como darse cuenta de las condiciones precisas referentes al agua contenida en el suelo. Desgraciadamente este tipo de excavación no puede llevarse a grandes profundidades a causa, sobre todo, de la dificultad de controlar el flujo de agua bajo el nivel freático. La excavación se encarece mucho cuando sean necesarios además y haya excesivos traspaleos a causa de la profundidad.

En el proyecto, este sondeo consistió en obtener muestras cúbicas de las paredes y fondo del pozo excavado con pico y pala.

Para labrar las muestras se niveló el terreno en un área de unos 50 cm de diámetro marcando la sección deseada, empezando a labrar los lados de la muestra: Una vez terminados los cuatro lados, se cubrió la muestra con manta de cielo y se protegió con brea y parafina, finalmente se recortó la base y se terminó de cubrir con la misma mezcla.

En un registro de campo se hizo la clasificación macroscópica de los materiales excavados y de las muestras cúbicas, así como las observaciones pertinentes, cuyos resultados se presentan en la figura No. 4.3.

CAPITULO 5

PRUEBAS DE LABORATORIO

Las muestras obtenidas en la exploración se protegieron de las pérdidas de humedad y se trasladaron al laboratorio, donde se les realizó una clasificación macroscópica de acuerdo a su color, su textura, su resistencia en estado seco y su reacción del agua al agitado (dilatancia).

Con el propósito de conformar un perfil de humedades de acuerdo a la profundidad, se obtuvo sistemáticamente el contenido natural de humedad de cada una de las muestras. Posteriormente se realizaron pruebas de plasticidad (límites de Atterberg) y granulometría a través de análisis por vía húmeda. Una vez teniendo los resultados de estas pruebas se pueden clasificar a las muestras de suelo dentro del Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (S.U.C.S.).

Posteriormente y con el objeto de conocer las propiedades mecánicas del subsuelo, se realizaron pruebas de compresión axial confinada, pruebas triaxiales en la modalidad de no consolidada - no drenada y para los estratos blandos, pruebas de consolidación unidimensional, necesarios para poder conocer la magnitud de los asentamientos que se van a generar por la aplicación superficial de cargas.

Así entonces, a lo largo de este capítulo se explicarán cada una de las pruebas mencionadas, tanto de humedad, como de propiedades mecánicas. El capítulo concluye con la

descripción estratigráfica del proyecto, derivada de las pruebas descritas.

Los resultados de las pruebas de laboratorio y trabajos de campo se resúmen en las figuras 5.1 a 5.7.

ESTADOS DE CONSISTENCIA. LIMITES DE PLASTICIDAD

Atterberg hizo ver que, en primer lugar, la plasticidad no era una propiedad permanente de las arcillas, sino circunstancial y dependiente de su contenido de agua. Una arcilla muy seca puede tener la consistencia de un ladrillo con plasticidad nula, y esa misma, con gran contenido de agua, puede presentar las propiedades de un lodo semilíquido, ó inclusive, las de una suspensión líquida. Entre ambos extremos existe un intervalo del contenido de agua en que la arcilla se comporta plásticamente. En segundo lugar, Atterberg hizo ver que la plasticidad de un suelo exige, para ser expresada en forma conveniente la utilización de dos parámetros en lugar de uno solo, como hasta su época se había creído; además, señaló esos parámetros y un modo tentativo de valuarlos hoy perfeccionado.

Según su contenido de agua en orden decreciente, un suelo susceptible de ser plástico puede estar en cualquiera de los siguientes estados de consistencia definidos por Atterberg:

1. Estado líquido, con las propiedades y apariencia de una suspensión.
2. Estado semilíquido, con las propiedades de un fluido viscoso.
3. Estado plástico, en que el suelo se comporta plásticamente.
4. Estado semisólido, en el que el suelo tiene la apariencia de un sólido, pero aún disminuye de volumen al estar sujeto a secado.
5. Estado sólido, en que el volumen del suelo no varía con el secado.

Los anteriores estados son fases generales por las que pasa el suelo al irse secando y no existen criterios estrictos para distinguir sus fronteras. El establecimiento de éstas ha de hacerse en forma puramente convencional. Atterberg estableció las primeras convenciones para ello bajo el nombre general de límites de consistencia.

La frontera convencional entre los estados semilíquido y plástico fué llamada por Atterberg límite líquido, nombre que hoy se conserva. Atterberg lo definió en términos de una cierta técnica de laboratorio que consistía en colocar el suelo remoldeado en una cápsula, formando en él una ranura; y en hacer cerrar la ranura golpeando secamente la cápsula contra una superficie dura. El suelo tenía el contenido de agua correspondiente al límite líquido, según Atterberg, cuando los bordes inferiores de la ranura se tocaban sin mezclarse, al cabo de un cierto número de golpes.

El procedimiento descrito resultó suficiente para Atterberg, que manejaba un laboratorio cuyo personal estaba entrenado por él mismo. Sin embargo, es de notar que muchos detalles de la prueba quedan sin especificar y la experiencia demuestra que esos detalles son de trascendencia en los resultados de la misma.

La frontera convencional entre los estados plásticos y semisólidos fue llamada por Atterberg límite plástico y definida también en términos de una manipulación de laboratorio. Atterberg rodaba un fragmento de suelo hasta convertirlo en un cilindro de espesor no especificado; el agrietamiento y desmoronamiento del rodillo, en un cierto momento, indicaba que se había alcanzado el límite plástico y el contenido de agua en tal momento era la frontera deseada. A esta prueba se le puede señalar el mismo inconveniente indicado para la de límite líquido, en lo que se refiere a su realización en otros laboratorios diferentes del de Atterberg.

A las fronteras anteriores, que definen el intervalo plástico del suelo, se les ha llamado límites de plasticidad.

Atterberg consideraba que la plasticidad del suelo quedaba determinada por el límite líquido y por la cantidad máxima de una cierta arena que podía ser agregada al suelo, estando éste con el contenido de agua correspondiente al límite líquido, sin que perdiera por completo su plasticidad. Además encontró que la

diferencia entre los valores de los límites de plasticidad. llamada índice plástico, se relacionaba fácilmente con la cantidad de arena añadida (siendo de más fácil determinación), por lo que sugirió su uso en lugar de la arena, como segundo parámetro para definir la plasticidad.

$$I_p = LL - LP$$

SISTEMA UNIFICADO DE CLASIFICACION DE SUELOS

El sistema cubre los suelos gruesos y los finos, distinguiendo ambos por el cribado a través de la malla 200; las partículas gruesas son mayores que dicha malla y las finas menores. Un suelo se considera grueso si más del 50% de sus partículas son gruesas, y fino si más de la mitad de sus partículas, en peso, son finas.

Suelos Gruesos

El símbolo de cada grupo está formado por dos letras mayúsculas, que son las iniciales de los nombres ingleses de los suelos más típicos de ese grupo. El significado se especifica a continuación:

1. Gravas y suelos en que predominen éstas. Símbolo genérico G (gravel).
2. Arenas y suelos arenosos. Símbolo genérico S (sand).

Las gravas y las arenas se separan con la malla No. 4, de manera que un suelo pertenece al grupo genérico G, si más del 50% de su fracción gruesa (retenida en la malla 200) no pasa la malla No. 4, y es del grupo genérico S, en caso contrario. Las gravas y las arenas se subdividen en cuatro tipos:

1. Material prácticamente limpio de finos, bien graduado. Símbolo W (well graded). En combinación con los dos símbolos genéricos, se obtienen los grupos GW y SW.
2. Material prácticamente limpio de finos, mal graduado. Símbolo P (poorly graded). En combinación con los símbolos genéricos, da lugar a los grupos GP y SP.

3. Material con cantidad apreciable de finos no plásticos. Símbolo M (del sueco mo y mjala). En combinación con los símbolos genéricos, da lugar a los grupos GM y SM.
4. Material con cantidad apreciable de finos plásticos. Símbolo C (clay). En combinación con los símbolos genéricos, da lugar a los grupos GC y SC.

Suelos Finos

En el caso de suelos finos, el sistema considera a los suelos agrupados, formándose el símbolo de cada grupo por dos letras mayúsculas, elegidas con un criterio similar al usado para los suelos gruesos, y dando lugar a las siguientes divisiones:

1. Limos inorgánicos, de símbolo genérico M (del sueco mo y mjala).
2. Arcillas inorgánicas, de símbolo genérico C (clay).
3. Limos y arcillas orgánicas, de símbolo genérico O (organic).

Cada uno de estos tres tipos de suelo se subdividen, según su límite líquido, en dos grupos.

1. Si éste es menor de 50%, es decir, si son suelos de compresibilidad baja o media, se añade al símbolo genérico la letra L (low compressibility), obteniéndose por esta combinación los grupos ML, CL y OL.
2. Los suelos finos con límite líquido mayor de 50%, ó sea de alta compresibilidad, llevan tras el símbolo genérico la letra H (high compressibility), teniéndose así los grupos MH, CH y OH.

Ha de notarse que las letras L y H no se refieren a baja ó alta plasticidad, pues esta propiedad del suelo ha de expresarse en función de dos parámetros (LL e Ip), mientras que en el caso actual sólo el valor del límite interviene. Por otra parte, se hace notar que la compresibilidad de un suelo es una función directa del límite líquido, de modo que un suelo es más compresible a mayor límite líquido.

También es preciso tener en cuenta que el término compresibilidad manejado, se refiere a la pendiente del tramo virgen de la curva de compresibilidad y no a la condición actual del suelo inalterado, pues éste puede estar seco parcialmente o preconsolidado.

Los suelos altamente orgánicos, usualmente fibrosos, tales como turbas y suelos pantanosos, extremadamente compresibles, forman un grupo independiente de símbolo Pt (del inglés peat: turba).

PRUEBA DE COMPRESION SIMPLE (Símbolo Cs)

Esta prueba se realiza aplicando un esfuerzo axial a un espécimen, sin la etapa previa de presión hidrostática. Prácticamente sólo existe la etapa de carga, que conduce el suelo a la falla; sin embargo, en vías de simplificación, podría considerarse como primera etapa el estado inicial de la muestra, sin esfuerzos exteriores. En esta primera etapa los esfuerzos totales son nulos y el agua adquiere una tensión de magnitud igual, teóricamente, a la presión de preconsolidación (z) que el suelo tuviere en la naturaleza; esta tensión del agua comunica a la estructura sólida los esfuerzos efectivos necesarios para que la muestra mantenga su volumen.

En la segunda etapa la muestra es llevada a la falla con la aplicación del esfuerzo axial (q_u), que mide su resistencia en este tipo de prueba, originando a la vez una presión neutral adicional u_2 .

La resistencia del suelo a la compresión simple se ha usado como medida de la sensibilidad de la estructura de un suelo a la deformación, comparando el valor de que en un mismo suelo en los estados inalterado y remoldeado. La pérdida de resistencia entre ambos estados se toma como la medida indicada. Se define así la sensibilidad de un suelo como:

$$st = \frac{q_u \text{ (inalterado)}}{q_u \text{ (remoldeado)}}$$

PRUEBAS DE COMPRESION TRIAXIAL DE RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE

Las pruebas de compresión triaxial son mucho más refinadas que las de corte directo y en la actualidad son, con mucho, las más usadas en cualquier laboratorio para determinar las características de esfuerzo-deformación y de resistencia de los suelos. Teóricamente son pruebas en que se podrían variar a voluntad las presiones actuantes en tres direcciones ortogonales sobre un espécimen de suelo, efectuando mediciones sobre sus características mecánicas en forma completa. En realidad y buscando sencillez en su realización, en las pruebas que hoy se efectúan los esfuerzos en dos direcciones son iguales.

Los especímenes son usualmente cilíndricos y están sujetos a presiones laterales de un líquido, generalmente agua, del cual se protegen con una membrana impermeable. Para lograr el debido confinamiento, la muestra se coloca en el interior de una cámara cilíndrica y hermética, de lucita, con bases metálicas. En las bases de la muestra se colocan piedras porosas, cuya comunicación con una bureta exterior puede establecerse a voluntad con segmentos de tubo plástico (tubo Sarán). El agua de la cámara puede adquirir cualquier presión deseada por la acción de un compresor comunicado con ella. La carga axial se transmite al espécimen por medio de un vástago que atraviesa la base superior de la cámara.

Existen varias modalidades de pruebas triaxiales con características particulares como:

1. Prueba lenta (Símbolo L). Prueba con consolidación y con drenaje.
2. Prueba rápida-consolidada (Símbolo Rc). Prueba con consolidación y sin drenaje.
3. Prueba rápida (Símbolo R). Prueba sin consolidación y sin drenaje.
4. Prueba de compresión simple (Símbolo Cs). Ya mencionada anteriormente.

De estas la que nos interesa para nuestro proyecto es la prueba R, o prueba rápida, que describimos a continuación y se refiere a una prueba sin consolidación y sin drenaje

En este tipo de prueba no se permite en ninguna etapa consolidación de la muestra. La válvula de comunicación entre el espécimen y la bureta permanece siempre cerrada impidiendo el drenaje. En primer lugar se aplica al espécimen una presión hidrostática y, de inmediato, se hace fallar al suelo con la aplicación rápida de la carga axial. Los esfuerzos efectivos en esta prueba no se conocen bien, ni tampoco su distribución, en ningún momento, sea anterior o durante la aplicación de la carga axial.

PRUEBA DE CONSOLIDACION UNIDIMENSIONAL CON FLUJO VERTICAL

El objeto de una prueba de consolidación unidimensional es determinar el decremento de volumen y la velocidad con que este decremento se produce en un espécimen de suelo, confinado lateralmente y sujeto a una carga axial. Durante la prueba se aplica una serie de incrementos crecientes de carga axial y, por efecto de éstos, el agua tiende a salir del espécimen a través de piedras porosas colocadas en sus caras. El cambio de volumen se mide con un micrómetro montado en un puente fijo y conectado a la placa de carga sobre la piedra porosa superior. Para cada incremento de carga aplicada se miden los cambios volumétricos, usando intervalos apropiados para efectuar las mediciones.

Los datos registrados conducen a la obtención de la curva de consolidación.

Dibujando las lecturas del micrómetro como ordenadas en escala natural, y los tiempos como abscisas en escala logarítmica, se logra que la curva de consolidación obtenida en laboratorio sea fácilmente comparable con la curva teórica, lo cual permite establecer, toscamente, el grado de aplicabilidad de las teorías al problema específico tratado. Es común encontrar en la mayoría de los suelos arcillosos de alta plasticidad, una concordancia excelente hasta un 60% ó 70% de consolidación; adelante de estos límites la curva de laboratorio suele volverse asintótica a una recta inclinada respecto a la línea horizontal por el valor 100% de consolidación de la curva teórica. Esta desviación corresponde a la consolidación secundaria y esta deformación adicional se atribuye, por hipótesis, a un reajuste de las fuerzas de fricción dentro de la masa de suelo. Puesto que este cambio

volumétrico secundario es generalmente muy pequeño (por lo menos para incrementos de carga relativamente importantes) en comparación con el que tiene lugar durante el efecto primario de expulsión de agua, su influencia se hace notoria sólo después de que se ha producido la mayor parte de la deformación volumétrica primaria.

Al realizar la prueba de consolidación unidimensional, cada incremento de carga se mantiene el tiempo suficiente para que el tramo recto de consolidación secundaria se defina claramente, después de lo cual se podrá aplicar el siguiente incremento. En las curvas de consolidación obtenidas para cada incremento de carga, se selecciona un tiempo arbitrario tal que las lecturas del micrómetro en las diferentes curvas caigan más allá del periodo de consolidación primaria. La presión y la lectura del micrómetro correspondientes a ese tiempo proporcionan los datos de partida para el trazado de las curvas de compresibilidad.

ETRATIGRAFIA

Con los datos y resultados obtenidos se puede conformar un perfil de los diferentes estratos que conforman el subsuelo en estudio.

Superficialmente y con un espesor de 0.6 m se encuentra una capa de tierra vegetal con raíces, que no debe emplearse para apoyo de cimentaciones; subyaciendo a esta capa, se localiza un estrato de igual espesor de arcilla arenosa negra contaminada con material de relleno con un peso volumétrico de 1.65 ton/m³; seguidamente y hasta la cota -3.6 m se encuentra un manto de limo orgánico arenoso negro con un contenido de humedad variable entre 87% y 306%, un valor de resistencia en prueba de compresión simple de 1.32 kg/cm², peso volumétrico de 1.288 ton/m³ y que presentan alta plasticidad. Se determinó una cohesión de 0.4 kg/cm² y un ángulo de fricción interna de 20 grados.

De la cota -3.60 m y con espesor de 1.20 m, se ubica un estrato permeable constituido de arena fina limosa de compacidad suelta y humedad natural de 50% como promedio, a continuación, un manto de limo orgánico arenoso cuya frontera inferior se encuentra en la cota -6.60 m, con contenido de humedad promedio de 266%, peso volumétrico de 1.05 ton/m³, y resistencia en prueba de compresión confinada de 0.66 kg/cm².

Subyaciendo se encuentra un manto de arcilla de consistencia muy blanda con humedad promedio de 299%, peso volumétrico de 1.00 ton/m³ y 0.269 kg/cm² para resistencia en prueba de compresión simple.

En seguida, y hasta la cota -12.60m, se encontró una capa de arena de compacidad variable, media en su frontera superior y suelta conforme crece la profundidad, humedad natural de 30% en promedio, y contaminada con finos no plásticos.

De la cota -12.60m y con espesor de 2.40 m se ubica un manto de arcilla de consistencia blanda, contenido de humedad de 259% en promedio, peso volumétrico de 1.11 ton/m³, resistencia a la compresión simple de 0.516 kg/cm².

Subyaciendo se encuentra un manto de limo arenoso de 1.50 m, y consistencia medianamente compacta; en seguida se encuentra una pequeña capa de arcilla con un espesor aproximado de 50 cm.

A continuación y teniendo como cota inferior los -19.20 m se encuentra una capa de arena de compacidad variable y 47% de valor máximo de humedad, peso volumétrico de 1.58 ton/m³ en promedio y resistencia en prueba de compresión simple de 1.276 kg/cm².

Subyaciendo se ubica un manto de arcilla que alcanza la cota -22.80 m, con un peso volumétrico de 1.15 ton/m³, resistencia en prueba de compresión inconfiada de 1.11 kg/cm² y contenido de humedad de 180% en promedio.

A continuación y con un espesor de 1.0 m aproximadamente se encuentra un estrato de limo arenoso, con 1.22 ton/m³ de peso volumétrico, 0.77 kg/cm² de resistencia en prueba de compresión simple y 130% de contenido de humedad.

Subyaciendo se ubica un manto de arena y arcilla no compresibles hasta la cota -28.50 m, con un peso volumétrico de 1.65 ton/m³ y con un contenido de humedad en promedio de 30%.

Seguidamente y con un espesor de 4.20 m aproximadamente, se encuentra un estrato de arcilla con 1.25 ton/m³ de peso volumétrico y 200% de contenido de humedad.

Subyaciendo se localiza un manto de arcilla muy blanda, con un peso volumétrico de 1.274 ton/m³ y un contenido de humedad en promedio de 200%.

A continuación y hasta la profundidad explorada de 39 m se localizó un manto de limo arenoso.

CAPITULO 6

MEMORIA DE CALCULO

El resumen de propiedades y características utilizado en la memoria de cálculo, de acuerdo al resultado del sondeo SM-1, está contenido en la figura No. 6.1. De acuerdo a dicha tabla, los diagramas de presiones: totales, hidrostáticos y efectivos, quedan expresados en la figura 6.2.

Atendiendo al tipo de suelo existente en la zona, que presenta un subsuelo de origen lacustre en condiciones interestratificado, se tiene un espesor efectivo de material compresible del orden de 24.0m de un total de 40.0m explorados, y de acuerdo a la magnitud de cargas de las diferentes combinaciones:

$$\text{CM} + \text{CV int. media} = 5.60 \text{ T/m cuadrado}$$

$$\text{CM} + \text{CV int. máxima} = 6.30 \text{ T/m cuadrado}$$

$$\text{CM} + \text{CV instantánea} = 5.80 \text{ T/m cuadrado}$$

Se proponen para ser revisadas dos alternativas de cimentación: En primer lugar un cajón de compensación por medio del cual se logre obtener que la presión efectiva aumente del orden de 1.0 a 2.0 T/m cuadrado, valor que se espera presentará asentamientos admisibles para el buen comportamiento del inmueble sin llegar a revasar la capacidad del suelo base. Una segunda alternativa esta constituida por una compensación parcial con pilotes que trabajen básicamente por fricción.

El comportamiento de las cimentaciones propuestas se analizará conforme a lo indicado en el reglamento de construcciones vigente.

A.- ESTADO LIMITE DE FALLA

Para nuestra primer alternativa "cajon de compensación parcial", deberá verificarse que se cumpla con la siguiente desigualdad:

$$\text{SUM QFc} < (\text{CNcFr} + \text{Pv}) \text{ A}$$

en donde :

- SUM Q Suma de acciones a tomar en cuenta en la combinación.
- Fc Factor de carga según artículo 220 del reglamento.
- C Cohesión media dentro de la posible superficie de falla.
- Nc Coeficiente de capacidad de carga, que depende de la geometría del cimientó y profundidad de apoyo.
- Fr Factor de resistencia según artículo 268 del reglamento.
- Pv Presión vertical total al nivel de apoyo del cajón, por peso propio del suelo.
- A Area de la losa en contacto con el suelo.

Para esta revisión deberán considerarse dos combinaciones de carga: Cargas permanentes más cargas vivas de intensidad máxima; en esta combinación de cargas no debe existir excentricidad entre el centro de gravedad de las descargas y el centro geométrico de la cimentación (hojas electrónicas tipo A). Cargas permanentes más cargas vivas de intensidad instantánea y acción accidental más crítica (sismo ó viento). Para esta combinación se suelen tener excentricidades, por lo que la revisión deberá llevarse acabo considerando anchos y/o largos reducidos equivalentes a $B' = B - 2e$ y $L' = L - 2e$, por lo que el área de contacto a considerar será $A' = B' \cdot L'$ (hojas electrónicas tipo B). Este cálculo se visualiza en la figura 6.3.

Para la segunda alternativa compuesta por una cimentación mixta, deberá verificarse que se cumpla la siguiente desigualdad:

$$\text{SUM } Q_{Fc} < Q_I + Q_f$$

en dónde :

SUM Q Suma de acciones a tomar en cuenta en la combinación considerada.

Fc Factor de carga según artículo 220 del reglamento.

Q_I Capacidad de carga de la losa $(CNC_{Fr} + P_v)Ar$

Q_f Capacidad de carga por fricción de los islotes $NCPLFr$ en donde:

N número de pilotes.

C cohesión media en la longitud del pilote.

L longitud efectiva de pilote.

Fr factor de resistencia = 0.7

P perímetro de la sección transversal del pilote.

Este cálculo se visualiza en la figura 6.4

La revisión anterior será la correspondiente a cargas permanentes + cargas vivas de intensidad máxima; en la cual no debe existir excentricidad entre el centro de gravedad de las descargas y el centro geométrico de la cimentación (hojas electrónicas tipo I=). Para la combinación de cargas permanentes + cargas vivas instantáneas y acción accidental más crítica, se deberá cumplir:

$$\text{SUM } Q_{Fc} < Q_I' + Q_f'$$

en dónde:

Q_I' Número de pilotes reducidos por la excentricidad.

Desarrollado en las hojas electrónicas tipo J.

B.- ESTADO LIMITE DE SERVICIO

Para esta revisión deberá considerarse combinación de cargas permanentes + cargas vivas de intensidad media, y se verificará que los hundimientos provocados por la sobrecarga neta (carga total - menos la compensación) sean admisibles por la estructura.

Tomando en cuenta las características geométricas de los edificios en planta, se obtendrá una distribución de esfuerzos con la profundidad de acuerdo al criterio de Newmark, por medio de un programa de computadora "Esvend", para diferentes puntos, que se considerarán como representativos para analizar el funcionamiento del cajón.

Posteriormente, de acuerdo a la teoría de K. Terzaghi y con ayuda de gráficas de compresibilidad obtenidas en laboratorio, se determinará la magnitud de los asentamientos para una cimentación flexible (hojas electrónicas tipo E, para determinar los parámetros de compresibilidad; y tipo F para el cálculo de los asentamientos).

En cuanto a la cimentación profunda se analizarán la distribución y magnitud de los hundimientos provocados en la masa del suelo por la carga no compensada, para lo cual será utilizado el criterio del Instituto de Ingeniería de la U.N.A.M., que transforma el problema de Midlin (distribución de esfuerzos dentro de la masa de suelo) en un problema de Boussinesq (distribución de esfuerzos en un medio homogéneo, isótropo y linealmente elástico) mediante un programa de computadora que ejecuta este análisis (Ecdamy). Para lo cual es necesario determinar la capacidad de carga admisible por pilote (hojas electrónicas tipo G), capacidad de carga total por pilote (hojas electrónicas tipo H), nivel de eje neutro (hojas electrónicas tipo I), nivel por debajo del cual el pilote penetra en la masa de suelo provocando fricción positiva, para posteriormente hacer uso de la teoría de K. Terzaghi y las pruebas de compresibilidad, obteniendo las dimensiones de los asentamientos (hojas electrónicas tipo J para los parámetros de compresibilidad, y K para los asentamientos).

Otros análisis contenidos en la memoria de cálculo se refieren a empujes activos E_a (hojas electrónicas tipo L), empujes en muros

definitivos (hojas electrónicas tipo M), visualizada en la figura 6.5. expansiones elásticas, durante los procesos de excavación (hojas electrónicas tipo N) y cálculo de H_c para los materiales involucrados en la excavación (hojas electrónicas tipo NN).

CAPITULO 7

CONCLUSIONES Y

RECOMENDACIONES

CONCLUSIONES

1. El subsuelo en estudio se clasifica dentro de la zona II, presentando mantos intercalados de arena contaminada con finos, estratos de limo o arcilla con características compresibles.
2. En forma simplificada la secuela estratigráfica es: Una capa superficial de tierra vegetal con material de relleno, a continuación de forma intercalada capas de limo arenoso de espesor variable entre 6.0 y 1.20m, con otras de arena contaminada con finos no plásticos, con espesores entre 0.60 y 2.40m.
3. Durante los trabajos de exploración el nivel de aguas freáticas se estabilizó a 1.80m.
4. Se propone como solución de cimentación el uso de un cajón de 18.0m X 8.7m, con un nivel de desplante de 1.8m, complementado con 24 pilotes trabajando por fricción, de 19.2m de largo y sección cuadrada de 30cm X 30cm.
5. Si la cimentación cuenta con la rigidez adecuada, se podrá garantizar que los asentamientos estimados serán admisibles.

6. Para mantener la excavación en seco, si se excede el nivel freático se deberá contar con un sistema de drenes que reconozcan a un cárcamo.
7. La cimentación de la rampa común de acceso se resolverá con un cajón de compensación parcial que debe cumplir con un empotramiento mínimo de 1.00m, siempre y cuando la sobrecarga actual no rebase las 3.5 ton/m².

RECOMENDACIONES

1. Para el Diseño

- a. Se deberá cumplir con el estado límite de falla para cada una de las combinaciones de carga.
- b. La losa y trabes de cimentación deberán diseñarse para tomar todo el peso de la estructura, para la cimentación mixta.
- c. De acuerdo a la combinación de cargas permanentes más cargas vivas de intensidad media, se deberá revisar que la sobrecarga neta no exceda de 3.0 ton/m².
- d. Los muros perimetrales de la cimentación deberán diseñarse de acuerdo al diagrama de empujes mostrado en la figura 6.5.

2. Para la Construcción

- a. Las excavaciones podrán realizarse en taludes temporales con corte vertical (1 horizontal por 1 vertical), para alojar los cajones de cimentación.
- b. Se programarán etapas de excavación y construcción hasta el nivel planta baja, que puedan realizarse en un lapso de 30 días como máximo, con el fin de lograr la compensación estimada en el diseño.
- c. Las excavaciones podrán realizarse con maquinaria hasta 30cm antes de alcanzar el máximo nivel de excavación, terminando con herramienta manual.

- d. Si se llega a exceder el nivel de aguas freáticas con el de fondo de excavación, se deberá contar con un sistema de drenes que reconozcan a un cárcamo del cual extraer el agua de filtraciones, y realizar los trabajos en seco.
- e. Se colocará en el fondo de excavación una plantilla de concreto no estructural con $f'c = 100\text{kg/cm}^2$ y 5cm de espesor.
- f. Debido a la pendiente que presenta el terreno, se deberá garantizar que la profundidad de apoyo del cajón se conserve para cualquier zona de los edificios.

3. Generales

- a. Si durante el proceso de construcción de las cimentaciones se encuentra anomalías no detectadas en los trabajos de exploración, será necesaria una visita al predio de un ingeniero especialista a fin de tomar las medidas necesarias.
- b. Los materiales que se empleen en la construcción de la cimentación (temporales o definitivos), deberán estar sujetos a un control de calidad, así como los procedimientos constructivos a una supervisión rigida.
- c. Deberán efectuarse nivelaciones periódicas de precisión cada semana durante la construcción de la cimentación, cada mes durante los seis primeros meses y cada seis meses durante un periodo mínimo de cinco años, y sus resultados deberá interpretarlos un ingeniero.

APENDICE A CROQUIS y FIGURAS

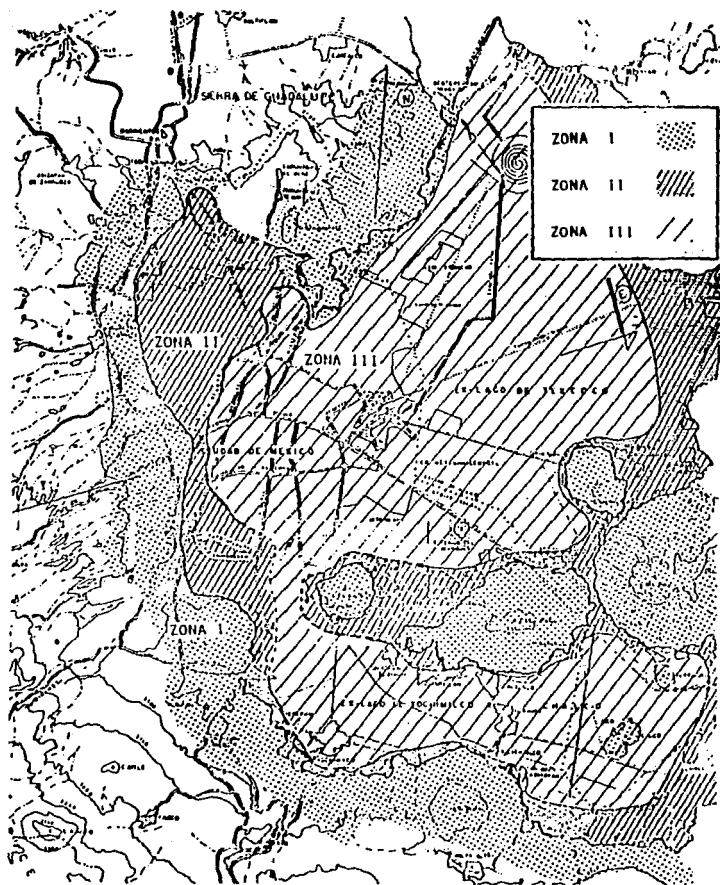


FIG. 3.1 ZONIFICACION GEOTECNICA DE LA CIUDAD DE MEXICO

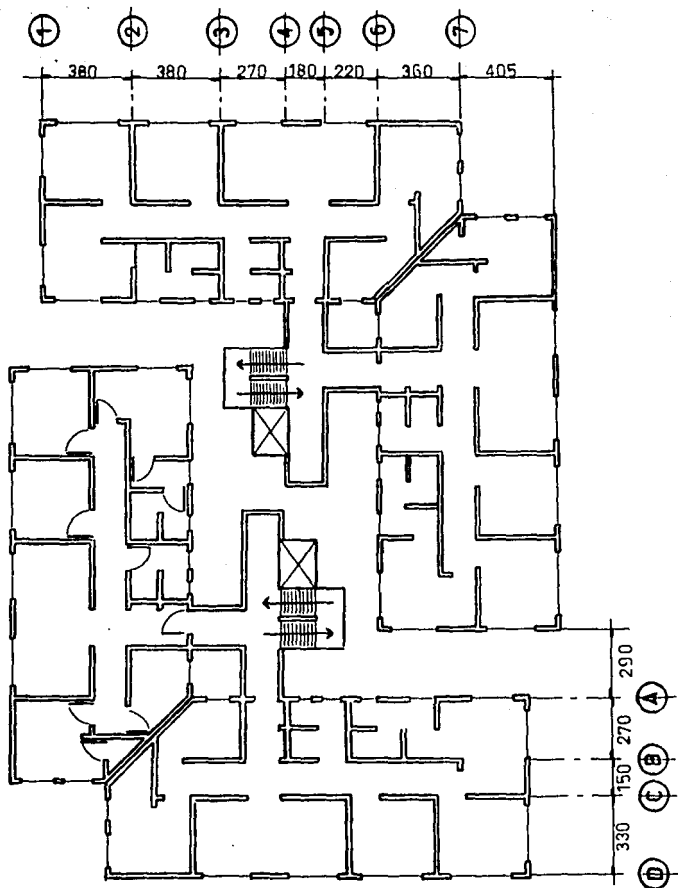


FIG. 3.2 DISTRIBUCION TIPO

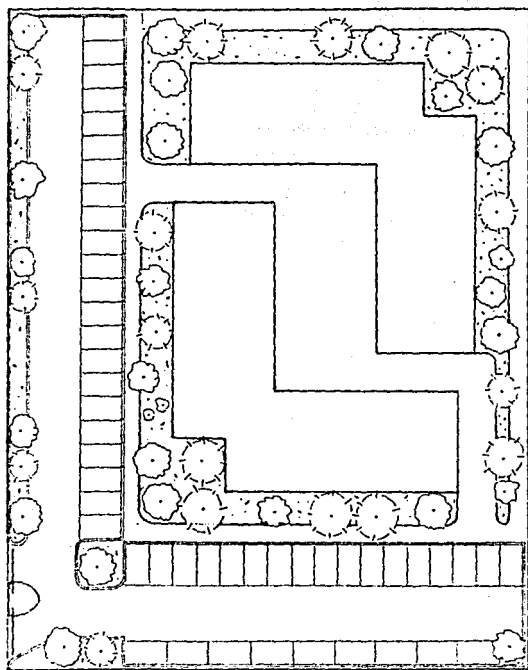
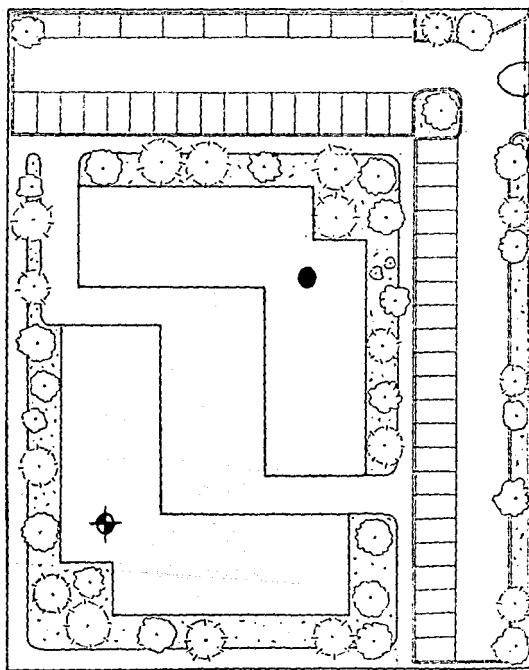


FIG. 3.3 PLANTA DEL CONJUNTO

FIG. 4.1 LOCALIZACION DE SONDEOS



SONDEO MIXTO



SONDEO A CIELO ABIERTO

SONDEO SHELBY PARED DELGADA

SONDEO MIXTO

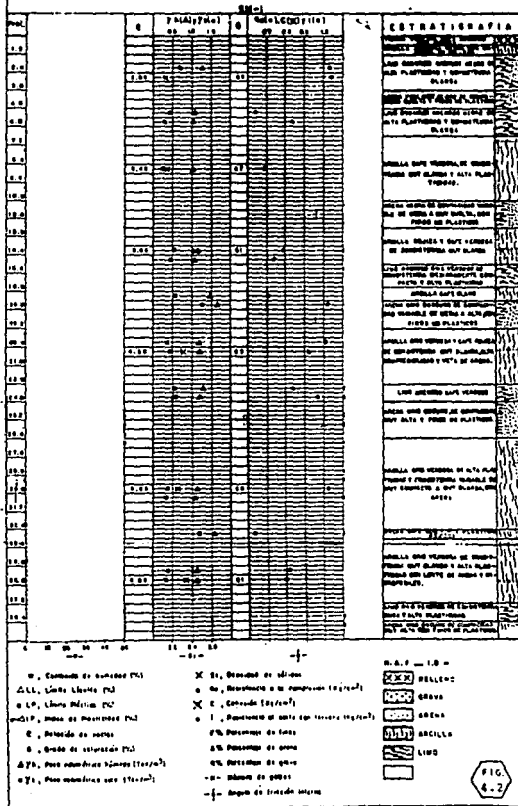
0000 CONJUNTO HABITACIONAL

UBICACION PERIFERICO CORDON # 758

FECHA DEL SONDEO JULIO-1988

COTA DEL BUZCAL

N.T.M



Prof (m)	W	LL	LP	IP	Cr	Ss	e	G	Y _s	Y _h	Qu	C	β	CLASIFICACION	SUCS	% Arenas	% Grava
0.20														TIERRA VEGETAL CON ARCILLA NEGRA Y RAICES.	UX		
0.40																	
0.60																	
0.80														MATERIAL DE RELLENO, TABIQUE Y ARENA FINA.	MI		
1.00	29	56	37	19	1.42				1279	1030	1.50				MISS	62.3	
1.20																	
1.40																	
1.60														ARCILLA NEGRA.			
1.85																	

SONDEO A CIELO ABIERTO N°1

POZO A CIELO ABIERTO

110.
4.3

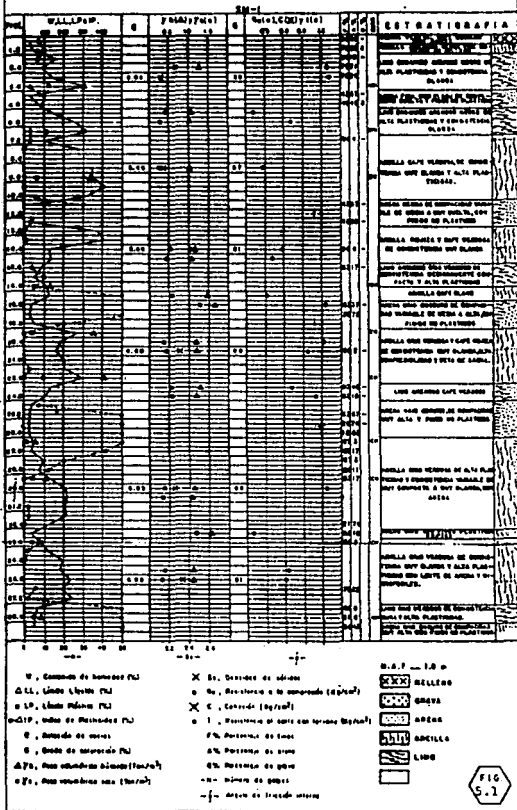
W	Contenido de humedad %	Y _s	Peso volumétrico seco en Kg/m ³
LL	Límite líquido %	Y _h	Peso volumétrico húmedo en Kg/m ³
LP	Límite plástico %	Qu	Resistencia a la compresión simple en Kg/cm ²
IP	Índice de plasticidad	C	Cohesión en Kg/cm ²
Cr	Consistencia relativa	β	Ángulo de fricción interno
Ss	Densidad de sólidos		
e	Relación de vacíos		
G	Grado de saturación %		

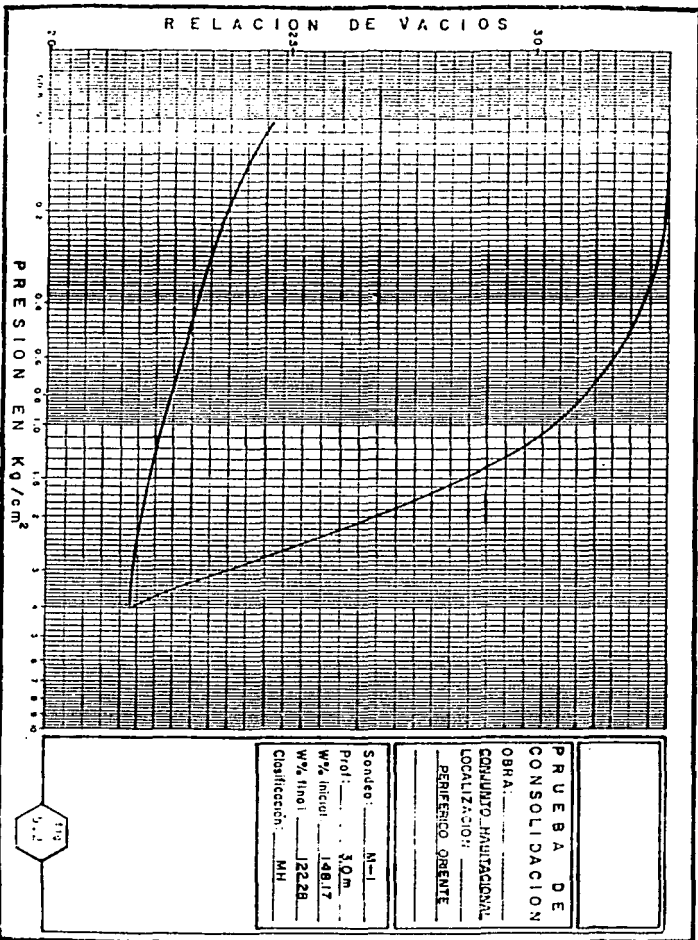
EDIFICIO HABITACIONAL
PERIFERICO

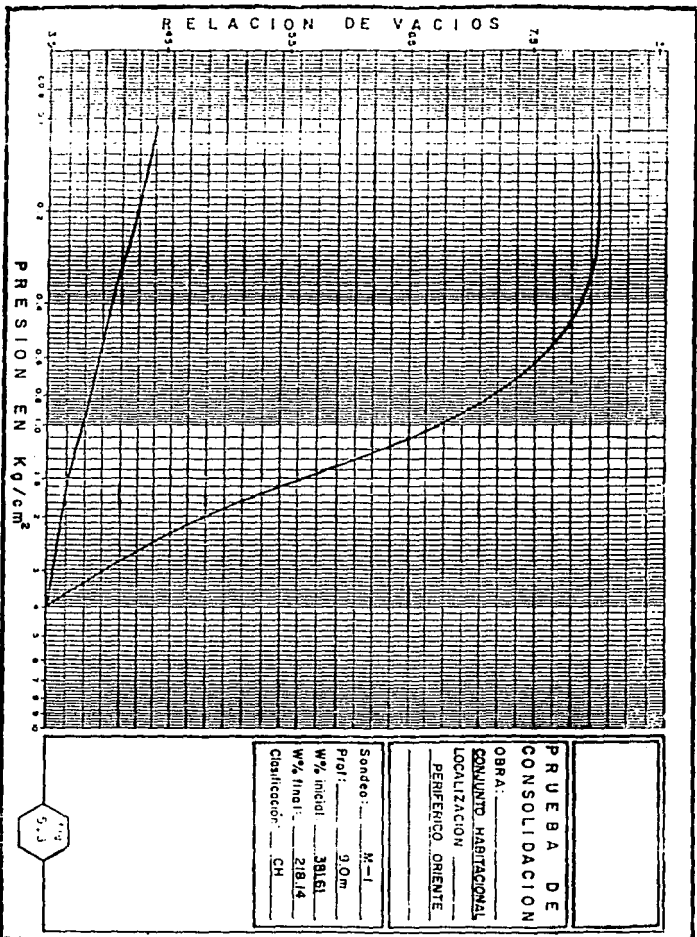
Colección: Folios: ... Página: ...

CONCENTRADO DE CARAC. Y PROP. SONDEO MIXTO

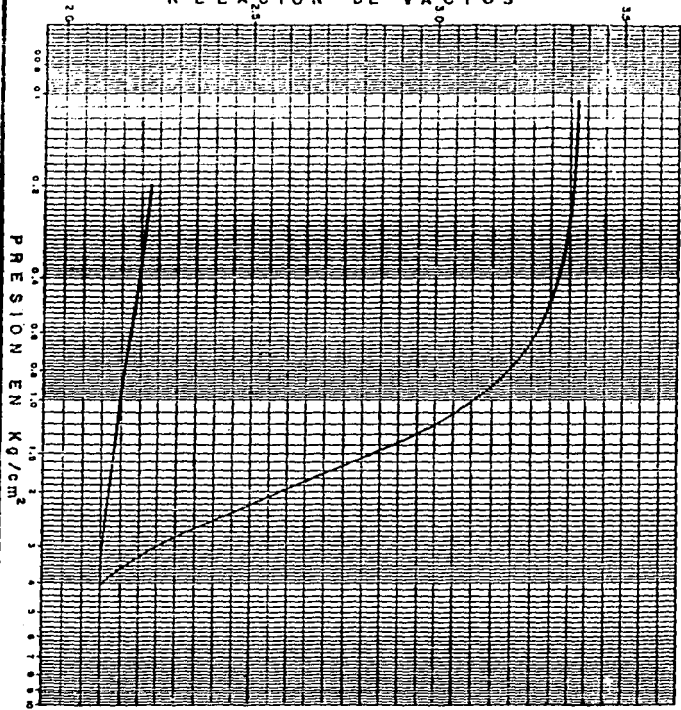
OBRA: CONCRETO MARITIMACIONAL UBICACION: PERIFERICO ORIENTE 748
 FECHA DEL SONDEO: JULIO - 1986 COTA DEL BRUJAL: N.T.M







RELACION DE VACIOS



PRUEBA DE CONSOLIDACION

OBRA: _____

CONJUNTO HABITACIONAL _____

LOCALIZACION: _____

PERIFERICO ORIENTE _____

Sondeo: M-1

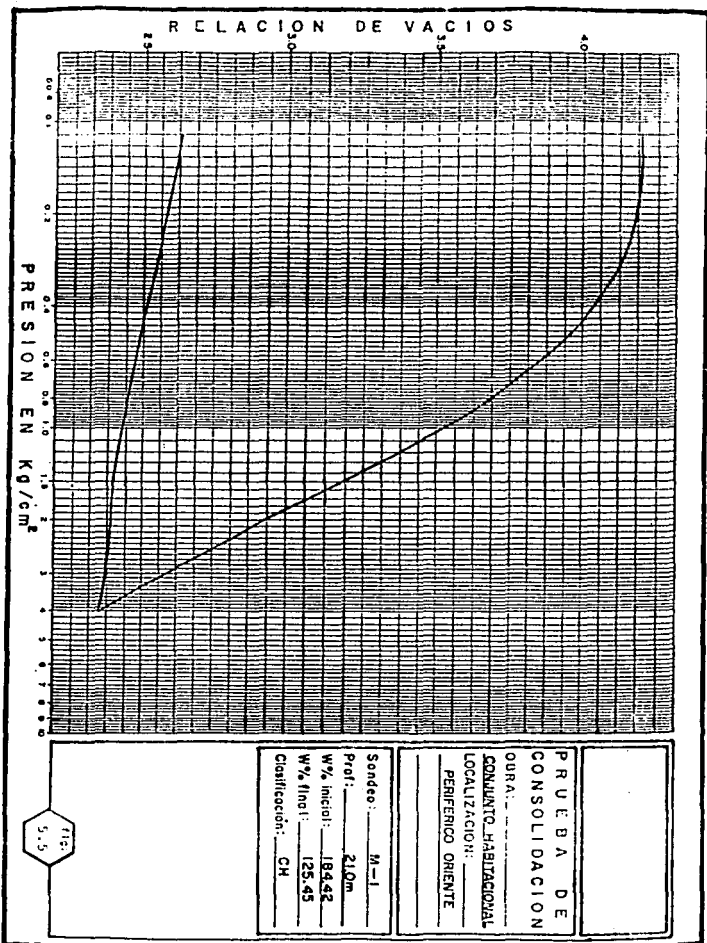
Prof: 14.4m

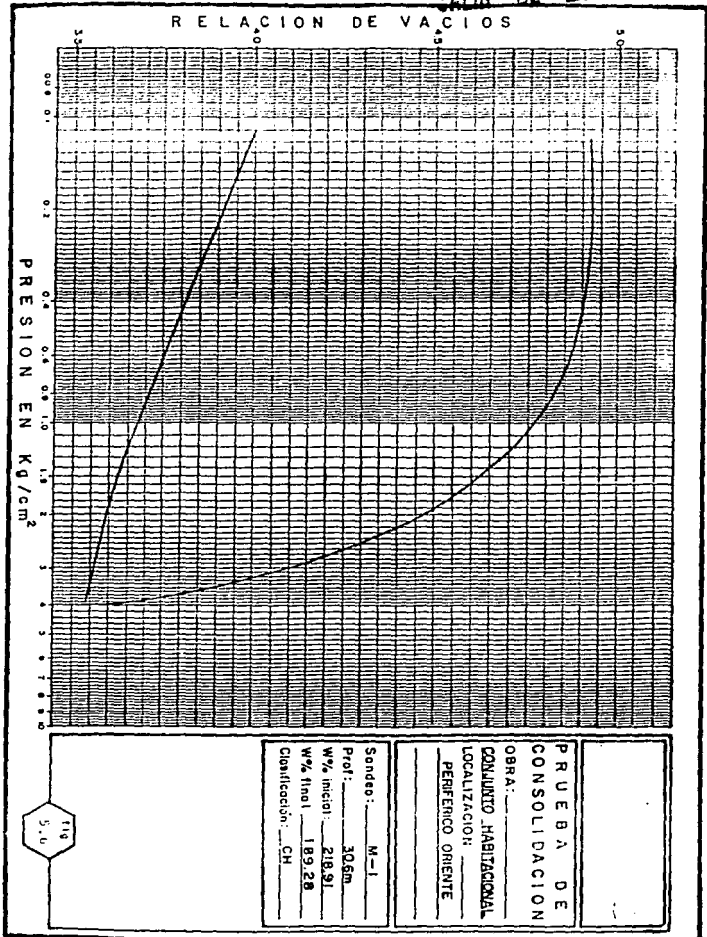
W% Inicial: 139.92

W% final: 98.84

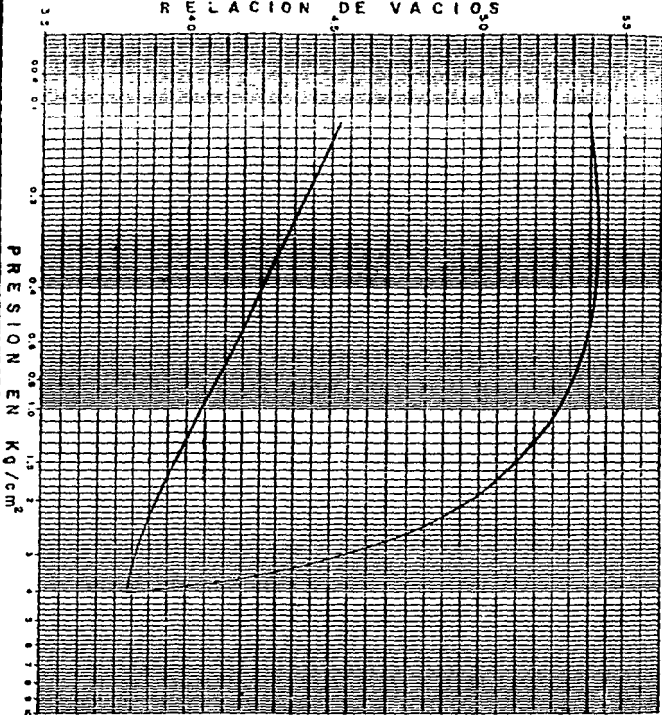
Clasificacón: CH

Fig. 5.4





RELACION DE VACIOS

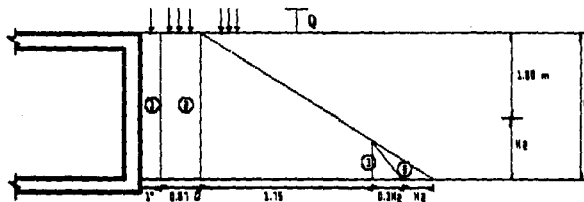


<p style="text-align: center;">Fig. 3.7</p>	<p style="text-align: center;">PRUEBA DE CONSOLIDACION</p> <p>OBRA: _____</p> <p style="text-align: center;">CONSUMITO HABITACIONAL</p> <p>LOCALIZACION: _____</p> <p style="text-align: center;">PERIFERICO ORIENTE</p> <hr/> <p>Sondeo: _____ M-1</p> <p>Prof: _____ 36.0M</p> <p>W% Inicial: _____ 230.58</p> <p>W% final: _____ 205.45</p> <p>Clasificación: _____ CH</p>
---	--

FIG. 6.1 RESUMEN DE PROPIEDADES Y CARACTERISTICAS

PROF m	DESCRIPCION	w %	N	q_{L} T/m	h T/m	C T/m	0 °	F %	A %	G %
1.20	TIERRA VEGETAL Y RELLENO		8		1.43	2.0	0	53	44	3
3.60	LIMO ORGANICO ARENOSO MH CONS BLANDA	180 87 306	2	13.2	1.28	4.0	20	91	19	0
4.80	ARENA FINA COMP SUELTA CON FN PLASTICOS	50	9		1.40	1.3	32	46	53	1
6.60	LIMO ORGANICO ARENOSO CONS BLANDA	200		4.6	1.28	2.3	0			
10.80	ARCILLA CAFE DE CONS MUY BLANDA CH	350	0	2.7	1.00	1.3	0	96	4	
12.60	ARENA NEGRA DE COMP MEDIA A MUY SUELTA	30			1.5	2.0	34	44	56	
15.00	ARCILLA DE CONS MUY BLANDA	300	2	5.2	1.11	2.6	0	96	4	
16.80	LIMO ARENOSO DE CONSISTENCIA MEDIA	100	5		1.5	4.0	20	83	17	
19.20	ARENA GRIS DE COMP MEDIA A ALTA	40	30	12.8	1.58	2.0	36	45	55	
24.00	ARCILLA GRIS DE CONSIS. BLANDA	200	2	11.1	1.20	3.5	20	85	15	
28.50	ARENA Y ARCILLA NO COMPRESIBLES	30	40		1.65			30	70	
32.70	ARCILLA DE CONS COMPACTA A BLANDA	200	2		1.25			89	11	
37.50	ARCILLA MUY BLANDA	200	2		1.25			78	22	
39.70	LIMO Y ARENA NO COMPRESIBLES		50		1.65			75	25	

CONJUNTO HABITACIONAL



- $l' - P = 0.24 H$ C.S.
C.S. COEFICIENTE SISMICO.
Q SOBRECARGA SUPERFICIAL.
1) EMPUJE DEBIDO A SISMO.
2) EMPUJE DEBIDO A LA SOBRECARGA.
3) EMPUJE DEL SUELO.
4) EMPUJE HIDROSTATICO.

EMPUJES DEL SUELO EN REPOSO

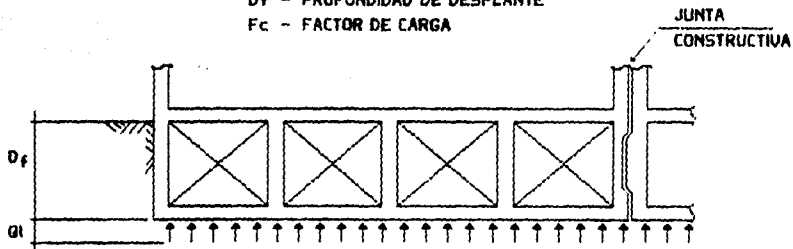
H.- ALTURA DEL CAJON
COTAS EN M
EMPUJES T/M²

FIG. 6.2

CONJUNTO HABITACIONAL

$$\Sigma Q F_c < Q_l$$

- ΣQ - SUMA DE CARGAS A CONSIDERAR
 Q_l - CAPACIDAD DE LA LOSA
 D_f - PROFUNDIDAD DE DESPLANTE
 F_c - FACTOR DE CARGA



CIMENTACION PROPUESTA

FIG. 6.3

CONJUNTO HABITACIONAL

REVISIÓN DE ESTADO LÍMITE

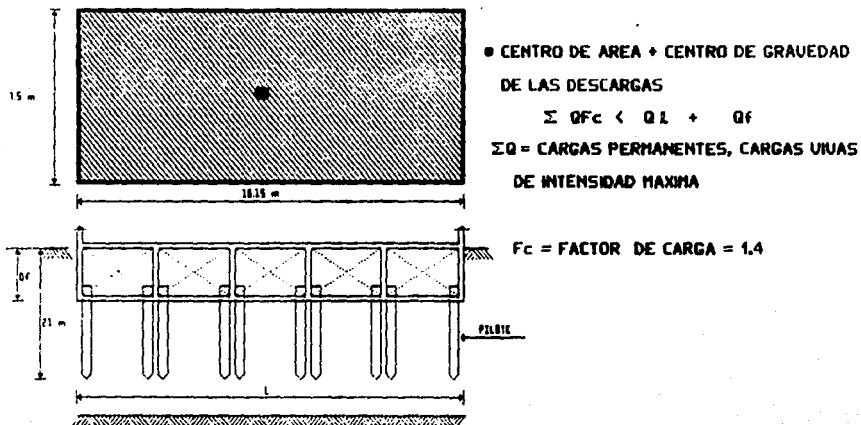


FIG. 6.4

APENDICE B TABLAS U HOJAS ELECTRONICAS

TABLA A-1
ESTADO LIMITE DE FALLA "CAJON"
CUERPO : PRINCIPAL

NIV DESP. (m)	LARGO (m)	ANCHO (m)	AREA (m ²)	PROF INFLUENCIA (m)
1	18	7.7	138.6	8.7
COHESION M (Ton/m ²)	Nc	B/L	DF/B	F.R.
2.394	5.856578	0.427778	0.1298701	0.7
F.C. (Ton/m ²)	Pvertical W CAJON (Ton/m ² (Ton/m ²)		CARGA CONSIDERADA (Ton/m ²)	
1.5	1.43	0.5	6.3	
F RESISTENTE (Ton/m ²)	F ACTUANTE (Ton/m ²)			
11.244653	10.2			

POR LO TANTO SI PASA

TABLA A-2
ESTADO LIMITE DE FALLA "CAJON"
CUERPO : PRINCIPAL

NIV DESP. (m)	LARGO (m)	ANCHO (m)	AREA (m ²)	PROF INFLUENCIA (m)
1.5	18	7.7	138.6	9.2
COHESION M (Ton/m ²)	Nc	B/L	DF/B	F.R.
2.27	5.940019	0.427778	0.194805	0.7
F.C. (Ton/m ²)	Pvertical W CAJON (Ton/m ² (Ton/m ²)		CARGA CONSIDERADA (Ton/m ²)	
1.5	2.1	0.75	6.3	
F RESISTENTE (Ton/m ²)	F ACTUANTE (Ton/m ²)			
11.53869	10.575			

POR LO TANTO SI PASA

TABLA A-3
 ESTADO LIMITE DE FALLA "CAJON"
 CUERPO : PRINCIPAL

NIV DESP. (m)	LARGO (m)	ANCHO (m)	AREA (m ²)	PROF INFLUENCIA (m)
1.8	18	7.7	138.6	9.5
COHESION M (Ton/m ²)	Nc	B/L	DF/B	F.R.
2.165	5.990084	0.627778	0.233766	0.7
F.C.	Pvertical	W CAJON		CARGA CONSIDERADA
(Ton/m ²)	(Ton/m ²)	(Ton/m ²)		(Ton/m ²)
1.5	2.484	1		6.3
F RESISTENTE (Ton/m ²)		F ACTUANTE (Ton/m ²)		
11.561972		10.95		

POR LO TANTO SI PASA

TABLA B-1
ESTADO LIMITE DE FALLA EN CONDICIONES DINAMICAS "CAJON"
CUERPO : PRINCIPAL

NIVEL DESP (m)	LARGO (m)	ANCHO (m)	AREA (m ²)	PROF INFLUENCIA (m)
1	18	7.7	138.6	8.7
F.C.		Pvertical (Ton/m ²)	CARGA CONSIDERADA (Ton/m ²)	
1.1		1.43	5.8	
W (Ton)	C.S.	F.I.F.	V (Ton)	M (Ton-m)
803.88	0.19	0.95	128.6208	1243.3344
B' (m)	L' (m)	A' (m ²)	COHESION M (Ton/m ²)	B'/L'
4.6066667	17.072	78.64501	2.394	0.26983755076539
DF/B'	Nc	F.R.	W CAJON (Ton/m ²)	
0.2170767	5.765605	0.7	0.5	
F RESISTENTE (Ton/m ²)	F ACTUANTE (Ton/m ²)			
11.092135	11.79379			

POR LO TANTO NO PASA

TABLA B-2
ESTADO LIMITE DE FALLA EN CONDICIONES DINAMICAS "CAJON"
CUERPO : PRINCIPAL ANCHO INC 1m

NIVEL DESP (m)	LARGO (m)	ANCHO (m)	AREA (m ²)	PROF INFLUENCIA (m)
1	18	8.7	156.6	9.7
F.C.		Pvertical (Ton/m ²)	CARGA CONSIDERADA (Ton/m ²)	
1.1		2.1	5.13333	
W (Ton)	C.S.	F.I.F.	V (Ton)	M (Ton-m)
803.87948	0.19	0.95	128.6207	1243.334
B' (m)	L' (m)	A' (m ²)	COHESION M (Ton/m ²)	B'/L'
5.6066667	17.072	95.71701	2.2678	0.328413
DF/B'	Nc	F.R.	W CAJON (Ton/m ²)	
0.1783591	5.791202	0.7	0.5	
F RESISTENTE (Ton/m ²)	F ACTUANTE (Ton/m ²)			
11.293302	9.788352			
Tesis Profesional				
POR LO TANTO SI PASA				

TABLA B-3

ESTADO LIMITE DE FALLA EN CONDICIONES DINAMICAS "CAJON"
 CUERPO : PRINCIPAL CON INC DE 0.5m

NIVEL DES	LARGO	ANCHO	AREA	PROF INFLUENCIA
(m)	(m)	(m)	(m ²)	(m)
1	18	8.2	147.6	9.2
F.C.	Pvertical			CARGA CONSIDERADA
	(Ton/m ²)			(Ton/m ²)
1.1	1.43			5.4092
W	C.S.	F.I.F.	V	M
(Ton)			(Ton)	(Ton-m)
798.3979	0.19	0.95	127.7437	1234.855
B'	L'	A'	COHESION	B'/L'
(m)	(m)	(m ²)	(Ton/m ²)	
5.106667	17.072	87.18101	2.3268	0.299125
DF/B'	Nc	F.R.	W CAJON	
			(Ton/m ²)	
0.195822	5.776008	0.7	0.5	
F RESISTENTE		F ACTUANTE		
(Ton/m ²)		(Ton/m ²)		
10.83773		10.62373		

POR LO TANTO SI PASA

TABLA B-4

ESTADO LIMITE DE FALLA EN CONDICIONES DINAMICAS "CAJON"
 CUERPO : PRINCIPAL CON INCREMENTO DE 0.5m

NIVEL DES	LARGO	ANCHO	AREA	PROF INFLUENCIA
(m)	(m)	(m)	(m ²)	(m)
1.5	18	8.2	147.6	9.7
F.C.	Pvertical			CARGA CONSIDERADA
	(Ton/m ²)			(Ton/m ²)
1.1	2.1			5.4092
W	C.S.	F.I.F.	V	M
(Ton)			(Ton)	(Ton-m)
798.3979	0.19	0.95	127.7437	1277.437
B'	L'	A'	COHESION	B'/L'
(m)	(m)	(m ²)	(Ton/m ²)	
5	17.04	85.2	2.211	0.293427
DF/B'	Nc	F.R.	W CAJON	
			(Ton/m ²)	
0.3	5.902554	0.7	0.75	
F RESISTENTE		F ACTUANTE		
(Ton/m ²)		(Ton/m ²)		
11.23538		11.13295		

POR LO TANTO SI PASA

TABLE B-5

ESTADO LIMITE DE FALLA EN CONDICIONES DINAMICAS "CAJON"
 CUERPO : PRINCIPAL CON ANCHO INC 0.5m

NIVEL DES	LARGO	ANCHO	AREA	PROF	INFLUENCIA
(m)	(m)	(m)	(m ²)	(m)	(m)
1.8	18	8.2	147.6	10	
F.C.	Pvertical				CARGA CONSIDERADA
	(Ton/m ²)				(Ton/m ²)
1.1	2.484				5.4092
W	C.S.	F.I.F.	V	M	
(Ton)			(Ton)	(Ton-m)	
798.3979	0.19	0.95	127.7437	1302.985	
B'	L'	A'	COHESION	B'/L'	
(m)	(m)	(m ²)	(Ton/m ²)		
4.936	17.0208	84.01467	2.1122	0.289998	
DF/B'	Nc	F.R.	W CAJON		
			(Ton/m ²)		
0.364668	5.981246	0.7	1		
F RESISTENTE		F ACTUANTE			
(Ton/m ²)		(Ton/m ²)			
11.32751		11.55339			

POR LO TANTO NO PASA

TABLE B-6

ESTADO LIMITE DE FALLA EN CONDICIONES DINAMICAS "CAJON"
 CUERPO : PRINCIPAL CON ANCHO INC EN 1m

NIVEL DES	LARGO	ANCHO	AREA	PROF	INFLUENCIA
(m)	(m)	(m)	(m ²)	(m)	(m)
1.8	18	8.7	156.6	10.5	
F.C.	Pvertical				CARGA CONSIDERADA
	(Ton/m ²)				(Ton/m ²)
1.1	2.484				5.13333
W	C.S.	F.I.F.	V	M	
(Ton)			(Ton)	(Ton-m)	
803.8795	0.19	0.95	128.6207	1311.931	
B'	L'	A'	COHESION	B'/L'	
(m)	(m)	(m ²)	(Ton/m ²)		
5.436	17.0208	92.52507	2.0655	0.319374	
DF/B'	Nc	F.R.	W CAJON		
			(Ton/m ²)		
0.331126	5.975892	0.7	1		
F RESISTENTE		F ACTUANTE			
(Ton/m ²)		(Ton/m ²)			
11.12424		10.65706			

Tesis Profesional

POR LO TANTO SI PASA

TABLA C-1

DISTRIBUCION DE ESFUERZOS EN LA MASA DEL SUELO
TIPO DE CIMENTACION: CAJON SIMPLE DE 18.0*8.7m , DF=1.80m
PUNTO ANALIZADO: CENTRAL
COMBINACION DE CARGAS CM + CV int. media (T/m2)= 4.9563
COMPENSACION (T/m2)= 2.484
W CAJON (T/m2)= 1

X (m)	Y (m)	Z (m)	W (m)
9	4.35	0.9	3.4723
M 10	N 4.833333	MCUAD 100	NCUAD 23.36111
A 0.438128	B 1.008041	C -0.45351	Wo 0.248
No. RECTS. 4	Tao Z 3.444522		

TABLA C-2

DISTRIBUCION DE ESFUERZOS EN LA MASA DEL SUELO
TIPO DE CIMENTACION: CAJON SIMPLE DE 18.0*8.7m , DF=1.80m
PUNTO ANALIZADO: CENTRAL
COMBINACION DE CARGAS CM + CV int. media (T/m2)= 4.9563
COMPENSACION (T/m2)= 2.484
W CAJON (T/m2)= 1

X (m)	Y (m)	Z (m)	W (m)
9	4.35	3.9	3.4723
M 2.307692	N 1.115385	MCUAD 5.325444	NCUAD 1.244083
A 0.997785	B 1.132109	C 1.504228	Wo 0.206
No. RECTS. 4	Tao Z 2.861175		

TABLA C-3

DISTRIBUCION DE ESFUERZOS EN LA MASA DEL SUELO

TIPO DE CIMENTACION: CAJON SIMPLE DE 18.0*8.7m , DF=1.80m

PUNTO ANALIZADO: CENTRAL

COMBINACION DE CARGAS CM + CV int. media (T/m2)= 4.9563

COMPENSACION (T/m2)= 2.484

W CAJON (T/m2)= 1

X (m)	Y (m)	Z (m)	W (m)
9	4.35	6.9	3.4723
M 1.304348	N 0.630435	MCUAD 1.701323	NCUAD 0.397448
A 0.766913	B 1.322709	C 0.874017	Wo 0.153
No. RECTS. 4	Tao Z 2.125048		

TABLA C-4

DISTRIBUCION DE ESFUERZOS EN LA MASA DEL SUELO

TIPO DE CIMENTACION: CAJON SIMPLE DE 18.0*8.7m , DF=1.80m

PUNTO ANALIZADO: CENTRAL

COMBINACION DE CARGAS CM + CV int. media (T/m2)= 4.9563

COMPENSACION (T/m2)= 2.484

W CAJON (T/m2)= 1

X (m)	Y (m)	Z (m)	W (m)
9	4.35	9.9	3.4723
M 0.909091	N 0.439394	MCUAD 0.826446	NCUAD 0.193067
A 0.521006	B 1.495169	C 0.548029	Wo 0.106
No. RECTS. 4	Tao Z 1.472255		

TABLA C-5

DISTRIBUCION DE ESFUERZOS EN LA MASA DEL SUELO
 TIPO DE CIMENTACION: CAJON SIMPLE DE 18.0*8.7m , DF=1.80m
 PUNTO ANALIZADO: CENTRAL
 COMBINACION DE CARGAS CM + CV int. media (T/m2) = 4.9563
 COMPENSACION (T/m2) = 2.484
 W CAJON (T/m2) = 1

X (m)	Y (m)	Z (m)	W (m)
9	4.35	12	3.4723
M 0.75	N 0.3625	MCUAD 0.5625	NCUAD 0.131406
A 0.400318	B 1.590351	C 0.411864	Wo 0.083
No. RECTS. 4	Tao Z 1.152804		

TABLA C-6

DISTRIBUCION DE ESFUERZOS EN LA MASA DEL SUELO
 TIPO DE CIMENTACION: CAJON SIMPLE DE 18.0*8.7m , DF=1.80m
 PUNTO ANALIZADO: CENTRAL
 COMBINACION DE CARGAS CM + CV int. media (T/m2) = 4.9563
 COMPENSACION (T/m2) = 2.484
 W CAJON (T/m2) = 1

X (m)	Y (m)	Z (m)	W (m)
9	4.35	14.1	3.4723
M 0.638298	N 0.308511	MCUAD 0.407424	NCUAD 0.095179
A 0.31321	B 1.665512	C 0.318571	Wo 0.069
No. RECTS. 4	Tao Z 0.944466		

TABLA C-7

DISTRIBUCION DE ESFUERZOS EN LA MASA DEL SUELO
 TIPO DE CIMENTACION: CAJON SIMPLE DE 18.0*8.7m , DF=1.80m
 PUNTO ANALIZADO: CENTRAL
 COMBINACION DE CARGAS CM + CV int. media (T/m2)= 4.9563
 COMPENSACION (T/m2)= 2.484
 W CAJON (T/m2)= 1

X (m)	Y (m)	Z (m)	W (m)
9	4.35	16.2	3.4723
M	N	MCUAD	NCUAD
0.555556	0.268519	0.308642	0.072102
A	B	C	Wo
0.24988	1.724247	0.252556	0.0566
No. RECTS.	Tao Z		
4	0.786129		

TABLA C-8

DISTRIBUCION DE ESFUERZOS EN LA MASA DEL SUELO
 TIPO DE CIMENTACION: CAJON SIMPLE DE 18.0*8.7m , DF=1.80m
 PUNTO ANALIZADO: CENTRAL
 COMBINACION DE CARGAS CM + CV int. media (T/m2)= 4.9563
 COMPENSACION (T/m2)= 2.484
 W CAJON (T/m2)= 1

X (m)	Y (m)	Z (m)	W (m)
9	4.35	19.8	3.4723
M	N	MCUAD	NCUAD
0.454545	0.219697	0.206612	0.048267
A	B	C	Wo
0.176886	1.79689	0.177821	0.0375
No. RECTS.	Tao Z		
4	0.520845		

TABLA C-9

DISTRIBUCION DE ESFUERZOS EN LA MASA DEL SUELO
 TIPO DE CIMENTACION: CAJON SIMPLE DE 18.0*8.7m , DF=1.80m
 PUNTO ANALIZADO: CENTRAL
 COMBINACION DE CARGAS CM + CV int. media (T/m2)= 4.9563
 COMPENSACION (T/m2)= 2.484
 W CAJON (T/m2)= 1

X (m)	Y (m)	Z (m)	W (m)
9	4.35	24.45	3.4723
M 0.368098	N 0.177914	MCUAD 0.135496	NCUAD 0.031653
A 0.120795	B 1.856788	C 0.12109	Wo 0.0266
No. RECTS. 4	Tao Z 0.369453		

TABLA C-10

DISTRIBUCION DE ESFUERZOS EN LA MASA DEL SUELO
 TIPO DE CIMENTACION: CAJON SIMPLE DE 18.0*8.7m , DF=1.80m
 PUNTO ANALIZADO: CENTRAL
 COMBINACION DE CARGAS CM + CV int. media (T/m2)= 4.9563
 COMPENSACION (T/m2)= 2.484
 W CAJON (T/m2)= 1

X (m)	Y (m)	Z (m)	W (m)
9	4.35	28.8	3.4723
M 0.3125	N 0.151042	MCUAD 0.097656	NCUAD 0.022814
A 0.089005	B 1.892483	C 0.089123	Wo 0.0192
No. RECTS. 4	Tao Z 0.266673		

TABLA C-11

DISTRIBUCION DE ESFUERZOS EN LA MASA DEL SUELO

TIPO DE CIMENTACION: CAJON SIMPLE DE 18.0*8.7m , DF=1.80m

PUNTO ANALIZADO: CENTRAL

COMBINACION DE CARGAS CM + CV int. media (T/m²)= 6.9563

COMPENSACION (T/m²)= 2.486

W CAJON (T/m²)= 1

X (m)	Y (m)	Z (m)	W (m)
9	6.35	33.3	3.6723
M	N	MCUAD	NCUAD
0.27027	0.130631	0.073066	0.017066
A	B	C	Wo
0.067553	1.917338	0.067606	0.0158
No. RECTS.	Tao Z		
6	0.219669		

TABLA C-12

DISTRIBUCION DE ESFUERZOS EN LA MASA DEL SUELO
 TIPO DE CIMENTACION: CAJON SIMPLE DE 18.0*8.7m , DF=1.80m
 PUNTO ANALIZADO: CENTRAL
 COMBINACION DE CARGAS CM + CV int. media (T/m2)= 4.9563
 COMPENSACION (T/m2)= 2.484
 W CAJON (T/m2)= 1

X (m)	Y (m)	Z (m)	W (m)
20.95	17.2	0.9	3.4723
M	N	MCUAD	NCUAD
23.27778	19.11111	541.8549	365.2346
A	B	C	Wo
0.134859	1.001101	-0.13527	0.25
No. RECTS. 2	Tao Z 1.73615		

TABLA C-13

DISTRIBUCION DE ESFUERZOS EN LA MASA DEL SUELO
 TIPO DE CIMENTACION: CAJON SIMPLE DE 18.0*8.7m , DF=1.80m
 PUNTO ANALIZADO: CENTRAL
 COMBINACION DE CARGAS CM + CV int. media (T/m2)= 4.9563
 COMPENSACION (T/m2)= 2.484
 W CAJON (T/m2)= 1

X (m)	Y (m)	Z (m)	W (m)
20.95	17.2	3.9	3.4723
M	N	MCUAD	NCUAD
5.371795	4.410256	28.85618	19.45036
A	B	C	Wo
0.544917	1.020281	-0.57629	0.249
No. RECTS. 2	Tao Z 1.729205		

TABLA C-14

DISTRIBUCION DE ESFUERZOS EN LA MASA DEL SUELO
 TIPO DE CIMENTACION: CAJON SIMPLE DE 18.0*8.7m , DF=1.80m
 PUNTO ANALIZADO: CENTRAL
 COMBINACION DE CARGAS CM + CV int. media (T/m2)= 4.9563
 COMPENSACION (T/m2)= 2.484
 W CAJON (T/m2)= 1

X (m)	Y (m)	Z (m)	W (m)
20.95	17.2	6.9	3.4723
M 3.036232	N 2.492754	MCUAD 9.218704	NCUAD 6.213821
A 0.832406	B 1.060855	C -0.98344	Wo 0.2419
No. RECTS. 2	Tao Z 1.679899		

TABLA C-15

DISTRIBUCION DE ESFUERZOS EN LA MASA DEL SUELO
 TIPO DE CIMENTACION: CAJON SIMPLE DE 18.0*8.7m , DF=1.80m
 PUNTO ANALIZADO: CENTRAL
 COMBINACION DE CARGAS CM + CV int. media (T/m2)= 4.9563
 COMPENSACION (T/m2)= 2.484
 W CAJON (T/m2)= 1

X (m)	Y (m)	Z (m)	W (m)
20.95	17.2	9.9	3.4723
M 2.116162	N 1.737374	MCUAD 4.47814	NCUAD 3.018468
A 0.973646	B 1.117694	C -1.34071	Wo 0.23
No. RECTS. 2	Tao Z 1.597258		

TABLA C-16

DISTRIBUCION DE ESFUERZOS EN LA MASA DEL SUELO
 TIPO DE CIMENTACION: CAJON SIMPLE DE 18.0*8.7m , DF=1.80m
 PUNTO ANALIZADO: CENTRAL
 COMBINACION DE CARGAS CM + CV int. media (T/m2)= 4.9563
 COMPENSACION (T/m2)= 2.484
 W CAJON (T/m2)= 1

X (m)	Y (m)	Z (m)	W (m)
20.95	17.2	12	3.4723
M 1.745833	N 1.433333	MCUAD 3.047934	NCUAD 2.054444
A 0.999917	B 1.163871	C -1.5579	Wo 0.2187
No. RECTS. 2	Tao Z 1.518784		

TABLA C-17

DISTRIBUCION DE ESFUERZOS EN LA MASA DEL SUELO
 TIPO DE CIMENTACION: CAJON SIMPLE DE 18.0*8.7m , DF=1.80m
 PUNTO ANALIZADO: CENTRAL
 COMBINACION DE CARGAS CM + CV int. media (T/m2)= 4.9563
 COMPENSACION (T/m2)= 2.484
 W CAJON (T/m2)= 1

X (m)	Y (m)	Z (m)	W (m)
20.95	17.2	14.1	3.4723
M 1.485816	N 1.219858	MCUAD 2.207648	NCUAD 1.488054
A 0.984256	B 1.212961	C 1.393113	Wo 0.2053
No. RECTS. 2	Tao Z 1.425726		

TABLA C-18

DISTRIBUCION DE ESFUERZOS EN LA MASA DEL SUELO

TIPO DE CIMENTACION: CAJON SIMPLE DE 18.0*8.7m , DF=1.80m

PUNTO ANALIZADO: CENTRAL

COMBINACION DE CARGAS CM + CV int. media (T/m2)= 4.9563

COMPENSACION (T/m2)= 2.484

W CAJON (T/m2)= 1

X (m)	Y (m)	Z (m)	W (m)
20.95	17.2	16.2	3.4723
M	N	MCUAD	NCUAD
1.29321	1.061728	1.672392	1.127267
A	B	C	Wo
0.941592	1.263182	1.227326	0.192
No. RECTS. 2	Tao Z 1.333363		

TABLA C-19

DISTRIBUCION DE ESFUERZOS EN LA MASA DEL SUELO

TIPO DE CIMENTACION: CAJON SIMPLE DE 18.0*8.7m , DF=1.80m

PUNTO ANALIZADO: CENTRAL

COMBINACION DE CARGAS CM + CV int. media (T/m2)= 4.9563

COMPENSACION (T/m2)= 2.484

W CAJON (T/m2)= 1

X (m)	Y (m)	Z (m)	W (m)
20.95	17.2	19.8	3.4723
M	N	MCUAD	NCUAD
1.058081	0.868687	1.119535	0.754617
A	B	C	Wo
0.838	1.347929	0.993608	0.17
No. RECTS. 2	Tao Z 1.180582		

TABLA C-20

DISTRIBUCION DE ESFUERZOS EN LA MASA DEL SUELO
 TIPO DE CIMENTACION: CAJON SIMPLE DE 18.0*8.7m , DF=1.80m
 PUNTO ANALIZADO: CENTRAL
 COMBINACION DE CARGAS CM + CV int. media (T/m2)= 4.9563
 COMPENSACION (T/m2)= 2.484
 W CAJON (T/m2)= 1

X (m)	Y (m)	Z (m)	W (m)
20.95	17.2	24.45	3.4723
M	N	MCUAD	NCUAD
0.856851	0.703476	0.734193	0.494879
A	B	C	Wo
0.694294	1.448617	0.767438	0.1416
No. RECTS. 2	Tao Z		
	0.983355		

TABLA C-21

DISTRIBUCION DE ESFUERZOS EN LA MASA DEL SUELO
 TIPO DE CIMENTACION: CAJON SIMPLE DE 18.0*8.7m , DF=1.80m
 PUNTO ANALIZADO: CENTRAL
 COMBINACION DE CARGAS CM + CV int. media (T/m2)= 4.9563
 COMPENSACION (T/m2)= 2.484
 W CAJON (T/m2)= 1

X (m)	Y (m)	Z (m)	W (m)
20.95	17.2	26.8	3.4723
M	N	MCUAD	NCUAD
0.727431	0.597222	0.529155	0.356674
A	B	C	Wo
0.575151	1.530271	0.612788	0.1215
No. RECTS. 2	Tao Z		
	0.843769		

TABLA C-22

DISTRIBUCION DE ESFUERZOS EN LA MASA DEL SUELO
 TIPO DE CIMENTACION: CAJON SIMPLE DE 18.0*8.7m , DF=1.80m
 PUNTO ANALIZADO: CENTRAL
 COMBINACION DE CARGAS CM + CV int. media (T/m2)= 4.9563
 COMPENSACION (T/m2)= 2.484
 W CAJON (T/m2)= 1

X (m)	Y (m)	Z (m)	W (m)
20.95	17.2	33.3	3.4723
M 0.629129	N 0.516517	MCUAD 0.395803	NCUAD 0.266789
A 0.473934	B 1.60147	C 0.493754	Wo 0.098
No. RECTS. 2	Tao Z 0.680571		

TABLA C-23

DISTRIBUCION DE ESFUERZOS EN LA MASA DEL SUELO
 TIPO DE CIMENTACION: CAJON SIMPLE DE 18.0*8.7m , DF=1.80m
 PUNTO ANALIZADO: CENTRAL
 COMBINACION DE CARGAS CM + CV int. media (T/m2)= 4.9563
 COMPENSACION (T/m2)= 2.484
 W CAJON (T/m2)= 1

X (m)	Y (m)	Z (m)	W (m)
4.35	17.2	0.9	3.4723
M 4.833333	N 19.11111	MCUAD 23.36111	NCUAD 65.2346
A 0.408708	B 1.002567	C -0.42104	Wo 0.2511
No. RECTS. 2	Tao Z 1.743789		

TABLA C-24

DISTRIBUCION DE ESFUERZOS EN LA MASA DEL SUELO
 TIPO DE CIMENTACION: CAJON SIMPLE DE 18.0*8.7m , DF=1.80m
 PUNTO ANALIZADO: CENTRAL
 COMBINACION DE CARGAS CM + CV int. media (T/m2)= 4.9563
 COMPENSACION (T/m2)= 2.484
 W CAJON (T/m2)= 1

X (m)	Y (m)	Z (m)	W (m)
4.35	17.2	3.9	3.4723
M	N	MCUAD	NCUAD
1.115385	4.410256	1.244083	19.45036
A	B	C	W _o
0.998511	1.046095	-1.51622	0.2125
No. RECTS. 2	Tao Z 1.475727		

TABLA C-25

DISTRIBUCION DE ESFUERZOS EN LA MASA DEL SUELO
 TIPO DE CIMENTACION: CAJON SIMPLE DE 18.0*8.7m , DF=1.80m
 PUNTO ANALIZADO: CENTRAL
 COMBINACION DE CARGAS CM + CV int. media (T/m2)= 4.9563
 COMPENSACION (T/m2)= 2.484
 W CAJON (T/m2)= 1

X (m)	Y (m)	Z (m)	W (m)
4.35	17.2	6.9	3.4723
M	N	MCUAD	NCUAD
0.630435	2.492754	0.397448	6.313821
A	B	C	W _o
0.860156	1.131384	1.035575	0.16
No. RECTS. 2	Tao Z 1.111136		

TABLA C-26

DISTRIBUCION DE ESFUERZOS EN LA MASA DEL SUELO

TIPO DE CIMENTACION: CAJON SIMPLE DE 18.0*8.7m , DF=1.80m

PUNTO ANALIZADO: CENTRAL

COMBINACION DE CARGAS CM + CV int. media (T/m2)= 4.9563

COMPENSACION (T/m2)= 2.484

W CAJON (T/m2)= 1

X (m) 4.35	Y (m) 17.2	Z (m) 9.9	W (m) 3.4723
M 0.439394	N 1.737374	MCUAD 0.193067	NCUAD 3.018468
A 0.65354	B 1.237443	C 0.712252	Wo 0.1224
No. RECTS. 2	Tao Z 0.850019		

TABLA C-27

DISTRIBUCION DE ESFUERZOS EN LA MASA DEL SUELO

TIPO DE CIMENTACION: CAJON SIMPLE DE 18.0*8.7m , DF=1.80m

PUNTO ANALIZADO: CENTRAL

COMBINACION DE CARGAS CM + CV int. media (T/m2)= 4.9563

COMPENSACION (T/m2)= 2.484

W CAJON (T/m2)= 1

X (m) 4.35	Y (m) 17.2	Z (m) 12	W (m) 3.4723
M 0.3625	N 1.433333	MCUAD 0.131606	NCUAD 2.054444
A 0.536719	B 1.313888	C 0.566544	Wo 0.09867
No. RECTS. 2	Tao Z 0.685224		

TABLA C-28

DISTRIBUCION DE ESFUERZOS EN LA MASA DEL SUELO
 TIPO DE CIMENTACION: CAJON SIMPLE DE 18.0*8.7m , DF=1.80m
 PUNTO ANALIZADO: CENTRAL
 COMBINACION DE CARGAS CM + CV int. media (T/m2)= 4.9563
 COMPENSACION (T/m2)= 2.484
 W CAJON (T/m2)= 1

X (m)	Y (m)	Z (m)	W (m)
4.35	17.2	14.1	3.4723
M	N	MCUAD	NCUAD
0.308511	1.219858	0.095179	1.488054
A	B	C	Wo
0.443963	1.387112	0.460016	0.0849
No. RECTS.	Tao Z		
2	0.589597		

TABLA C-29

DISTRIBUCION DE ESFUERZOS EN LA MASA DEL SUELO
 TIPO DE CIMENTACION: CAJON SIMPLE DE 18.0*8.7m , DF=1.80m
 PUNTO ANALIZADO: CENTRAL
 COMBINACION DE CARGAS CM + CV int. media (T/m2)= 4.9563
 COMPENSACION (T/m2)= 2.484
 W CAJON (T/m2)= 1

X (m)	Y (m)	Z (m)	W (m)
4.35	17.2	16.2	3.4723
M	N	MCUAD	NCUAD
0.268519	1.061728	0.072102	1.127267
A	B	C	Wo
0.370773	1.454676	0.379842	0.07267
No. RECTS.	Tao Z		
2	0.504664		

TABLA C-30

DISTRIBUCION DE ESFUERZOS EN LA MASA DEL SUELO
TIPO DE CIMENTACION: CAJON SIMPLE DE 18.0*8.7m , DF=1.80m
PUNTO ANALIZADO: CENTRAL
COMBINACION DE CARGAS CM + CV int. media (T/m2)= 4.9563
COMPENSACION (T/m2)= 2.484
W CAJON (T/m2)= 1

X (m)	Y (m)	Z (m)	W (m)
4.35	17.2	19.8	3.4723
M	N	MCUAD	NCUAD
0.219697	0.868687	0.048267	0.754617
A	B	C	Wo
0.278642	1.554667	0.28238	0.05533
No. RECTS. 2	Tao Z 0.384245		

TABLA C-31

DISTRIBUCION DE ESFUERZOS EN LA MASA DEL SUELO
TIPO DE CIMENTACION: CAJON SIMPLE DE 18.0*8.7m , DF=1.80m
PUNTO ANALIZADO: CENTRAL
COMBINACION DE CARGAS CM + CV int. media (T/m2)= 4.9563
COMPENSACION (T/m2)= 2.484
W CAJON (T/m2)= 1

X (m)	Y (m)	Z (m)	W (m)
4.35	17.2	24.65	3.4723
M	N	MCUAD	NCUAD
0.177914	0.703476	0.031653	0.494879
A	B	C	Wo
0.200541	1.655079	0.20191	0.04333
No. RECTS. 2	Tao Z 0.30091		

TABLA C-32

DISTRIBUCION DE ESFUERZOS EN LA MASA DEL SUELO
 TIPO DE CIMENTACION: CAJON SIMPLE DE 18.0*8.7m , DF=1.80m
 PUNTO ANALIZADO: CENTRAL
 COMBINACION DE CARGAS CM + CV int. media (T/m2)= 4.9563
 COMPENSACION (T/m2)= 2.484
 W CAJON (T/m2)= 1

X (m)	Y (m)	Z (m)	W (m)
4.35	17.2	28.8	3.4723
M	N	MCUAD	NCUAD
0.151042	0.597222	0.022814	0.356674
A	B	C	Wo
0.152704	1.724907	0.153303	0.0336
No. RECTS.	Tao Z		
2	0.233339		

TABLA C-33

DISTRIBUCION DE ESFUERZOS EN LA MASA DEL SUELO
 TIPO DE CIMENTACION: CAJON SIMPLE DE 18.0*8.7m , DF=1.80m
 PUNTO ANALIZADO: CENTRAL
 COMBINACION DE CARGAS CM + CV int. media (T/m2)= 4.9563
 COMPENSACION (T/m2)= 2.484
 W CAJON (T/m2)= 1

X (m)	Y (m)	Z (m)	W (m)
4.35	17.2	33.3	3.4723
M	N	MCUAD	NCUAD
0.130631	0.516517	0.017064	0.266789
A	B	C	Wo
0.118676	1.778905	0.118957	0.02667
No. RECTS.	Tao Z		
2	0.165212		

TABLA C-34

DISTRIBUCION DE ESFUERZOS EN LA MASA DEL SUELO
 TIPO DE CIMENTACION: CAJON SIMPLE DE 18.0*8.7m , DF=1.80m
 PUNTO ANALIZADO: CENTRAL
 COMBINACION DE CARGAS CM + CV int. media (T/m2)= 6.9563
 COMPENSACION (T/m2)= 2.484
 W CAJON (T/m2)= 1

X (m)	Y (m)	Z (m)	W (m)
12.25	8.5	0.9	3.4723
M	N	MCUAD	NCUAD
13.61111	9.444444	185.2623	89.19753
A	B	C	Wo
0.253986	1.00363	-0.2568	0.25107
No. RECTS. 2	Tao Z 1.743581		

TABLA C-35

DISTRIBUCION DE ESFUERZOS EN LA MASA DEL SUELO
 TIPO DE CIMENTACION: CAJON SIMPLE DE 18.0*8.7m , DF=1.80m
 PUNTO ANALIZADO: CENTRAL
 COMBINACION DE CARGAS CM + CV int. media (T/m2)= 6.9563
 COMPENSACION (T/m2)= 2.484
 W CAJON (T/m2)= 1

X (m)	Y (m)	Z (m)	W (m)
12.25	8.5	3.9	3.4723
M	N	MCUAD	NCUAD
3.141026	2.179487	9.866042	6.750164
A	B	C	Wo
0.865948	1.066036	-1.04704	0.24
No. RECTS. 2	Tao Z 1.666704		

TABLA C-36

DISTRIBUCION DE ESFUERZOS EN LA MASA DEL SUELO
 TIPO DE CIMENTACION: CAJON SIMPLE DE 18.0*6.7m , DF=1.80m
 PUNTO ANALIZADO: CENTRAL
 COMBINACION DE CARGAS CM + CV int. media (T/m2)= 4.9563
 COMPENSACION (T/m2)= 2.484
 W CAJON (T/m2)= 1

X (m)	Y (m)	Z (m)	W (m)
12.25	8.5	6.9	3.4723
M	N	MCUAD	NCUAD
1.775362	1.231884	3.151911	1.517538
A	B	C	Wo
0.996399	1.176384	1.485902	0.19133
No. RECTS. 2	Tao Z 1.32871		

TABLA C-37

DISTRIBUCION DE ESFUERZOS EN LA MASA DEL SUELO
 TIPO DE CIMENTACION: CAJON SIMPLE DE 18.0*8.7m , DF=1.80m
 PUNTO ANALIZADO: CENTRAL
 COMBINACION DE CARGAS CM + CV int. media (T/m2)= 4.9563
 COMPENSACION (T/m2)= 2.484
 W CAJON (T/m2)= 1

X (m)	Y (m)	Z (m)	W (m)
12.25	8.5	9.9	3.4723
M	N	MCUAD	NCUAD
1.237374	0.858586	1.531094	0.73717
A	B	C	Wo
0.87362	1.305973	1.062593	0.17867
No. RECTS. 2	Tao Z 1.240792		

TABLA C-38

DISTRIBUCION DE ESFUERZOS EN LA MASA DEL SUELO
 TIPO DE CIMENTACION: CAJON SIMPLE DE 18.0*8.7m , DF=1.80m
 PUNTO ANALIZADO: CENTRAL
 COMBINACION DE CARGAS CM + CV int. media (T/m2)= 4.9563
 COMPENSACION (T/m2)= 2.484
 W CAJON (T/m2)= 1

X (m)	Y (m)	Z (m)	W (m)
12.25	8.5	12	3.4723
M	N	MCUAD	NCUAD
1.020833	0.708333	1.042101	0.501736
A	B	C	Wo
0.752136	1.393107	0.851297	0.15267
No. RECTS. 2	Tao Z 1.060232		

TABLA C-39

DISTRIBUCION DE ESFUERZOS EN LA MASA DEL SUELO
 TIPO DE CIMENTACION: CAJON SIMPLE DE 18.0*8.7m , DF=1.80m
 PUNTO ANALIZADO: CENTRAL
 COMBINACION DE CARGAS CM + CV int. media (T/m2)= 4.9563
 COMPENSACION (T/m2)= 2.484
 W CAJON (T/m2)= 1

X (m)	Y (m)	Z (m)	W (m)
12.25	8.5	14.1	3.4723
M	N	MCUAD	NCUAD
0.866794	0.602837	0.754804	0.363412
A	B	C	Wo
0.637201	1.472095	0.69086	0.1298
No. RECTS. 2	Tao Z 0.901409		

TABLA C-40

DISTRIBUCION DE ESFUERZOS EN LA MASA DEL SUELO
 TIPO DE CIMENTACION: CAJON SIMPLE DE 18.0*8.7m , DF=1.80m
 PUNTO ANALIZADO: CENTRAL
 COMBINACION DE CARGAS CM + CV int. media (T/m²)= 4.9563
 COMPENSACION (T/m²)= 2.484
 W CAJON (T/m²)= 1

X (m)	Y (m)	Z (m)	W (m)
12.25	8.5	16.2	3.4723
M	N	MCUAD	NCUAD
0.756173	0.524691	0.571797	0.275301
A	B	C	Wo
0.53801	1.54139	0.562075	0.11133
No. RECTS.	Tao Z		
2	0.773142		

TABLA C-41

DISTRIBUCION DE ESFUERZOS EN LA MASA DEL SUELO
 TIPO DE CIMENTACION: CAJON SIMPLE DE 18.0*8.7m , DF=1.80m
 PUNTO ANALIZADO: CENTRAL
 COMBINACION DE CARGAS CM + CV int. media (T/m²)= 4.9563
 COMPENSACION (T/m²)= 2.484
 W CAJON (T/m²)= 1

X (m)	Y (m)	Z (m)	W (m)
12.25	8.5	19.8	3.4723
M	N	MCUAD	NCUAD
0.618687	0.429293	0.382773	0.184292
A	B	C	Wo
0.406058	1.638135	0.418136	0.088
No. RECTS.	Tao Z		
2	0.611125		

TABLA C-42

DISTRIBUCION DE ESFUERZOS EN LA MASA DEL SUELO
 TIPO DE CIMENTACION: CAJON SIMPLE DE 18.0*8.7m , DF=1.80m
 PUNTO ANALIZADO: CENTRAL
 COMBINACION DE CARGAS CM + CV int. media (T/m2)= 4.9563
 COMPENSACION (T/m2)= 2.486
 W CAJON (T/m2)= 1

X (m)	Y (m)	Z (m)	W (m)
12.25	8.5	24.45	3.4723
M 0.501022	N 0.347648	MCUAD 0.251024	NCUAD 0.120859
A 0.290984	B 1.728925	C 0.295255	Wo 0.0648
No. RECTS. 2	Tao Z 0.45001		

TABLA C-43

DISTRIBUCION DE ESFUERZOS EN LA MASA DEL SUELO
 TIPO DE CIMENTACION: CAJON SIMPLE DE 18.0*8.7m . DF=1.80m
 PUNTO ANALIZADO: CENTRAL
 COMBINACION DE CARGAS CM + CV int. media (T/m2)= 4.9563
 COMPENSACION (T/m2)= 2.484
 W CAJON (T/m2)= 1

X (m)	Y (m)	Z (m)	W (m)
12.25	8.5	28.8	3.4723
M 0.425347	N 0.295139	MCUAD 0.18092	NCUAD 0.087107
A 0.220227	B 1.788627	C 0.222048	Wo 0.04933
No. RECTS. 2	Tao Z 0.342577		

TABLA C-44

DISTRIBUCION DE ESFUERZOS EN LA MASA DEL SUELO
 TIPO DE CIMENTACION: CAJON SIMPLE DE 18.0*8.7m , DF=1.80m
 PUNTO ANALIZADO: CENTRAL
 COMBINACION DE CARGAS CM + CV int. media (T/m2) = 4.9563
 COMPENSACION (T/m2) = 2.484
 W CAJON (T/m2) = 1

X (m)	Y (m)	Z (m)	W (m)
12.25	8.5	33.3	3.4723
M	N	NCUAD	NCUAD
0.367868	0.255255	0.135327	0.065155
A	B	C	Wo
0.170153	1.832999	0.170985	0.03867
No. RECTS. 2	Tao Z 0.268548		

TABLA C-45

DISTRIBUCION DE ESFUERZOS EN LA MASA DEL SUELO
 TIPO DE CIMENTACION: CAJON SIMPLE DE 18.0*8.7m , DF=1.80m
 PUNTO ANALIZADO: CENTRAL
 COMBINACION DE CARGAS CM + CV int. media (T/m2) = 4.9563
 COMPENSACION (T/m2) = 2.484
 W CAJON (T/m2) = 1

X (m)	Y (m)	Z (m)	W (m)
4.35	8.5	0.9	3.4723
M	N	NCUAD	NCUAD
4.833333	9.444444	23.36111	89.19753
A	B	C	Wo
0.442763	1.008806	-0.45868	0.248
No. RECTS. 2	Tao Z 1.722261		

TABLA C-46

DISTRIBUCION DE ESFUERZOS EN LA MASA DEL SUELO

TIPO DE CIMENTACION: CAJON SIMPLE DE 18.0*8.7m , DF=1.80m

PUNTO ANALIZADO: CENTRAL

COMBINACION DE CARGAS CM + CV int. media (T/m2)= 4.9563

COMPENSACION (T/m2)= 2.484

W CAJON (T/m2)= 1

X (m)	Y (m)	Z (m)	W (m)
4.35	8.5	3.9	3.4723
M	N	MCUAD	NCUAD
1.115385	2.179487	1.244083	4.750164
A	B	C	Wo
0.996461	1.142975	1.486641	0.20733
No. RECTS. 2	Tao Z		
	1.439824		

TABLA C-47

DISTRIBUCION DE ESFUERZOS EN LA MASA DEL SUELO

TIPO DE CIMENTACION: CAJON SIMPLE DE 18.0*8.7m , DF=1.80m

PUNTO ANALIZADO: CENTRAL

COMBINACION DE CARGAS CM + CV int. media (T/m2)= 4.9563

COMPENSACION (T/m2)= 2.484

W CAJON (T/m2)= 1

X (m)	Y (m)	Z (m)	W (m)
4.35	8.5	6.9	3.4723
M	N	MCUAD	NCUAD
0.630435	1.231884	0.397448	1.517538
A	B	C	Wo
0.753783	1.343055	0.853801	0.1466
No. RECTS. 2	Tao Z		
	1.018078		

TABLA C-48

DISTRIBUCION DE ESFUERZOS EN LA MASA DEL SUELO
 TIPO DE CIMENTACION: CAJON SIMPLE DE 18.0*8.7m , DF=1.80m
 PUNTO ANALIZADO: CENTRAL
 COMBINACION DE CARGAS CM + CV int. media (T/m2)= 4.9563
 COMPENSACION (T/m2)= 2.484
 W CAJON (T/m2)= 1

X (m)	Y (m)	Z (m)	W (m)
4.35	8.5	9.9	3.4723
M	N	MCUAD	NCUAD
0.439394	0.858586	0.193067	0.73717
A	B	C	Wo
0.505785	1.518071	0.530292	0.1041
No. RECTS. 2	Tao Z 0.722933		

TABLA C-49

DISTRIBUCION DE ESFUERZOS EN LA MASA DEL SUELO
 TIPO DE CIMENTACION: CAJON SIMPLE DE 18.0*8.7m , DF=1.80m
 PUNTO ANALIZADO: CENTRAL
 COMBINACION DE CARGAS CM + CV int. media (T/m2)= 4.9563
 COMPENSACION (T/m2)= 2.484
 W CAJON (T/m2)= 1

X (m)	Y (m)	Z (m)	W (m)
4.35	8.5	12	3.4723
M	N	MCUAD	NCUAD
0.3625	0.708333	0.131406	0.501736
A	B	C	Wo
0.386256	1.612316	0.396569	0.083
No. RECTS. 2	Tao Z 0.576402		

TABLA C-50

DISTRIBUCION DE ESFUERZOS EN LA MASA DEL SUELO
 TIPO DE CIMENTACION: CAJON SIMPLE DE 18.0*8.7m , DF=1.80m
 PUNTO ANALIZADO: CENTRAL
 COMBINACION DE CARGAS CM + CV int. media (T/m2)= 4.9563
 COMPENSACION (T/m2)= 2.484
 W CAJON (T/m2)= 1

X (m)	Y (m)	Z (m)	W (m)
4.35	8.5	14.1	3.4723
M	N	MCUAD	NCUAD
0.308511	0.602837	0.095179	0.363412
A	B	C	Wo
0.300853	1.685593	0.305587	0.066
No. RECTS.	Tao Z		
2	0.458344		

TABLA C-51

DISTRIBUCION DE ESFUERZOS EN LA MASA DEL SUELO
 TIPO DE CIMENTACION: CAJON SIMPLE DE 18.0*8.7m , DF=1.80m
 PUNTO ANALIZADO: CENTRAL
 COMBINACION DE CARGAS CM + CV int. media (T/m2)= 4.9563
 COMPENSACION (T/m2)= 2.484
 W CAJON (T/m2)= 1

X (m)	Y (m)	Z (m)	W (m)
4.35	8.5	16.2	3.4723
M	N	MCUAD	NCUAD
0.268519	0.524691	0.072102	0.275301
A	B	C	Wo
0.239226	1.742168	0.241568	0.051
No. RECTS.	Tao Z		
2	0.354175		

TABLA C-52

DISTRIBUCION DE ESFUERZOS EN LA MASA DEL SUELO
 TIPO DE CIMENTACION: CAJON SIMPLE DE 18.0*8.7m , DF=1.80m
 PUNTO ANALIZADO: CENTRAL
 COMBINACION DE CARGAS CM + CV int. media (T/m2)= 4.9563
 COMPENSACION (T/m2)= 2.684
 W CAJON (T/m2)= 1

X (m)	Y (m)	Z (m)	W (m)
4.35	8.5	19.8	3.4723
M	N	MCUAD	NCUAD
0.219697	0.429293	0.048267	0.184292
A	B	C	Wo
0.168687	1.81132	0.169497	0.0385
No. RECTS. 2	Tao Z 0.267367		

TABLA C-53

DISTRIBUCION DE ESFUERZOS EN LA MASA DEL SUELO
 TIPO DE CIMENTACION: CAJON SIMPLE DE 18.0*8.7m , DF=1.80m
 PUNTO ANALIZADO: CENTRAL
 COMBINACION DE CARGAS CM + CV int. media (T/m2)= 4.9563
 COMPENSACION (T/m2)= 2.684
 W CAJON (T/m2)= 1

X (m)	Y (m)	Z (m)	W (m)
4.35	8.5	24.45	3.4723
M	N	MCUAD	NCUAD
0.177914	0.347648	0.031653	0.120859
A	B	C	Wo
0.114847	1.867669	0.115101	0.028
No. RECTS. 2	Tao Z 0.194449		

TABLA C-54

DISTRIBUCION DE ESFUERZOS EN LA MASA DEL SUELO
 TIPO DE CIMENTACION: CAJON SIMPLE DE 18.0*8.7m , DF=1.80m
 PUNTO ANALIZADO: CENTRAL
 COMBINACION DE CARGAS CM + CV int. media (T/m2)= 6.9563
 COMPENSACION (T/m2)= 2.484
 W CAJON (T/m2)= 1

X (m)	Y (m)	Z (m)	W (m)
6.35	8.5	28.8	3.4723
M	N	MCUAD	NCUAD
0.151042	0.295139	0.022814	0.087107
A	B	C	Wc
0.084475	1.900965	0.084576	0.021
No. RECTS. 2	Tao Z		
	0.145817		

TABLA C-55

DISTRIBUCION DE ESFUERZOS EN LA MASA DEL SUELO
 TIPO DE CIMENTACION: CAJON SIMPLE DE 18.0*8.7m , DF=1.80m
 PUNTO ANALIZADO: CENTRAL
 COMBINACION DE CARGAS CM + CV int. media (T/m2)= 4.9563
 COMPENSACION (T/m2)= 2.484
 W CAJON (T/m2)= 1

X (m)	Y (m)	Z (m)	W (m)
4.35	8.5	33.3	3.4723
M	N	MCUAD	NCUAD
0.130631	0.255255	0.017064	0.065155
A	B	C	Wc
0.064039	1.924027	0.064083	0.016
No. RECTS. 2	Tao Z		
	0.111114		

TABLA D-1

CALCULO DEL PARAMETRO ALFA DE COMPRESIBILIDAD

CARACTERISTICAS DE LA CIMENTACION ANALIZADA : CAJON S.

LARGO : 18.0m

ANCHO : 8.7m

NIVEL DE DESPLANTE : 1.80m

No. DE PILOTES : CAJON SIMPLE SIN PILOTES

NIVEL DE DESPLANTE : /

Qt DE TODOS LOS PILOTES : /

NIVEL DEL EJE NEUTRO : /

CUERPO : PRINCIPAL

COMENTARS	ESTRATO	Z (m)	TAO (kg/cm2)	DTAO (kg/cm2)	e0r	e0d
NO CAMBIO	1.20-3.60	2.4	0.266	0.34445	3.2596	
PROPUESTO	4.80-6.60	5.7	0.372	0.28612		
NO CAMBIO	6.60-10.80	8.7	0.397	0.2125	7.88235	
PROPUESTO	10.80-12.6	11.7		0.147226		
NO CAMBIO	12.60-15.0	13.8	0.5	0.11528	3.30208	
PROPUESTO	15.00-16.8	15.9	0.558	0.09445		
PROPUESTO	16.80-19.2	18		0.078613		
SI CAMBIO	19.20-24.0	21.6	0.79	0.05208	3.69875	
PROPUESTO	24.00-28.5	26.25		0.036945		
NO CAMBIO	28.50-32.7	30.6	1.184	0.026667	4.72114	4.70744
NO CAMBIO	32.70-37.5	35.1	1.296	0.021945	5.19221	5.17776

	ef	De	H (cm)	DH (cm)	ALFA (cm3/kg)
NO CAMBIO	3.1654	0.0942	180	3.980655	11.556555
PROPUESTO		0		3.63722	12.71222 *
NO CAMBIO	7.5714	0.31095	420	14.7032	69.191546
PROPUESTO		0		0.026501	0.18 *
NO CAMBIO	3.2574	0.04468	240	2.492562	21.621805
PROPUESTO		0		1.953957	20.68774 *
PROPUESTO		0		0.015094	0.192 *
SI CAMBIO	3.6475	0.05125	480	5.235435	100.52678
PROPUESTO		0		0.008313	0.225 *
NO CAMBIO	4.70744	0.0137	420	1.005744	37.71449
NO CAMBIO	5.17776	0.01445	480	1.120117	51.042249
			SUM ==	34.1788	

TABLA E-1
 CALCULO DE ASENTAMIENTOS
 CARACTERISTICAS DE LA CIMENTACION ANALIZADA :
 REPRESENTACION DE TODO EL CONJUNTO, CIMENTACION SIMPLE.
 LARGO : 18.0 m
 ANCHO : 8.70 m
 NIVEL DE DESPLANTE : 1.80 m
 No. DE PILOTES : /
 NIVEL DE DESPLANTE : /
 Qt DE TODOS LOS PILOTES : /
 NIVEL DEL EJE NEUTRO : /
 PUNTO : MEDIO DEL CUERPO INDEPENDIENTE.

ESTRATO	Z (m)	ALFA (cm ³ /kg)	D TAO (kg/cm ²)	D H (cm)
1.20-3.60	2.4	11.55656	0.173615	2.01
4.80-6.60	5.7	12.71222	0.1729205	2.20
6.60-10.80	8.7	69.19155	0.1679899	11.62
10.80-12.6	11.7		0.18 0.1597258	0.03
12.60-15.0	13.8	21.62181	0.1518784	3.28
15.00-16.8	15.9	20.68774	0.1425726	2.95
16.80-19.2	18		0.192 0.133363	0.03
19.20-24.0	21.6	100.5268	0.1180582	11.87
24.00-28.5	26.25		0.225 0.0983355	0.02
28.50-32.7	30.6	37.71449	0.0843769	3.18
32.70-37.5	35.1	51.04225	0.0680571	3.47
1.20-3.60	2.4	11.55656	0.1743789	2.02
4.80-6.60	5.7	12.71222	0.1475727	1.88
6.60-10.80	8.7	69.19155	0.1111136	7.69
10.80-12.6	11.7		0.18 0.0850019	0.02
12.60-15.0	13.8	21.62181	0.0685224	1.48
15.00-16.8	15.9	20.68774	0.0589597	1.22
16.80-19.2	18		0.192 0.0504664	0.01
19.20-24.0	21.6	100.5268	0.0384245	3.86
24.00-28.5	26.25		0.225 0.030091	0.01
28.50-32.7	30.6	37.71449	0.0233339	0.88
32.70-37.5	35.1	51.04225	0.0185212	0.95
1.20-3.60	2.4	11.55656	-0.174358	-2.01
4.80-6.60	5.7	12.71222	-0.16667	-2.12
6.60-10.80	8.7	69.19155	-0.132871	-9.19
10.80-12.6	11.7		0.18 -0.124079	-0.02
12.60-15.0	13.8	21.62181	-0.106023	-2.29
15.00-16.8	15.9	20.68774	-0.090141	-1.86
16.80-19.2	18		0.192 -0.077314	-0.01
19.20-24.0	21.6	100.5268	-0.061113	-6.14
24.00-28.5	26.25		0.225 -0.045001	-0.01
28.50-32.7	30.6	37.71449	-0.034258	-1.29
32.70-37.5	35.1	51.04225	-0.026855	-1.37
1.20-3.60	2.4	11.55656	0.1722261	1.99
4.80-6.60	5.7	12.71222	0.1439824	1.83
6.60-10.80	8.7	69.19155	0.1018078	7.04
10.80-12.6	11.7		0.18 0.0722933	0.01
12.60-15.0	13.8	21.62181	0.0576402	1.25
15.00-16.8	15.9	20.68774	0.0458344	0.95
16.80-19.2	18		0.192 0.0354175	0.01
19.20-24.0	21.6	100.5268	0.0267367	2.69
24.00-28.5	26.25		0.225 0.0194449	0.00
28.50-32.7	30.6	37.71449	0.0145837	0.55
32.70-37.5	35.1	51.04225	0.0111114	0.57

TABLA F-1
EVALUACION DE ALTERNATIVAS
CIMENTACION: REPRESENTACION DEL CONJUNTO CON DA=1m

NIVEL DF (m)	DESCARGA NETA (Ton/m ²)	COMPENSACION (Ton/m ²)	W CAJON (Ton/m ²)	ASENTAMIE (cm)
1.8	4.9563	2.484	1	51.21
2.5	4.9563	3.38	1.3	42.42
3	4.9563	4.02	1.55	36.67
3.5	4.9563	4.66	1.85	31.65
4	4.9563	5.348	2.2	26.66
5	4.9563	6.724	3	18.17

TABLA G-1

CAPACIDAD DE CARGA POR PILOTE .
CIMENTACION: COMPENSACION CON PILOTES
CARACTERISTICA: DESPRECIANDO EFECTOS DE FRICCION
TIPO DE PILOTE : CUADRADO DE 30*30 cm
MATERIAL : CONCRETO
COTA SUP. DEL PILOT 1.8
NIVEL DE DESPLANTE 21

$$Q_f = P_{ST} * H * COHESION * FR$$

$$Q_{pad} = (C_u N_c FR + P_v) A_p$$

ESTRATO	H (m)	COHESION (Ton/m2)	SECCION (m)	Qf (Ton)
1.8 - 3.6	1.8	4	0.3	6.048
3.6 - 4.8	1.2	1.3		1.3104
4.8 - 6.6	1.8	2.3		3.4776
6.6 - 10.8	4.2	1.3		4.5864
10.8 - 12.6	1.8	2		3.024
12.6 - 15	2.4	2.6		5.2416
15 - 16.8	1.8	4		6.048
16.8 - 19.2	2.4	2		4.032
19.2 - 21	1.8	3.5		5.292

 39.06

Cu (Ton/m2)	Nc*	F.R.	Pv Total (Ton/m2)	Qpad (Ton)
3.5	7	0.35	26.98	3.19995

Qfad
(Ton)
 39.06

Qtad
(Ton)
 62.25995

TABLA G-2

CAPACIDAD DE CARGA POR PILOTE .
CIMENTACION: COMPENSACION CON PILOTES
CARACTERISTICA: CONSIDERANDO EFECTOS DE FRICCION
TIPO DE PILOTE : CUADRADO DE 30*30 cm
MATERIAL : CONCRETO
COTA SUP. DEL PILOT 1.5
NIVEL DE DESPLANTE 21

$$Q_f = P_{ST} * H * COHESION * FR$$

$$Q_{pad} = (C_u N_c FR + P_v) A_p$$

ESTRATO	H (m)	COHESION (Ton/m2)	SECCION FI (m) (.)	TAO (Ton/m2)	Qf (Ton)
1.8 - 3.6	1.8	4	0.3	20	2.74 6.801943
3.6 - 4.8	1.2	1.3		32	3.23 2.531085
4.8 - 6.6	1.8	2.3		0	3.72 3.4776
6.6 - 10.8	4.2	1.3		0	3.97 4.5864
10.8 -12.6	1.8	2		34	4.42 5.72866
12.6 -15	2.4	2.6		0	5 5.2416
15 - 16.8	1.8	4		20	5.58 7.583401
16.8 -19.2	2.4	2		36	6.73 9.946498
19.2 -21	1.8	3.5		20	7.6 7.383227

K0	Cu (Ton/m2)	Nc*	F.R.	Pv Total (Ton/m2)	Qpad (Ton)
0.5	4.94	27	0.35	26.98	6.62967
0.6					Qfad
0.5					(Ton)
0.5					53.280414
0.6					Qtad
0.5					(Ton)
0.6					59.910084
0.5					

TABLA G-3

CAPACIDAD DE CARGA POR PILOTE .
CIMENTACION: COMPENSACION CON PILOTES
CARACTERISTICA: CONSIDERANDO EFECTOS DE FI Y FR-1 POR E.N.
TIPO DE PILOTE : CUADRADO DE 30*30 cm
MATERIAL : CONCRETO
COTA SUP. DEL PILOT 1.5
NIVEL DE DESPLANTE 21

$$Q_f = P_{ST} * H * COHESION * FR$$

$$Q_{pad} = (C_u N_c FR + P_v) A_p$$

ESTRATO	H (m)	COHESION (Ton/m2)	SECCION FI (m) (.)	TAO (Ton/m2)	Qf (Ton)
1.8 - 3.6	1.8	4	0.3	20	2.74 9.717061
3.6 - 4.8	1.2	1.3		32	3.23 3.615835
4.8 - 6.6	1.8	2.3		0	3.72 4.968
6.6 - 10.8	4.2	1.3		0	3.97 6.552
10.8 - 12.6	1.8	2		34	4.42 8.183801
12.6 - 15	2.4	2.6		0	5 7.488
15 - 16.8	1.8	4		20	5.58 10.83343
16.8 - 19.2	2.4	2		36	6.73 14.20928
19.2 - 21	1.8	3.5		20	7.6 10.54747

K0	Cu (Ton/m2)	Nc*	F.R.	Pv Total (Ton/m2)	Qpad (Ton)
0.5	4.94	27	1	26.98	14.4324
0.6					Qfad
0.5					(Ton)
0.5					76.114877
0.5					Qtad
0.6					(Ton)
0.5					90.547277

TABLA H-1
 DETERMINACION DEL NIVEL DEL EJE NEUTRO
 CUERPO : PRINCIPAL
 TIPO PILOTE : CUADRA.3 W PILOTE :
 MATERIAL : CONCRETO
 NIV. DESPLANTE DEL CAJON : 1.8
 W DEL CAJON : 1
 NIV. DESPLANTE DE LOS PILOTES 21
 GAMA ARRIBA DE N. D. C. : 1.38
 LARGO CAJON 18 ANCHO CAJON 7.7
 AREA CAJON 118
 CONVINCACION DE CARGA CONSIDERA 5.6
 Qp/pilote 16.6324 No. pilotes 24
 UNIDADES : m . Ton , Ton/m2 .
 Cp (Ton/pte)= 22.237
 Cp+f(-)=f(+)+Qp

(m)	(Ton/m2)	(m)	(m)	(Ton)
1.8 a 2.7	4	0.9	0.3	4.32
2.7 a 3.6	4	0.9	0.3	4.32
3.6 a 4.2	1.3	0.6	0.3	0.936
4.2 a 4.8	1.3	0.6	0.3	0.936
4.8 a 5.7	2.3	0.9	0.3	2.484
5.7 a 6.6	2.3	0.9	0.3	2.484
6.6 a 7.6	1.3	1	0.3	1.56
7.6 a 8.7	1.3	1.1	0.3	1.716
8.7 a 9.7	1.3	1	0.3	1.56
9.7 a 10.8	1.3	1.1	0.3	1.716
10.8 a 11.	2	0.9	0.3	2.16
11.7 a 12.	2	0.9	0.3	2.16
12.6 a 13.	2.6	1.2	0.3	3.744
13.8 a 15.	2.6	1.2	0.3	3.744
15.0 a 15.	4	0.9	0.3	4.32
15.9 a 16.	4	0.9	0.3	4.32
16.8 a 18.	2	1.2	0.3	2.88
18.0 a 19.	2	1.2	0.3	2.88
19.2 a 20.	3.5	0.9	0.3	3.78
20.1 a 21.	3.5	0.9	0.3	3.78

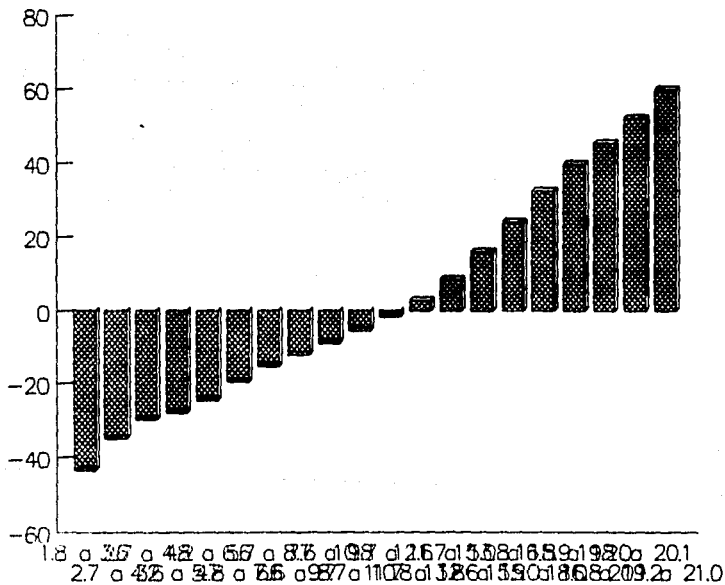
PROFUNDIDA (m)	f(+)	f(-)	f(+)+Qp-Cp	DIFERENCIA
1.8 a 2.7	55.8	4.32	47.9954	-43.6754
2.7 a 3.6	51.48	8.64	43.6754	-35.0354
3.6 a 4.2	47.16	9.576	39.3554	-29.7794
4.2 a 4.8	46.224	10.512	38.4194	-27.9074
4.8 a 5.7	45.288	12.996	37.4834	-24.4874
5.7 a 6.6	42.804	15.48	34.9994	-19.5194
6.6 a 7.6	40.32	17.04	32.5154	-15.4754
7.6 a 8.7	38.76	18.756	30.9554	-12.1994
8.7 a 9.7	37.044	20.316	29.2394	-8.9234
9.7 a 10.8	35.484	22.032	27.6794	-5.6474
10.8 a 11.	33.768	24.192	25.9634	-1.7714
11.7 a 12.	31.608	26.352	23.8034	2.5486
12.6 a 13.	29.448	30.096	21.6434	8.4526
13.8 a 15.	25.704	33.84	17.8994	15.9406
15.0 a 15.	21.96	38.16	14.1554	24.0046
15.9 a 16.	17.64	42.48	9.8354	32.6446
16.8 a 18.	13.32	45.36	5.5154	39.8646
18.0 a 19.	10.44	48.24	2.6354	45.6046
19.2 a 20.	7.56	52.02	-0.2446	52.2646
20.1 a 21.	3.78	55.8	-4.0246	59.8246

POSICION DEL EJE NEUTRO

Tesis Profesional

Ton/plote

Pag. 173



PROFUNDIDAD

TABLA I-1
ESTADO LIMITE DE FALLA "CIMENTACION MIXTA"

CUERPO : PRINCIPAL

DATOS DEL CAJON

NIV. DESP. (m)	LARGO (m)	ANCHO (m)	AREA (m ²)	PROF. INFLUENCIA (m)
1.8	18	7.7	138.6	9.5

COHESION M (Ton/m ²)	Nc	B/L	DF/B	F.R.
2.165	5.990084	0.4277778	0.2337662	0.7

F.C.	Pvertical (Ton/m ²)	CARGA CONSIDERADA (Ton/m ²)
1.5	2.484	6.3

DATOS DE LOS PILOTES

No. PILOTES	PERIMETRO (m)	SEC. TRANSLONG. (m)	E FEC (m)	F.R.
24	1.2	0.09	9	0.7

COHESION M (Ton/m ²)	QF (Ton/m ²)	W CAJON (Ton/m ²)	W * PILOTE (Ton)
2.86	518.9184	1	2

F. RESISTENTE (Ton)	F. ACTUANTE (Ton)
2119.16013	1517.67

POR LO TANTO NO EXISTE NINGUN PROBLEMA

TABLA J-1
ESTADO LIMITE DE FALLA EN CONDICIONES DINAMICAS "CIM. MIXTA"

CUERPO : CUERPO PRINCIPAL 18*7.7

NIVEL DESPL	LARGO	ANCHO	AREA	PROF. INFLUENCIA
(m)	(m)	(m)	(m ²)	(m)
1.8	18	7.7	138.6	9.5

F.C.	Pvertical	CARGA CONSIDERADA
	(Ton/m ²)	(Ton/m ²)
1.1	2.686	6.3

W	C.S.	F.I.F.	V	M
(Ton)			(Ton)	(Ton-m)
873.18	0.19		1 132.72336	1353.778272

B'	L'	A'	COHESION M	B'/L'
(m)	(m)	(m ²)	(Ton/m ²)	
6.5992	17.06976	78.5072602	2.165	0.26963553980861

DF/B'	Nc	F.R.	W CAJON	No. PILOTES RED.
			(Ton/m ²)	
0.39137261	5.989138	0.7	1	24

PERIM.	SEC LONG.	EFE	Qf	W * PILOTE
(m)	(m)	(Ton/m ²)	(Ton/m ²)	(Ton/m ²)
1.2	9	392.8176	2	

F. RESISTENTE	F. ACTUANTE
(Ton/m ²)	(Ton/m ²)
406.378139	16.0070663

POR LO TANTO NO EXISTE NINGUN PROBLEMA

TABLA K-1**PUNTO CENTRAL**

PROFUNDIDAD (M)	ESFUERZO VERTICAL (TON/M2)
14	-2.46226
15	-2.13607
16	-1.33653
17	-0.53352
18	0.226013
19	1.061793
20	1.826642
21	4.092268
22	3.459936
23	3.225633
24	2.983591
25	2.755717
26	2.552487
27	2.374986
28	2.220125
29	2.083875
30	1.962579
31	1.853308
32	1.753817
33	1.662424
34	1.577865
35	1.499192
36	1.425679
37	1.356767
38	1.292011

TABLA K-2**PUNTO EXTREMO EN CONTACTO**

PROFUNDIDAD (M)	ESFUERZO VERTICAL (TON/M2)
14	-1.74456
15	-1.4849
16	-0.9482
17	-0.38455
18	0.162335
19	0.741214
20	1.305796
21	3.112553
22	2.414171
23	2.314793
24	2.183496
25	2.046639
26	1.915621
27	1.795089
28	1.686125
29	1.58815
30	1.499961
31	1.420235
32	1.347745
33	1.281428
34	1.220403
35	1.163944
36	1.111464
37	1.062484
38	1.016612

TABLA K-3**PUNTO EXTREMO DE NO CONTACTO**

PROFUNDIDAD (M)	ESFUERZO VERTICAL (TON/M2)
14	-1.63711
15	-1.38021
16	-0.8773
17	-0.36171
18	0.140311
19	0.672346
20	1.176405
21	2.908409
22	2.196537
23	2.190527
24	2.165542
25	2.119616
26	2.05825
27	1.987476
28	1.911848
29	1.83445
30	1.757267
31	1.681519
32	1.607925
33	1.536886
34	1.468605
35	1.403169
36	1.340592
37	1.280845
38	1.223874

TABLA E-2

CALCULO DE ASENTAMIENTOS
PUNTO CENTRAL

CARACTERISTICAS DE LA CIMENTACION ANALIZADA :
REPRESENTACION DE TODO EL CONJUNTO, CIMENTACION MIXTA.

LARGO : 18.0 m
ANCHO : 8.70 m
NIVEL DE DESPLANTE : 1.80 m
No. DE PILOTES : 24
NIVEL DE DESPLANTE : 21
Qt DE TODOS LOS PILOTES : 1014.2388
NIVEL DEL EJE NEUTRO : 13 m
PUNTO : MEDIO DEL CUERPO INDEPENDIENTE.

ESTRATO	Z (m)	ALFA (cm ³ /kg)	D TAO (kg/cm ²)	D H (cm)
12.60-15.	13.8	21.62181	-0.2462261	-5.32
15.00-16.	15.9	20.68774	-0.14165	-2.93
16.80-19.	18	0.192	0.0224	0.00
19.20-24.	21.6	23.78	0.37129	8.83
24.00-28.	26.25	0.225	0.25081	0.06
28.50-32.	30.6	37.71449	0.1897	7.15
32.70-37.	35.1	51.04225	0.14918	7.61

				15.404659

TABLA E-3

CALCULO DE ASENTAMIENTOS
EXTREMO CONTACTO

CARACTERISTICAS DE LA CIMENTACION ANALIZADA :
REPRESENTACION DE TODO EL CONJUNTO, CIMENTACION MIXTA.

LARGO : 18.0 m
ANCHO : 8.70 m
NIVEL DE DESPLANTE : 1.80 m
No. DE PILOTES : 24
NIVEL DE DESPLANTE : 21
Qt DE TODOS LOS PILOTES : 1014.2388
NIVEL DEL EJE NEUTRO : 13 m
PUNTO : MEDIO DEL CUERPO INDEPENDIENTE.

ESTRATO	Z (m)	ALFA (cm ³ /kg)	D TAO (kg/cm ²)	D H (cm)
12.60-15.	13.8	21.62181	-0.17446	-3.77
15.00-16.	15.9	20.68774	-0.10019	-2.07
16.80-19.	18	0.192	0.0162335	0.00
19.20-24.	21.6	23.78	0.26935	6.41
24.00-28.	26.25	0.225	0.18855	0.04
28.50-32.	30.6	37.71449	0.14521	5.48
32.70-37.	35.1	51.04225	0.11587	5.91

11.996625
Pag. 185

TABLA E-4

CALCULO DE ASENTAMIENTOS

PUNTO EXTREMO DE NO CONTACTO

CARACTERISTICAS DE LA CIMENTACION ANALIZADA :

REPRESENTACION DE TODO EL CONJUNTO, CIMENTACION MIXTA.

LARGO : 18.0 m

ANCHO : 8.70 m

NIVEL DE DESPLANTE : 1.80 m

No. DE PILOTES : 24

NIVEL DE DESPLANTE : 21

Qt DE TODOS LOS PILOTES : 1014.2388

NIVEL DEL EJE NEUTRO : 13 m

PUNTO : MEDIO DEL CUERPO INDEPENDIENTE.

ESTRATO	Z (m)	ALFA (cm ³ /kg)	D TAO (kg/cm ²)	D H (cm)
12.60-15.	13.8	21.62181	-0.16371	-3.56
15.00-16.	15.9	20.66774	-0.09276	-1.92
16.80-19.	18	0.192	0.01403	0.00
19.20-24.	21.6	23.78	0.24813	5.90
24.00-28.	26.25	0.225	0.20406	0.05
28.50-32.	30.6	37.71449	0.17118	6.46
32.70-37.	35.1	51.04225	0.13969	7.13

				14.076496

TABLA L-1

CALCULO DE EMPUJES ACTIVOS

ESTRATO	H (m)	GAMA (Ton/m ²)	COHESION (Ton/m ²)	FI (grados)
0.0-1.2	1.2	1.43	2	0
1.2-1.8	0.6	1.28	4	20

GAMA*H	SUMGAMA*H	Ka1/2	Ka	Ea	Z (m)
1.716	1.716	1	1	-2.5	0
0.768	2.484	0.70020754	0.4902906	-0.784	-1.2
0	2.484	1	1	-4.0248857471224	-1.2
0	2.484	1	1	-3.6483425589599	-1.8
				3.984	1.8

TABLA M-1

CALCULO DE ALTURA CRITICA "Hc" SOBRECARGA = 1.5 Ton/m²

ESTRATO	GAMA	Ka/2	qKa-2c	Ka1/2	Hc (m)	H' (m)
	0.715		-2.5	3.4965035	2.3310023310023	
	0.313786	-4.0248857		12.82685	8.5512333895176	

DIAGRAMA DE EMPUJES ACTIVOS

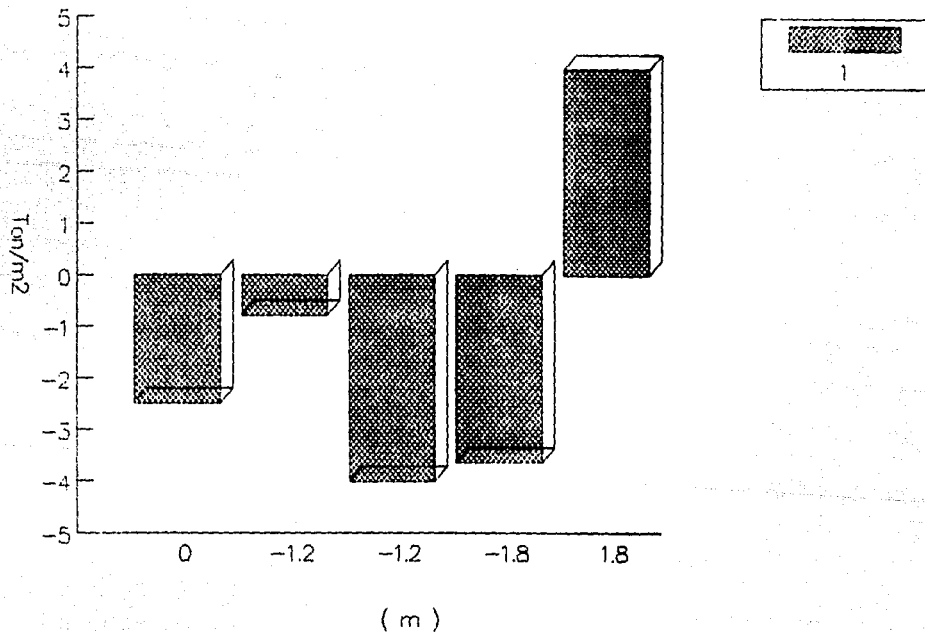


TABLA N-1

CALCULO DE EXPANSIONES ELASTICAS DURANTE EL PROCESO DE EXCAVACION

CIMENTACION: MIXTA CON UN NIVEL DE DESPLANTE DF=1.80 m, 18.0*7.7m

CONSIDERACIONES: SE CONSIDERA LA EXCAVACION DEL AREA TOTAL DE CADA EDIFICIO.

$$DH \text{ expansión} = qBI(1 - \nu^2) / E$$

DATOS: E=40 Kg/cm²
q=2.6 ton/m² = 0.26Kg/cm²
B=ancho= 770cm
Nu=0.3

	CENTRO	ESQUINA	PROMEDIO
DH (cm)	7.2609	3.6505	6.1928

POR LO TANTO NO EXISTE NINGUN PROBLEMA.

BIBLIOGRAFIA

Ralph B. Peck, Walter E. Hanson, Thomas H. Thornburn
Ingeniería de Cimentaciones, 2a. Edición,
México, Editorial Limusa, 1988.

L. Don Lét, Sheldon Judson
Fundamentos de Geología Física, 1a. Edición,
México, Editorial Limusa, 1975.

Colegio de Ingenieros Civiles de México (CAP),
Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de
Construcción para el D.F.
México, 1988

Juárez Badillo, Alfonso Rico,
Mecánica de Suelos, Tomo I,
México, 1984

Juárez Badillo, Alfonso Rico,
Mecánica de Suelos, Tomo I,
México, 1984

Cazares Laura,
Técnicas Actuales de Investigación Documental, 2a. Edición,
México, Editorial Trillas, 1987