



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES

CAMPUS ARAGON

ESTUDIO MECANICO DE SUELOS PARA LA AMPL. DE 2 NAVES INDUSTRIALES LOCALIZADAS EN AV. SN. DIEGO # 1 ESQ. 5 DE FEBRERO COL. CARRILLO PUERTO EN LA CIUDAD DE QUERETARO, QRO.

290226

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE: INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A:

CASTILLO MARTINEZ MAURICIO R.

A S E S O R D E T E S I S :

INGENIERO: GABRIEL ALVAREZ BAUTISTA



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

5



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES

CAMPUS ARAGON

ESTUDIO MECANICO DE SUELOS PARA LA AMPL. DE 2 NAVES INDUSTRIALES LOCALIZADAS EN AV. SN. DIEGO # 1 ESQ. 5 DE FEBRERO COL. CARRILLO PUERTO EN LA CIUDAD DE QUERETARO, QRO.

290226

TESIS

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE: INGENIERO CIVIL

PRESENTA:

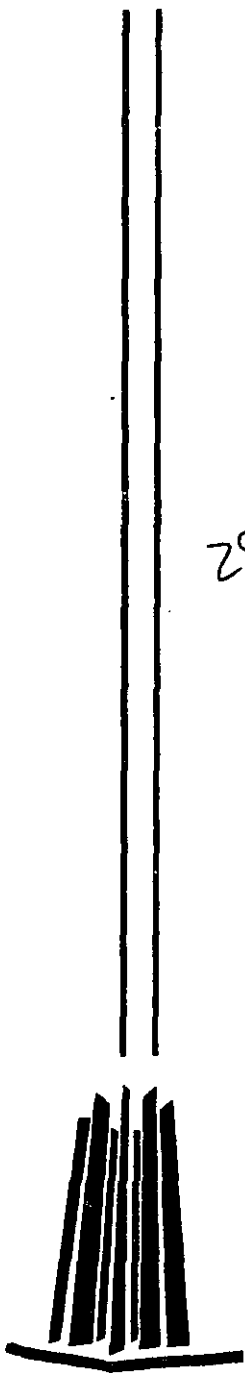
CASTILLO MARTINEZ MAURICIO R.

ASESOR DE TESIS:

INGENIERO: GABRIEL ALVAREZ BAUTISTA

MEX. D.F.

2001



*Hoy te doy gracias, Señor
Por la luz y por el día
Y por mis ratos de dolor
Y por toda mi alegría
Por los padres que me diste
Y también por mis hermanos
Por lo que de mi ser hiciste
Y por mis sueños logrados
Por los que mucho me aman
Por los que nada me quieren
Por los que feliz me aclaman
Por los que a veces me hieren
Por la dicha, por la paz
Por la vanidad y el amor
Por todo cuanto me das
Te doy las gracias, Señor.*

PEDIR POR PEDIR

*A Dios le pedí fuerzas
para grandes logros....
Me hizo débil para aprender.
Le pedí salud
para hacer cosas grandes....
Me dio enfermedad para poder hacer cosas buenas.
Le pedí riquezas
para poder ser feliz....
Me dio pobreza para poder ser sabio.
Le pedí poder
para obtener alabanzas....
Me dio debilidad para sentir necesidad de Dios.
Le pedí todo
para poder disfrutar de la vida....
Me concedió vida para poder disfrutar de todo.
Le pedí lujos y fama....
Me concedió amigos y amor.
Dios mío, a pesar de
Pedir por Pedir....
Aún las cosas y peticiones que no hice
Me fueron concedidas.
Gracias Dios mío.*

Mis más sinceros agradecimientos:

A Dios por haberme dado la vida,
por todas las cosas buenas y
malas que he vivido, porque de
ambas aprendí algo. Ojalá se
pudieran repetir para seguir
aprendiendo. Mil gracias por todo.

A mi Padre, **Rafael Castillo Arteaga**,
por el esfuerzo realizado para
sacarme adelante, por creer en mí,
por apoyarme para lograr
este sueño juntos.

A mi Madre, **Myrna L. Martínez Sánchez**.
por su preocupación y sus ratos de
desvelo, por sus llamadas de atención en
el momento justo, por apoyarme y creer
en mí, pero sobre todo por darme la vida.

A mis demás familiares y amigos: es difícil
expresar con palabras lo que siento en este
momento y no quiero que se sientan por no
haberlos mencionado. Gracias por sus ratos
de desvelo, por compartir buenos y malos
momentos conmigo, por su apoyo y por creer
en mí. A ustedes también les debo el haber
cumplido con una de mis metas; espero la
sientan como suya

A la Fam. **González Sánchez**, gracias a todos
y cada uno de ustedes por la confianza
depositada en mí, por todo el apoyo que he
recibido de su parte, por su Amistad,
por creer en mí, por su ayuda en los
momentos difíciles, porque de alguna u otra
forma contribuyeron conmigo para conseguir esto.

A la Fam. **Delgado Castillo**, por su gran
ayuda y apoyo, por creer en mí;
quiero compartir con ustedes
este momento.

Al Ing. **Gabriel Álvarez Bautista**, por su
ayuda en la realización de esta Tesis, por
haber compartido sus conocimientos conmigo,
por enseñarme a superarme día con día y por
creer en mí, sin su ayuda esto hubiera sido
más difícil.

A la **UNAM** y a la **ENEP Aragón**, por los
conocimientos que me han brindado durante
el paso por esta institución, por permitirme
forjarme como profesionista y ser humano
quedando en sus aulas y pasillos recuerdos
memorables.



UNIVERSIDAD NACIONAL
AVENIDA DE
MEXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
ARAGÓN
DIRECCION

MAURICIO R. CASTILLO MARTÍNEZ
PRESENTE.

En contestación a la solicitud de fecha 5 de abril del año en curso, relativa a la autorización que se le debe conceder para que el señor profesor, Ing. GABRIEL ALVAREZ BAUTISTA pueda dirigirle el trabajo de tesis denominado, "ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS PARA LA AMPL. DE 2 NAVES INDUSTRIALES LOCALIZADAS EN AV. SN. DIEGO # 1 ESQ. 5 DE FEBRERO, COL. CARRILLO PUERTO; EN LA CD. DE QUERÉTARO, QRO.", con fundamento en el punto 6 y siguientes, del Reglamento para Exámenes Profesionales en esta Escuela, y toda vez que la documentación presentada por usted reúne los requisitos que establece el precitado Reglamento; me permito comunicarle que ha sido aprobada su solicitud.

Aprovecho la ocasión para reiterarle mi distinguida consideración.

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARÁ EL ESPÍRITU"
San Juan de Aragón, México, 14 de abril de 1999
EL DIRECTOR

Lic. CARLOS EDUARDO LEVY VAZQUEZ



c c p Secretaría Académica.
c c p Jefatura de la Carrera de Ingeniería Civil.
c c p Asesor de Tesis.

CELV/AIR/MCA/lla.

**ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS PARA LA AMPLIACIÓN DE 2 NAVES
INDUSTRIALES LOCALIZADAS EN AV. SAN DIEGO # 1 ESQ. 5 DE FEBRERO,
COL. CARRILLO PUERTO EN LA CIUDAD DE QUERÉTARO, QRO.**

INDICE

INTRODUCCIÓN

III

**CAPÍTULO 1
ANTECEDENTES**

| | |
|--|----------|
| 1. ANTECEDENTES | 2 |
| 1.1 Cimentaciones en suelos susceptibles de colapso y en suelos expansivos | 2 |
| 1.1.1 Consideraciones generales | 2 |
| 1.2 Cimentaciones en suelos susceptibles de colapso | 4 |
| 1.2.1 Identificación de suelos colapsables | 4 |
| 1.2.2 Comportamiento de estructuras en suelos colapsables | 5 |
| 1.2.3 Proyecto de cimentaciones en suelos colapsables | 5 |
| 1.2.4 Cimentaciones sobre suelos colapsables sujetos a humedecimiento | 7 |
| 1.3 Cimentaciones en suelos expansivos | 8 |
| 1.3.1 Identificación de suelos expansivos | 8 |
| 1.4 Pruebas de expansión | 9 |
| 1.5 Proyecto de cimentaciones en suelos expansivos | 11 |
| 1.6 Contracción | 15 |
| 1.7 Suelos expansivos | 16 |
| 1.8 Criterios de clasificación | 17 |
| 1.9 Determinación de los índices de expansión C_s , o recompresión C_r . | 19 |
| 1.10 Selección de la cimentación | 19 |
| 1.11 Estabilización del suelo | 20 |
| 1.12 Procedimientos constructivos especiales | 21 |
| 1.13 Método de la doble consolidación | 24 |
| 1.14 Presión de expansión | 27 |
| 1.15 Estabilización de suelos expansivos | 29 |

**CAPÍTULO 2
EXPLORACIÓN Y MUESTREO DEL SUBSUELO.**

| | |
|---|-----------|
| 2. EXPLORACIÓN Y MUESTREO DEL SUBSUELO | 37 |
|---|-----------|

**CAPÍTULO 3
PRUEBAS DE LABORATORIO**

| | |
|----------------------------------|-----------|
| 3. PRUEBAS DE LABORATORIO | 39 |
|----------------------------------|-----------|

CAPÍTULO 4
CARACTERÍSTICAS ESTRATIGRÁFICAS Y FÍSICAS DEL SUBSUELO

| | |
|---|----|
| 4. CARACTERÍSTICAS ESTRATIGRÁFICAS Y FÍSICAS DEL SUBSUELO | 42 |
|---|----|

CAPÍTULO 5
ANÁLISIS DE CIMENTACIÓN

| | |
|---|----|
| 5. ANÁLISIS DE CIMENTACIÓN | 47 |
| 5.1 Determinación de la capacidad de carga | 49 |
| 5.2 Dimensionamiento de las zapatas | 51 |
| 5.3 Estado límite de falla en condiciones estáticas | 53 |
| 5.4 Estado límite de falla en condiciones dinámicas | 54 |
| 5.5 Estado límite de servicio | 55 |
| 5.6 Procedimiento constructivo | 56 |
| 5.7 Revisión de la cimentación de la prensa | 59 |

CAPÍTULO 6
ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE LOS MUROS DE CONTENCIÓN

| | |
|---|----|
| 6. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE LOS MUROS DE CONTENCIÓN | 62 |
| 6.1 Empuje sobre los muros de contención | 62 |
| 6.2 Estabilidad de los muros de contención | 66 |
| 6.2.1 Revisión por volteo | 66 |
| 6.2.2 Revisión por capacidad de carga | 68 |
| 6.2.3 Revisión por deslizamiento | 70 |

CAPÍTULO 7
DISEÑO DEL PISO DE LAS NAVES Y DEL PAVIMENTO DE LA VIALIDAD EXTERIOR

| | |
|---|----|
| 7. DISEÑO DEL PISO DE LAS NAVES Y DEL PAVIMENTO PARA LA VIALIDAD EXTERIOR | 73 |
| 7.1 Características de la subrasante | 75 |
| 7.2 Diseño del pavimento | 76 |
| 7.3 Procedimiento constructivo de la plataforma de materiales mejorados | 83 |
| 7.4 Procedimiento constructivo del terraplén | 86 |

CAPÍTULO 8
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

| | |
|-----------------------------------|----|
| 8. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES | 91 |
|-----------------------------------|----|

| | |
|--------------|----|
| BIBLIOGRAFÍA | 95 |
|--------------|----|

INTRODUCCION.

Debido al acelerado desarrollo de la población y a la necesidad del crecimiento de algunas industrias y empresas; sea cual sea su ámbito de desempeño se ven obligadas a buscar desarrollarse, y requieren establecer sucursales en todo el país con el fin de satisfacer la demanda requerida de sus productos, aunque en la búsqueda de lugares donde tratar de llevar a cabo dicho desarrollo se les presentarán algunas dificultades en cuanto a la ubicación de este; una vez encontrado el lugar en el cual se asentarán se efectuará un Estudio de Mecánica de Suelos que permita establecer los lineamientos que se deberán seguir para garantizar la estabilidad de las estructuras proyectadas; tal es el caso de la empresa ITAL GRES S.A. de C.V. que realizó un estudio que se presenta en esta tesis.

Este estudio de Mecánica de Suelos tiene como finalidad principal el determinar la alternativa de cimentación más adecuada para las estructuras de interés; la cimentación estará basada en los resultados de la exploración y muestreo que comprende el mencionado estudio realizado en el sitio de interés, así como en las propiedades mecánicas de los materiales, determinadas mediante pruebas de campo y laboratorio.

El sitio de interés que se tomó como ejemplo se ubica en la Avenida San Diego # 1, esquina 5 de Febrero, en la Colonia Felipe Camillo Puerto, en la Ciudad de Querétaro, Qro, la cual tiene proyectada la ampliación de sus instalaciones en un área donde los materiales no son estables y se tiene información de la existencia de arcillas expansivas que no son propicias para realizar una obra de esta magnitud o cualquier construcción en general. Por tal motivo se requiere de un Estudio de Mecánica de Suelos, de donde se obtendrán resultados y con los cuales se establecerán las recomendaciones generales para la construcción de la alternativa de cimentación que se juzgue más adecuada.

Con el objetivo de tener un panorama general de los problemas que podrían presentarse en suelos de este tipo se presentan a continuación algunos conceptos básicos para poder comprender los temas incluidos dentro de este texto.

CAPÍTULO 1



ANTECEDENTES

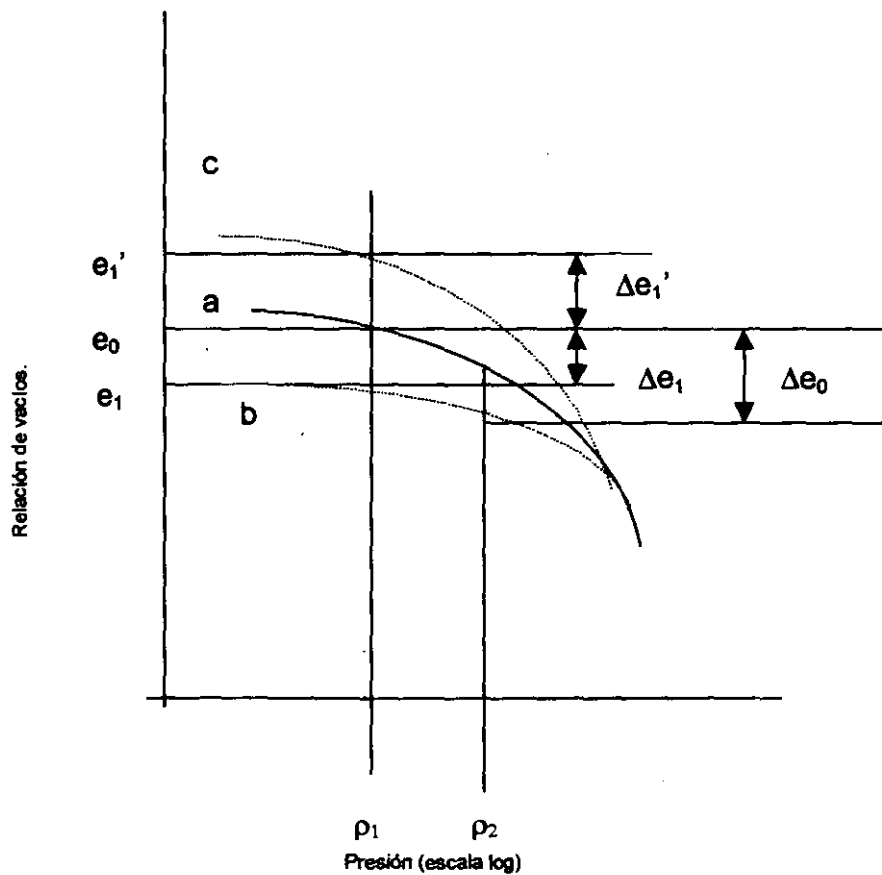


1. ANTECEDENTES

1.1 CIMENTACIONES EN SUELOS SUSCEPTIBLES DE COLAPSO Y EN SUELOS EXPANSIVOS.

1.1.1 CONSIDERACIONES GENERALES.

Algunos suelos, aunque se encuentran sujetos a cargas externas constantes, presentan grandes cambios de volumen al cambiar su contenido de agua. Las posibilidades se indican en la siguiente figura, la cual representa los resultados de un par de pruebas en el aparato para consolidación, en muestras inalteradas idénticas.



Capítulo 1 ANTECEDENTES

1.2.2 COMPORTAMIENTO DE ESTRUCTURAS EN SUELOS COLAPSABLES.

En localidades semiáridas, los muros exteriores de las estructuras ligeras, tales como casas y pequeños edificios comerciales, probablemente sufran asentamientos excesivos y desiguales cuando se rieguen plantas o pasto. El agrietamiento de las estructuras se produce frecuentemente y se hace más pronunciado al elevarse la humedad del suelo sobre la que prevalecía en el lugar.

1.2.3 PROYECTO DE CIMENTACIONES EN SUELOS COLAPSABLES.

Los suelos residuales colapsables o los que tienen un origen aluvial, probablemente sean más heterogéneos que el loes. Por lo tanto pueden ser necesarias algunas investigaciones para tener la seguridad de que no incurrirán en alguna inclinación o un asentamiento diferencial excesivo, aunque la carga sea concéntrica con la cimentación.

Si los asentamientos de una estructura apoyada en zapatas o losas va a ser muy grande, las cargas pueden transferirse a un estrato más adecuado o el suelo puede compactarse. Como los suelos susceptibles de colapso cuando no están mojados son ligeramente cohesivos, las pilas pueden perforarse y acompañarse en sus extremos inferiores fácilmente. La conveniencia de usar cimentaciones de éste tipo, depende de la naturaleza del contacto con el estrato resistente. Bajo el loes, el contacto puede estar bien definido, y las propiedades y profundidad del material inferior puede juzgarse fácilmente. Por otra parte, los suelos residuales

Capítulo 1 ANTECEDENTES

pueden presentar una transición gradual e irregular, lo que requiere una valuación del material debajo de la pila en el momento de hacer la excavación. Cabe mencionar que si las irregularidades son demasiado grandes, pueden resultar poco prácticas las cimentaciones con pilas.

Pueden hincarse pilotes a través de suelo susceptible de colapso para apoyarse en material más resistente, o bien, usarse para compactar el suelo y reducir su compresibilidad.

Si la transición es abrupta, como debajo del loes, la penetración para obtener un buen apoyo, se facilita con el uso de pilotes de fuste recto o de tipos que desalojen poco volumen. Por otra parte, las transiciones irregulares y graduales como en los suelos residuales sobre rocas débiles y solubles, exigen pilotes que tengan de preferencia suficiente conicidad para desarrollar fricción intensa y buen apoyo en su parte inferior; en los que pueda ajustarse con facilidad a las grandes variaciones inevitables de la profundidad de hincado.

Si los esfuerzos en el suelo, a una profundidad determinada bajo la estructura, no exceden de P_{cr} no hay necesidad de extender los pilotes debajo de la profundidad, siempre que el material que sobreyace se compacte al grado que forme una losa natural; esto puede lograrse por medio de pilotes de compactación, como los utilizados en arena suelta; éstos pilotes deben desalojar un volumen máximo de suelo; los pilotes con mucha conicidad pueden producir la compactación deseada a la profundidad requerida.

Capítulo 1 ANTECEDENTES

1.2.4 CIMENTACIONES SOBRE SUELOS COLAPSABLES SUJETOS A HUMEDECIMIENTO.

Si no se puede excluir la posibilidad de humedecimiento y si el asentamiento consecuente fuera excesivo, la cimentación debe desplantarse debajo de la zona de colapso potencial, o también, el colapso debe provocarse antes de construir la estructura.

Los pilotes están sujetos al requisito adicional de que deben hincarse contra la resistencia del suelo seco, hasta que tengan la capacidad adecuada en el estrato resistente. Puede resultar ventajoso y económico hincar los pilotes en excavaciones previamente efectuadas de un diámetro un par de centímetros inferior, al diámetro de los pilotes.

Si la estructura se apoya en cimentaciones profundas, el humedecimiento posterior puede producir asentamientos del terreno alrededor de la estructura, en los que las conexiones de las instalaciones, banquetas y drenes quedarían sujetos a las distorsiones correspondientes. Los tipos de construcción especificados deben ser capaces de soportar las distorsiones con el mínimo daño. Los pisos apoyados en suelos pueden también sufrir asentamientos. Por lo tanto, a los pisos se les proporciona un apoyo estructural.

Ocasionalmente, pueden resultar adecuados tratamientos especiales. Por ejemplo, en las arenas eólicas muy finas que aparecen en algunas zonas, se han obtenido con éxito estabilizaciones, inundando las cepas de cimentación para habitaciones con una solución de silicato de sodio y de cloruro de calcio, que al infiltrarse en el subsuelo, reacciona para crear una arenisca blanda capaz de resistir el colapso por humedecimiento.

Capítulo 1 ANTECEDENTES

1.3 CIMENTACIONES EN SUELOS EXPANSIVOS.

1.3.1 IDENTIFICACION DE LOS SUELOS EXPANSIVOS.

Debe distinguirse entre los suelos que tienen facultad de expandirse y los que realmente presentan características expansivas en el campo. Los suelos que tienen pocas facultades o ninguna para expandirse, no lo harán en ninguna circunstancia. Por otra parte los suelos con elevada capacidad para expandirse pueden o no hacerlo; su comportamiento depende de la condición física del material al principio de la construcción, y de los cambios de esfuerzo y humedad a los que se sujeten.

El término suelos expansivos, implica no solamente la tendencia a aumentar de volumen cuando aumenta el contenido de agua, sino también la disminución de volumen o contracción si el agua se pierde.

De una manera general, el potencial expansivo de un suelo se relaciona con su índice de plasticidad como se muestra en la tabla siguiente:

| Potencial de expansión | Índice de plasticidad |
|------------------------|-----------------------|
| Bajo | 0-15 |
| Medio | 10-35 |
| Alto | 20-55 |
| Muy alto | 35 ó más |

El hecho de que un suelo con elevado potencial de expansión, se expanda en la realidad depende de varios factores. El de mayor importancia es la diferencia entre la humedad de campo en el momento de la construcción y la humedad de

Capítulo 1 ANTECEDENTES

equilibrio se alcanzará finalmente con la estructura terminada. Si la humedad de equilibrio es considerablemente mayor que la humedad de campo, y si el suelo tiene una elevada capacidad de expansión, puede ocurrir esta en alto grado, evidenciada por el levantamiento del suelo o la estructura, o por el desarrollo de grandes presiones de expansión. Si la humedad de equilibrio es más baja que la humedad de campo, el suelo no se expandirá, sino, por el contrario, se contraerá. Un segundo factor es el grado de compactación del suelo, si está en un terraplén, o el grado de preconsolidación, si es un material inalterado. Una compactación relativamente elevada o una presión previa por sobrecarga, favorecen la expansión cuando puede aumentar el contenido de agua. Un tercer factor es el esfuerzo al que el material quedará sujeto, después que la construcción se termine. Cuando menor sea la carga aplicada, mayor será la expansión.

La influencia de éstos y de varios otros factores, introduce grandes incertidumbres en la predicción del comportamiento de los suelos en lo referente a expansión. La experiencia local es la mejor guía. Las pruebas de expansión realizadas en condiciones que simulen lo mejor posible las condiciones previstas, pueden proporcionar también útiles informaciones.

1.4 PRUEBAS DE EXPANSION.

Las dificultades prácticas para obtener muestras idénticas para la prueba doble de consolidación han sido la causa de que se usen pruebas más sencillas, que dan resultados que pueden interpretarse más bien cualitativamente que cuantitativamente. Dos tipos de pruebas se conocen comúnmente como pruebas de expansión libre y pruebas de presión de expansión.

Capítulo 1 ANTECEDENTES

En las del primer tipo, se coloca una muestra en el anillo de consolidación tan ajustadamente como sea posible y con el contenido de agua que se prevé para el suelo en el momento de la construcción; esa muestra se sujeta a una pequeña presión vertical, del orden de 70 gr. por cm^2 . Las piedras porosas que se colocan arriba y debajo de la muestra deben haberse secado al aire al iniciar la prueba. Después se permite el paso de agua a la muestra a través de esas piedras y se mide su expansión vertical como función del tiempo, hasta que prácticamente cesa. El aumento de espesor, expresado como porcentaje del espesor original, se designa como expansión y es la medida del máximo porcentaje de aumento en volumen, que puede esperarse que experimente el material como consecuencia del aumento de su contenido de agua. Un cambio de volumen menor que 1.5 % se considera muy bajo; entre 1.5 y 5 %, medio; entre 5 y 25 %, alto y superior a 25 %, muy alto.

La prueba de presión de expansión se efectúa con un equipo semejante, pero impidiendo la expansión vertical al humedecerse la muestra. La fuerza necesaria para impedir la expansión se determina como función del tiempo. La presión de expansión que se obtenga al final es la medida de la fuerza máxima por unidad de área que pueda producir el suelo en las condiciones de expansión extrema. Las presiones de expansión inferiores a 2 ton/m^2 se consideran bajas; presiones superiores a 200 ton/m^2 se encuentran ocasionalmente.

Los resultados de todas las pruebas de expansión son, si acaso, toscas aproximaciones, parcialmente debido a los cambios inevitables en la humedad y en la estructura de los suelos durante los sondeos, muestreo y manejo en el laboratorio. Por ejemplo, las muestras alteradas tomadas hincando un muestreador de paredes gruesas en el terreno, pueden ser más compactas que el suelo en el lugar y, en consecuencia, pueden expandirse más que el material sin

Capítulo 1 ANTECEDENTES

alterar. Sin embargo, el mayor error que pueden tener las pruebas de expansión, probablemente provenga de la diferencia entre la humedad inicial y la humedad en el campo, en el periodo inicial crítico de la construcción, después de la cual, la expansión o la contracción será perjudicial a la estructura.

1.5 PROYECTO DE CIMENTACIONES EN SUELOS EXPANSIVOS.

Pueden usarse tres métodos generales para reducir o evitar los efectos de la expansión. Estos son aislar la estructura de los materiales expansivos; proyectar una estructura que soporte sin daño la expansión y; la eliminación de la expansión. Se utilizan los tres procedimientos, ya sea aisladamente o en combinación, pero el primero es el más difundido.

Como los suelos expansivos son usualmente firmes y no contienen agua libre, frecuentemente son un excelente terreno en el que puedan hacerse perforaciones para desplantar pilas a profundidades debajo de la zona de cambios estacionales. Donde los problemas de expansión sean agudos, se ha venido haciendo costumbre, incluso para apoyar viviendas familiares, construir pilas coladas en el lugar, mismas que terminan en campanas y funcionan como anclas en materiales que no están sujetos a movimientos estacionales importantes. El concreto con el que se llenan las perforaciones se refuerza en toda su longitud, incluyendo el tramo de la campana, debido a que el suelo situado arriba, probablemente produzca una subpresión y cree fuerzas de tensión en las pilas. Las pilas se unen a contratraves de concreto reforzado que, a su vez, soportan toda la estructura, incluyendo los pisos. Como la presión del suelo expansivo contra el lecho inferior de las contratraves, o contra los pisos en contacto con él, finalmente produce grandes fuerzas hacia arriba; deberán dejarse dispositivos para evitar el contacto

Capítulo 1 ANTECEDENTES

o para eliminar la transmisión de fuerzas de compresión cuando se produzca la expansión. Este requisito usualmente se satisface empleando moldes de cartón o de otro material quebradizo, sobre el cual se pueda colar el concreto, pero que se rompa a cargas solamente un poco mayores que el peso del concreto fresco.

Aún cuando las contratraves y pisos de una estructura no estén sujetos a fuerzas de subpresión, el suelo expansivo tiende a sujetar los fustes de las pilas y a levantarlos. La fuerza en la unión del fuste y la campana puede alcanzar un valor de:

$$Q_{subpresión} = \pi d L c_a$$

Donde d y L son, respectivamente, el diámetro y la longitud del fuste, y c_a es la adherencia entre el suelo y el fuste.

La cimentación deberá distribuirse de manera que cada pila soporte la carga muerta máxima posible; y las presiones en el suelo para las cargas en la base de la pila, deberán aplicarse sólo con el factor de seguridad mínimo aceptable; de esta manera, las presiones en la base se utilizan en todo lo posible para contrarrestar la tendencia a la expansión. Si existe la probabilidad de que ocurra la expansión antes de que se aplique la carga muerta de la superestructura, deberá utilizarse un factor de seguridad cuando menos de 1.0 para calcular el riesgo de que se levante la pila que no se ha cargado.

La adherencia entre el suelo y la pila puede reducirse, haciendo las perforaciones de un diámetro 10 cm. mayor que la del cuerpo, excavando y colando la campana y finalmente ademando dicho cuerpo con molde de cartón. El espacio entre el

Capítulo 1 ANTECEDENTES

molde y la perforación puede llenarse con vermiculita o con otros materiales que no tengan resistencia al esfuerzo cortante apreciable.

Las pilas coladas en el lugar tienen poca resistencia contra el desalojamiento lateral y no debe esperarse que reduzcan los movimientos de los deslizamientos en ladera, debidos a derrumbes o corrimientos.

Las estructuras capaces de permanecer inmunes y sin distorsión a pesar de estar apoyadas directamente en suelos expansivos, deben poseer gran resistencia y rigidez. Las estructuras muy pequeñas pueden proyectarse para satisfacer estos requisitos, manteniendo los esfuerzos dentro de los valores admisibles, aunque se haya supuesto que toda la estructura va a estar apoyada sólo en un área central igual a la mitad del área de la planta de la estructura o que va a estar apoyado solamente en la mitad periférica del área de su planta, excluyendo el área central. Evidentemente, el proyecto en esta forma da por resultado una construcción costosa. En la mayor parte de las estructuras grandes tiene poca ventaja económica, evitar cimentaciones de pilas u otras cimentaciones profundas, en vista del costo que tiene dar a la superestructura la resistencia y rigidez adicionales, requeridas para resistir la expansión desigual. Por lo tanto, rara vez vale la pena tratar de proyectar una estructura que soporte los efectos de la expansión.

El efecto perjudicial de la expansión en cualquier estructura puede reducirse en cierto grado, pero de ninguna manera eliminarse, rodeando la estructura de una banqueta impermeable, usualmente de un ancho de 4 ó 5 m. La banqueta altera el régimen de humedad a una distancia limitada fuera del edificio, de la misma manera a como se altera dentro. Por lo tanto, la diferencia de comportamiento en los bordes de la estructura se disminuye al mínimo. Debe esperarse que la

Capítulo 1 ANTECEDENTES

banqueta suba conforme el terreno se expanda. Deberá hacerse de preferencia de concreto asfáltico para reducir el agrietamiento; las grietas que aparezcan, así como las juntas alrededor de la estructura, deberán sellarse periódicamente, especialmente antes de la época de lluvias.

La eliminación de la expansión, puede efectuarse en principio de tres maneras: humedeciendo el terreno previamente hasta que la humedad tenga un valor igual al de equilibrio; tratando que las cargas hacia abajo sean iguales o excedan las presiones producidas por la expansión o bien, impidiendo la expansión químicamente.

El humedecimiento previo por inundación de la zona de construcción rara vez es efectivo, debido al largo tiempo que se necesita para la penetración de la humedad a cualquier profundidad grande, y por la falta de uniformidad de la penetración en las condiciones de campo. Por lo tanto, el procedimiento no es recomendable. Por otra parte, si se va a usar arcilla potencialmente expansiva como relleno sobre todo el lugar de la obra, la compactación por medio de un equipo relativamente ligero, con una humedad superior a la óptima puede reducir mucho la expansión. El grado de compactación no debe exceder de 95% del máximo de la prueba Proctor estándar.

La estabilización química de los suelos expansivos por la adición de cal puede ser notablemente efectiva, si la cal puede mezclarse íntimamente con el suelo y compactarse aproximadamente con la humedad óptima. El porcentaje adecuado, que usualmente varía de 3 a 8, se estima por medio de pruebas para determinar el pH, y se comprueba por compactación, curado y la ejecución de pruebas de muestras en el laboratorio. La cal tiene el efecto de reducir la plasticidad del suelo y, por lo tanto, su potencial de expansión. La necesidad de hacer una mezcla

Capítulo 1 ANTECEDENTES

Íntima, restringe la aplicabilidad general de la estabilización con cal de los terraplenes. En algunos lugares, la inyección a presión de lechada de cal en arcillas muy fisuradas, parece crear en la arcilla fragmentos de una película estabilizada, que impide a la humedad entrar en los fragmentos y producir la expansión.

1.6 CONTRACCION.

Asentamientos diferenciales, casi inversos a los encontrados en las regiones semiáridas están asociados a la presencia de suelos de elevada capacidad de expansión en regiones más húmedas. Probablemente la humedad natural de los suelos sea elevada al hacer la construcción. Después de completarla, la presencia de los edificios favorece el secado de los suelos, en los que ocurre contracción, y permite que los pisos apoyados en los suelos y, algunas veces, las cimentaciones, se asienten.

Las raíces de los árboles pueden extraer una cantidad sorprendentemente grande de agua durante la estación de su crecimiento y pueden llegar a producir asentamientos locales y agrietamiento de las estructuras cercanas. La influencia de los árboles puede no ser importante o aparente en los años de precipitación normal o casi normal, pero en los periodos de sequía puede adquirir mayor importancia. En realidad, las sequías prolongadas de dos o tres años, aún en regiones de suelos moderadamente expansivos, pueden producir una contracción severa en el suelo y asentamientos diferenciales de las estructuras que no habían tenido daños en un periodo anterior de varias décadas. Asociado al asentamiento y a la contracción puede haber intenso agrietamiento correspondiente de los edificios. Las grietas del terreno permiten una profunda penetración del agua, si

Capítulo 1 ANTECEDENTES

llueve y aumentan todavía más los asentamientos diferenciales. Además, las grietas de los edificios debidas a la contracción lateral, no tienden a cerrarse y en las siguientes estaciones secas agravan la situación. En regiones de inviernos suaves, la profundidad de la cimentación debe controlarse por los efectos de la contracción, en vez de los del congelamiento, si el subsuelo es arcilla con un moderado potencial de expansión, y si el clima normalmente húmedo puede interrumpirse por sequías severas durante años.

1.7 SUELOS EXPANSIVOS.

En suelos expansivos se tendrán fundamentalmente dos aspectos; determinar la plasticidad expansiva mediante la identificación y ensaye de los suelos y definir la alternativa de cimentación que resista o minimice los movimientos diferenciales factibles.

La expansividad de un suelo dependerá de las propiedades del suelo, de las condiciones ambientales del lugar y de las condiciones de carga a que se verá sujeto y de la variación y profundidad del NAF.

Las condiciones climáticas de la zona donde se tienen suelos susceptibles de ser expansivos se toman críticas en periodos de sequía prolongados en los que el suelo pierde gran cantidad de agua.

La cantidad y tipo de mineral arcilloso determinan el potencial expansivo de un suelo. Las arcillas montuoinínicas son las más susceptibles a la expansión.

Capítulo 1 ANTECEDENTES

- Límites de Consistencia: El límite Líquido y el Índice de Plasticidad dan una estimación satisfactoria del tipo de mineral. Los materiales montuoinínicos IP = 50 - 100 % y LL = 100 - 700 %; caolíniticos IP = 26 - 38 % y LL = 30 - 75 % (caolinitas : expansividad moderada).
- Contenido de Agua: Los suelos montuoinínicos tienen un contenido natural de agua cercano al límite plástico, son susceptibles de ser expansivos al saturarse o incrementar su contenido de agua.
- Peso Volumétrico: A mayor peso volumétrico natural mayor expansión en suelos arcillosos.
- Condiciones de Carga: Si la presión de expansividad es mayor que la presión de carga aplicada al suelo éste se expandirá pudiendo provocar movimientos verticales diferenciales si las condiciones de incremento de agua no son las mismas en todos los elementos de cimentación.

1.8 CRITERIOS DE CLASIFICACION.

- J.E. Jennings y R. Knight "The Prediction of total heave from the double consolidation test" South Africa Institution of Civil Engineers. Symposium on Expansive Clays (1957).: Ensayo de doble consolidación, una con la humedad natural y otra con el espécimen saturado. La diferencia de ordenadas en una gráfica e-log p, representa la expansión que puede sufrir a una presión dada.
- USBR. Toma en cuenta el peso volumétrico natural en el sitio, el contenido natural de agua y el límite líquido. El suelo para ser expansivo debe hallarse

Capítulo 1 ANTECEDENTES

bajo la línea B de la gráfica. Para la obtención de muestras inalteradas en suelos potencialmente expansivos deberá emplearse un procedimiento que no altere el contenido natural de agua del subsuelo.

- La evaluación de los movimientos diferenciales para una alternativa de cimentación convencional se efectúa evaluando las condiciones de máxima desecación y de máximo humedecimiento pero con condiciones de trabajo de la cimentación.

La estimación de los asentamientos diferenciales máximos puede llevarse a cabo considerando los casos extremos siguientes:

1. Cimentación construida al final de un periodo de sequía . Se considera que las condiciones prevalecientes bajo el centro de la construcción son las de máxima desecación y que las condiciones en la periferia de la misma se acercan a los de máximo humedecimiento durante el periodo de lluvias.
2. Cimentación construida al final de un periodo de lluvias. Se considerará entonces que las condiciones prevalecientes bajo la cimentación son las de máximo humedecimiento en el centro y las de máxima desecación en la periferia. Conviene observar que estos componentes son también representativos de los que se presentan a largo plazo durante los periodos de sequía independientemente del periodo en que se haya realizado la cimentación. En efecto las condiciones bajo el centro de la cimentación tienden con el tiempo hacia las condiciones de máximo humedecimiento.

Capítulo 1 ANTECEDENTES

1.9 DETERMINACION DE LOS INDICES DE EXPANSION C_s , O RECOMPRESION C_r .

1. Se saturará un espécimen inalterado en un consolidómetro, dejando que se expanda libremente bajo carga vertical prácticamente nula.
2. Se aplican incrementos de carga vertical al espécimen bajo cada una de las cuales se deja consolidar . Se interrumpe el proceso de carga al presentar el espécimen una relación de vacíos igual a la relación de vacíos inicial . El índice de recompresión es igual a la variación de la relación de vacíos por ciclo logarítmico de carga de la curva de compresibilidad obtenida.
3. Se descarga el espécimen siguiendo la secuencia de cargas inversa del paso anterior. El índice de expansión se obtiene a partir del tramo de descarga de la curva de compresibilidad así obtenida como variación de la relación de vacíos por ciclo logarítmico de descarga.
4. Se vuelve a cargar el espécimen hasta que en la curva de compresibilidad se defina con claridad la carga de preconsolidación.

1.10 SELECCIÓN DE LA CIMENTACION.

Las soluciones consisten en diseñar la cimentación y la estructura para que no sufra daños importantes al presentarse los movimientos diferenciales de la cimentación aplicando presiones que no rebasen la capacidad de carga del suelo y que minimicen su capacidad expansiva y rigidizando la estructura o estabilizando el suelo.

Capítulo 1 ANTECEDENTES

1.11 ESTABILIZACION DEL SUELO.

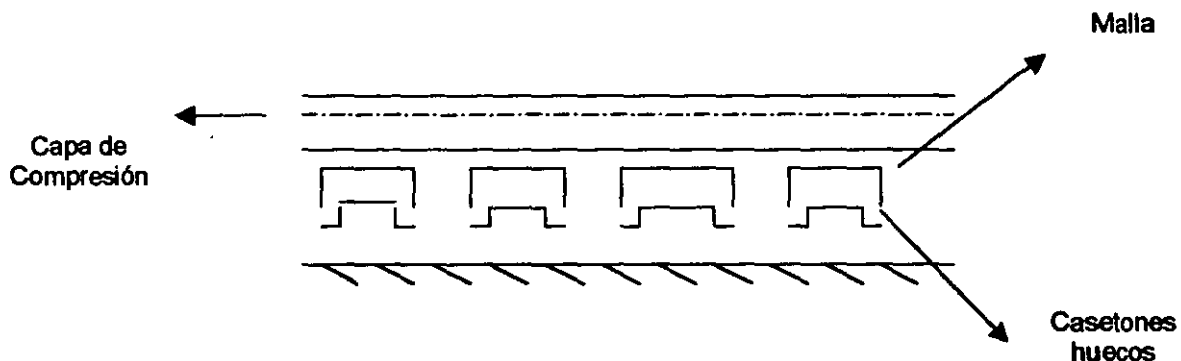
1. Remoción del suelo expansivo. Cuando el estrato de suelo expansivo es superficial y su espesor es reducido hasta 3 ft. (1.20 metros) conviene generalmente remover el suelo bajo el área por construir. El espacio así creado puede dejarse vacío o rellenarse con un material inerte compactado. Las conexiones de drenaje y abastecimiento de agua deben contar con tramos flexibles para soportar los movimientos diferenciales del área circundante respecto del área estabilizada.
2. Inundación previa de la zona de construcción. La inundación previa de la zona ha sido prescrita en ocasiones para reducir la magnitud de los movimientos diferenciales por deformación volumétrica del subsuelo. Se acelera en ésta forma la evolución de la zona central de la cimentación hacia el estado de máximo humedecimiento . Lo anterior no es suficiente para evitar movimientos diferenciales a menos que la periferia de la cimentación quede protegida contra cambios del contenido de agua. En la práctica éste método resulta problemático debido a que el periodo de inundación requiere más de un mes, provocando además un reblandecimiento del suelo que dificulta las operaciones de construcción. Un procedimiento alterno que puede tener beneficios intermedios es excavar a una profundidad de 10 cm. mayor a la de desplante elegido, colocar de inmediato una capa de granilla acuosa compactada al 90 % de su P.V.S.M., y saturarla manteniéndola en esas condiciones durante una o dos semanas y posteriormente colocar la capa de tepetate de apoyo de la losa de cimentación.

Capítulo 1 ANTECEDENTES

3. Tratamiento químico del subsuelo. La cal reduce generalmente el índice de plasticidad de los suelos altamente plásticos y en consecuencia su expansividad. La cal se emplea generalmente en forma hidratada y se mezcla con el suelo en proporciones de 4 a 8 % del peso del suelo tratado. Esta solución resulta poco económica para tratamiento de materiales in situ, pero es atractiva para la estabilización de rellenos compactados. La adición de cal y la compactación deben realizarse en un periodo lo más corto posible. La compactación debe hacerse con un contenido de agua mayor al óptimo y con un peso volumétrico moderado, del orden de 90 % P.V.S.M.
4. Mezcla de materiales granulares. Para lograr una mezcla estable la proporción del material granular debe ser mayor del 60 %.

1.12 PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS ESPECIALES.

1. Concentración de cargas. Al aplicar cargas altas al subsuelo de cimentación se reducen las variaciones volumétricas del mismo. Diferentes diseños tratan de aprovechar éste hecho reduciendo el área de contacto suelo-cimentación en fosas corridas.



Capítulo 1 ANTECEDENTES

El espacio dejado entre la losa de piso y el suelo permite la libre expansión del mismo.

2. **Desplante profundo.** Los suelos que se encuentran a una cierta profundidad bajo la superficie presentan generalmente cambios volumétricos menores que el material superficial puesto que se encuentran sujetos a cargas verticales debidas a los estratos superyacentes y están parcialmente protegidos contra los cambios climáticos. Al cimentar la estructura mediante zapatas desplantadas a profundidades donde la expansividad resulta moderada con una presión de contacto que la minimiza, o con pilotes a profundidades mayores cuando el espesor de los materiales de alta expansividad es impactante.
3. **Estructura rígida.** Dando una rigidez suficiente a la estructura es posible lograr que la construcción en su conjunto se mueva sin sufrir daños apreciables al presentarse los cambios volumétricos del subsuelo. Muros y losas reforzadas han sido empleados con gran éxito para éste fin.
4. **Estructura Flexible.** Una estructura muy flexible puede soportar movimientos diferenciales importantes (1-5 cm.) sin daños apreciables. Para lograr la flexibilidad requerida es posible recurrir a construcciones articuladas con juntas constructivas dispuestas de tal forma que los movimientos de cierre y abertura no rebasen 1.5 cm.

Los elementos constitutivos de la subestructura de cimentación deben diseñarse para soportar redistribuciones considerables de la presión de contacto estructura suelo y por lo tanto deben ser relativamente rígidos.

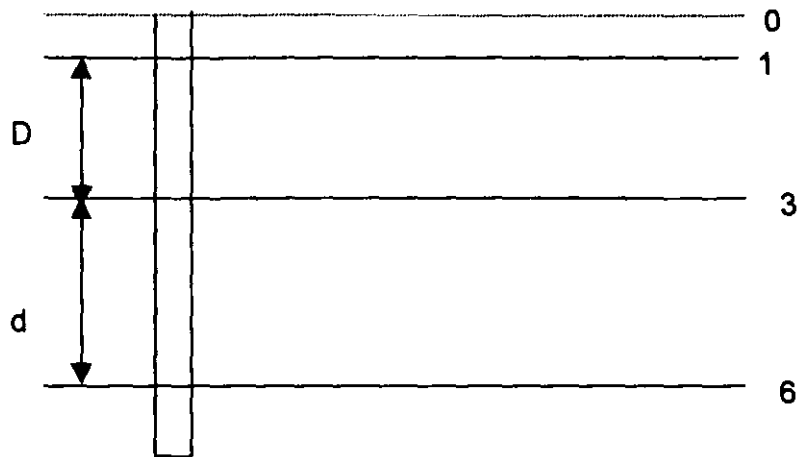
Capítulo 1 ANTECEDENTES

comportamiento definidos en la estratigrafía del subsuelo.

*Localizada en la curva corregida de contenido de agua natural.

Capítulo 1 ANTECEDENTES

1.14 PRESION DE EXPANSION.



$$U = 2\pi r t \mu (D - d)$$

$$2 \times 3.1416 \times 0.15 \times 0.10 (5 - 3) \times 15 = 2.82 \text{ ton.}$$

Radio de la pila = r

Profundidad de la zona de suelos no afectados por expansión = d

Longitud total de la pila ubicada en arcilla = D

Presión que anula la expansión = μ

Capítulo 1 ANTECEDENTES

Coeficiente de levantamiento entre el concreto y el suelo 15 % $\mu = t$

Fuerza de levantamiento = U

$$\omega = \pi r \rho + 2\pi r \delta d$$

ρ = Presión aplicada por la carga de la estructura

δ = Fuerza de adherencia

ω = Fuerza de resistencia al desplazamiento

d = Profundidad de la zona de suelos no afectados por la expansión

r = Radio de la pila

$$\omega = 3.1416 \times 0.10^2 \times 360 + 2 \times 3.1416 \times 0.10 \times 5 \times 3 = 122.42 \text{ ton.}$$

| | | | |
|------------|--|--------|---------|
| B = 0.15 m | $2 \times 3.1416 \times 5 \times 5 \times 0.07$ 5 | =11.80 | **4.71 |
| B = 0.20 m | $2 \times 3.1416 \times 5 \times 5 \times 0.10$ | =15.70 | **6.28 |
| B = 0.25 m | $2 \times 3.1416 \times 5 \times 5 \times 0.12$ 5 | =19.60 | **7.84 |
| B = 0.30 m | $2 \times 3.1416 \times 5 \times 5 \times 0.15$ | =23.50 | **9.40 |
| B = 0.35 m | $2 \times 3.1416 \times 5 \times 5 \times 0.17$ 5 | =27.48 | **10.90 |

Capítulo 1 ANTECEDENTES

NOTA: Los valores obtenidos en la última columna (***) se obtuvieron al dividir los valores de la columna anterior entre un Factor de Seguridad F.S. = 2.5

| | | |
|------------|--|--------|
| B = 0.15 m | $2 \times 3.1416 \times 5 \times 3.5 \times 0.075$ | =8.20 |
| B = 0.20 m | $2 \times 3.1416 \times 5 \times 3.5 \times 0.10$ | =10.90 |
| B = 0.25 m | $2 \times 3.1416 \times 5 \times 3.5 \times 0.125$ | =13.70 |
| B = 0.30 m | $2 \times 3.1416 \times 5 \times 3.5 \times 0.15$ | =16.50 |
| B = 0.35 m | $2 \times 3.1416 \times 5 \times 3.5 \times 0.175$ | =19.20 |
| | | |

1.15 ESTABILIZACION DE SUELOS EXPANSIVOS.

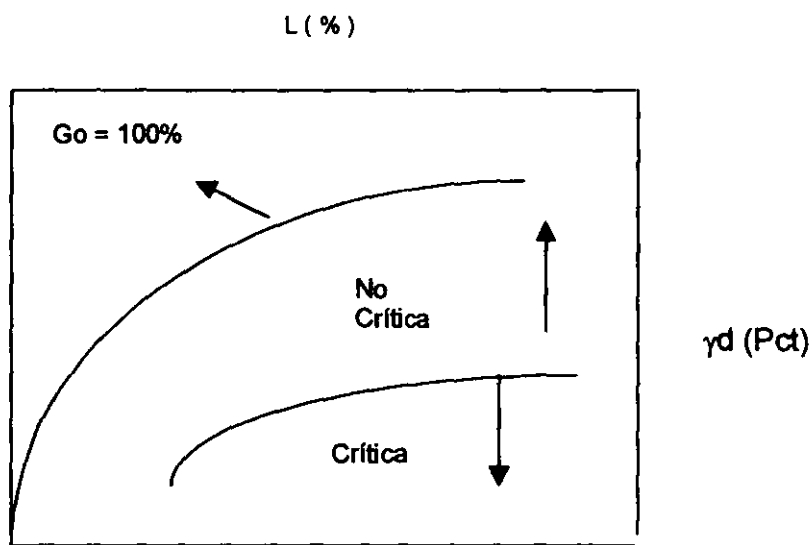
En teoría el potencial de expansión de una arcilla expansiva puede ser minimizada por uno de los siguientes métodos:

- Inundación inerte del suelo expansivo antes de la construcción.
- Reemplazo del suelo expansivo con suelo inerte.
- Aislar el suelo expansivo para que no tenga cambios de humedad.

Capítulo 1 ANTECEDENTES

La teoría de prehumedecimiento se basa en la suposición de que si se permite que el suelo se expanda al incrementar su contenido de agua previamente a la construcción y si el contenido de agua alto es mantenido, el volumen del suelo permanecerá esencialmente constante, logrando un estado de no expansión y de aquí que no ocurrirán daños estructurales.

Experiencias en el Sur de California indican que el prehumedecimiento en suelos expansivos moderados o una condición del 85 % a una profundidad de 25 ft es satisfactorio inundarlo por un periodo mínimo de aproximadamente 25 días.



Un mínimo de 3 ft. de relleno selecto bajo la profundidad de desplante debe de emplearse en la sustitución del material expansivo.

Zapatas sobre relleno: Potencial de expansión < 1%, presión de expansión < 3000 Pct. = 14.7 ton/m.

Gizwinski y Lee encontraron que la expansión en campo en plataforma de sustitución es sólo la tercera parte de la estimada de resultados de laboratorio.

Capítulo 1 ANTECEDENTES

En un relleno las condiciones de saturación se uniformizan y el hundimiento uniforme indica aquella expansión.

Hay una ganancia definitiva en colocar a la estructura en un colchón de suelo no expansivo quedando suelos de apoyo con saturados; el movimiento será uniforme y consecuentemente más tolerable.

La potencialidad de expansión del suelo bajo el relleno es importante. El piso del relleno más la estructura en suelos de expansión moderada puede ser importante para prevenir la expansión.

El control de compactación y sustitución es deseable.

El grado de compactación para zapatas será de 95 – 100% de su P.V.S.M.

Ha sido de especial interés el lograr la identificación de éstos suelos a través de sencillos y rápidos ensayos índice de laboratorio; los criterios de identificación más aceptados se mencionan a continuación:

SUELOS COLAPSIBLES.

Criterio de J. H. Dudley

TABLA 1.

| CONTENIDO DE AGUA | GRADO DE SATURACION | LIMITE LIQUIDO | INDICE DE PLASTICIDAD |
|-------------------|---------------------|----------------|-----------------------|
| 13 a 39 | << 100 | < 45 | < 25 |

Capítulo 1 ANTECEDENTES

- En el rango citado se producen los mayores colapsos.

SUELOS EXPANSIVOS.

Criterio de W. T. Altweyer

TABLA 2.

| LIMITE DE CONTRACCION | CAMBIO VOLUMETRICO |
|-----------------------|--------------------|
| < 10 | CRITICO |
| 10 a 12 | MARGINAL |
| > 12 | NO CRITICO |

Criterio de A. W. Skempton.

TABLA 3.

| ACTIVIDAD | TIPO DE ARCILLA |
|-------------|-----------------|
| < 0.75 | INACTIVA |
| 0.75 a 1.25 | NORMAL |
| > 1.25 | ACTIVA |

Capítulo 1 ANTECEDENTES

sobre el terreno actual, para lo cual será necesario darle un tratamiento a los materiales superficiales que permitan desplantar tanto la cimentación de las estructuras como el piso de las naves y de la vialidad requerida para la correcta operación de las naves existentes.

Con objeto de determinar la alternativa de cimentación más adecuada para las estructuras de interés, y el diseño de los pavimentos, se efectuaron diversos análisis de mecánica de suelos, basados en los resultados del muestreo y exploración del subsuelo realizados en el sitio de interés, así como en las propiedades mecánicas de los materiales, determinadas mediante pruebas de campo y laboratorio.

En este informe se describen los trabajos realizados, se reportan los resultados obtenidos y se consignan las recomendaciones, para el diseño y construcción de la alternativa de cimentación más adecuada para las estructuras proyectadas, para el diseño de los muros de contención, así como para el diseño y construcción del pavimento de tipo rígido de los pisos de las estructuras y de la vialidad proyectada.

CAPÍTULO 2

EXPLORACIÓN Y MUESTREO DEL SUBSUELO.

Capítulo 2 EXPLORACIÓN Y MUESTREO DEL SUBSUELO

2. EXPLORACIÓN Y MUESTREO DEL SUBSUELO

Para conocer las características estratigráficas y físicas de los depósitos superficiales del subsuelo en el área de interés, se excavaron dos pozos a cielo abierto a 2.5 m de profundidad, denominados PCA-1 y PCA-2, en los que se labraron muestras cúbicas inalteradas de los materiales representativos, y se registró la estratigrafía de los materiales expuestos con técnicas de campo.

Para conocer las características estratigráficas y físicas del subsuelo en el área de interés se tomó en cuenta un sondeo exploratorio a 15.0 m de profundidad denominado SE-1, efectuado dentro de la planta.

El sondeo exploratorio se realizó utilizando la herramienta de penetración estándar, que permite obtener muestras representativas alteradas y consiste en determinar el índice de resistencia a la penetración de los materiales atravesados, mediante el número de golpes necesarios para hincar los 30 cm intermedios del penetrómetro estándar, mediante el impacto de un martinete de 63.5 kg que cae libremente desde 76 cm de altura.

En la figura 2 se presenta la ubicación de los sondeos realizados y los pozos a cielo abierto excavados.

CAPÍTULO 3

PRUEBAS DE LABORATORIO.

Capítulo 3 PRUEBAS DE LABORATORIO

3. PRUEBAS DE LABORATORIO

Todas las muestras obtenidas, labradas de los pozos a cielo abierto excavados, se clasificaron en forma visual y al tacto, en estado húmedo y seco mediante pruebas del Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS); se determinó también su contenido natural de agua. En ^{la} ~~las~~ figura 4 se presenta el registro de laboratorio con los resultados de estos trabajos.

En los estratos representativos se hicieron límites de consistencia o análisis granulométrico mediante mallas, según se tratara de suelos finos o gruesos; se obtuvieron en ambos la densidad de sólidos. En las figuras 5 a 12 se presentan los resultados de las pruebas para determinar los límites de consistencia y de porcentaje de finos.

Para conocer los parámetros de resistencia del suelo, se efectuaron en muestras inalteradas, ensayos de compresión axial no confinada y compresión triaxial no consolidada – no drenada. En las figuras 13 y 14 se presentan los registros de laboratorio y las gráficas de esfuerzo – deformación unitaria de las pruebas de compresión no confinada realizadas. La ley de resistencia definida por la envolvente de los círculos de Mohr correspondientes a los estados de esfuerzo desviador máximo, obtenidos en pruebas de compresión triaxial no consolidada, no drenada, UU, así como los registros de laboratorio y las gráficas de esfuerzo – deformación unitaria, de las pruebas UU, se presentan en las figuras 15 a 34. Se determinó el peso volumétrico en estado natural.

Se efectuaron pruebas de saturación bajo carga para medir la capacidad expansiva de los materiales que se encuentran entre la superficie y 2.5 m de profundidad, empleando un consolidometro, para lo cual la muestra de suelo se

Capítulo 3 PRUEBAS DE LABORATORIO

confina en un anillo de 8 cm de diámetro y 2 cm de espesor, la parte expuesta del suelo es protegida por discos rígidos porosos que permiten la saturación y el drenaje del espécimen durante la prueba. La muestra junto con los discos porosos es colocada dentro del tazón del consolidómetro donde es sometida a cargas controladas, midiendo a través del micrómetro las deformaciones verticales al saturarse el material, inicialmente se consolidaron las probetas aplicando diferentes presiones y una vez estabilizada la deformación se saturó la muestra. En materiales con comportamiento expansivo al saturarse, posteriormente a su estabilización, para conocer la presión que reprime la expansión se incrementa la presión sobre el espécimen hasta que éste recupere el volumen inicial. En las figuras 35 a 42 se presentan los resultados obtenidos mediante los registros de laboratorio y las gráficas de deformación unitaria contra presión de las muestras ensayadas.

Las pruebas de laboratorio se realizaron siguiendo las especificaciones establecidas en el Manual de Laboratorio de la S.A.R.H.

En la figura 43 se presentan en forma gráfica, los resultados de las pruebas de laboratorio ejecutadas en las muestras obtenidas del sondeo efectuado, incluyendo el índice de resistencia a la penetración de los materiales atravesados.

En las figuras 44 y 45 se muestra el perfil estratigráfico y los resultados de las pruebas de laboratorio ejecutadas en las muestras obtenidas de los pozos a cielo abierto.

CAPÍTULO 4

CARACTERÍSTICAS ESTRATIGRÁFICAS Y FÍSICAS DEL SUBSUELO.

Capítulo 4. CARACTERÍSTICAS ESTRATIGRÁFICAS Y FÍSICAS DEL SUBSUELO

4. CARACTERÍSTICAS ESTRATIGRÁFICAS Y FÍSICAS DEL SUBSUELO

El predio de interés se ubica en una zona plana y horizontal en la que los materiales del subsuelo corresponden a depósitos de tipo aluvio - lacustre, producto de la erosión y arrastre por lluvia de los materiales volcánicos andesíticos de las serranías cercanas, que superficialmente se han degradado a arcillas de alta plasticidad.

En general la estratigrafía de los materiales del subsuelo está constituida por los siguientes depósitos: entre la superficie y 7 m de profundidad se encuentra un depósito de arcilla de alta plasticidad fuertemente preconsolidada por desecación, gris oscura, de consistencia firme a muy firme, con un índice de resistencia a la penetración variable de 10 a 25 golpes; con límite líquido del orden de 100% y plástico de 40%, del grupo CH según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS); parcialmente saturado y susceptible de aumentar su volumen al incrementar su grado de saturación. Subyaciendo al depósito anterior se encuentra un depósito de arcilla limo arenosa, café clara, de consistencia dura, con índice de resistencia a la penetración estándar variable de 15 a más de 50 golpes, de límite líquido del orden de 50% y plástico de 28%, del grupo CH y CL según el SUCS.

La secuencia estratigráfica detallada determinada mediante los trabajos de exploración y muestreo del subsuelo y de las pruebas de laboratorio realizadas, se presenta a continuación:

Entre 1.0 y 1.5 m de profundidad se encuentra una arcilla, gris oscura, con contenido de agua medio de 42%, susceptible a sufrir expansión al aumentar su

Capítulo 4 CARACTERÍSTICAS ESTRATIGRÁFICAS Y FÍSICAS DEL SUBSUELO

grado de saturación, de consistencia firme, de límite líquido de 90% y plástico de 35%, del grupo CH según el SUCS; con porcentaje de finos de 99%, y grado de saturación de 82%; Con índice de resistencia a la penetración estándar de ocho golpes; de resistencia en compresión no confinada variable de 4.6 a 6.3 ton/m², de peso volumétrico de 1.69 ton/m³, y densidad de sólidos de 2.57; bajo una presión de 8 ton/m² muestra una deformación unitaria, por expansión de 2.16 % al saturarse, y una presión de expansión, que restringe la expansión, de 18 ton/m². De acuerdo a los criterios de identificación de suelos potencialmente expansivos de Ghazzaly, Vijayvergiya, y del Bureau of Reclamation, que se muestra en la figura 46, este material se identifica con grado de expansión media.

Entre 1.5 y 2.0 m de profundidad se tiene arcilla, gris oscura, con contenido de agua medio de 33%, de consistencia media, de límite líquido de 90% y plástico de 30%, del orden del contenido del agua, del grupo CH según el SUCS, con porcentaje de finos de 99%, y grado de saturación de 72%; con índice de resistencia a la penetración estándar de 13 golpes, de resistencia en compresión no confinada variable de 9 a 18 ton/m², de peso volumétrico de 1.69 ton/m³ y densidad de sólidos de 2.56; bajo una presión de 8 ton/m² muestra una deformación unitaria por expansión de 5.5% al saturarse, y una presión de expansión de 22 ton/m². De acuerdo a los criterios de identificación de suelos potencialmente expansivos de Ghazzaly, Vijayvergiya, y del Bureau of Reclamation, que se muestra en la figura 46, los materiales a esta profundidad se identifican con un grado de expansión media a alta.

Entre 2.0 y 3.0 m de profundidad se encuentra arcilla, gris oscura, con contenido de agua medio de 35%, de consistencia firme; de límite líquido de 110%, y plástico de 30%, del grupo CH según el SUCS, con porcentaje de finos de 98% y

Capítulo 4 CARACTERÍSTICAS ESTRATIGRÁFICAS Y FÍSICAS DEL SUBSUELO

grado de saturación de 70%; con índice de resistencia a la penetración estándar de 15 golpes; con cohesión de 6 ton/m² y ángulo de fricción interna de 5°, determinados en compresión triaxial no consolidada – no drenada, de peso volumétrico de 1.7 ton/m³ y densidad de sólidos de 2.58; bajo una presión de 15 ton/m², muestra una deformación unitaria por expansión de 4.1 % al saturarse, y una presión de expansión de 31 ton/m². De acuerdo a los criterios de identificación de los suelos potencialmente expansivos de Ghazzaly, Vijayvergiya, y del Bureau of Reclamation, que se muestra en la figura 46, los materiales a esta profundidad se identifican con un grado de expansión alta a muy alta.

A continuación entre 3.0 y 5.0 m se tiene arcilla poco arenosa, gris oscura, con contenido de agua variable de 31 a 39%, de consistencia firme a dura, de límite líquido de 76%, y plástico de 35%, del grupo CH según el SUCS, con índice de resistencia a la penetración estándar variable de 20 a 36 golpes; de acuerdo al criterio de identificación de suelos potencialmente expansivos de Ghazzaly, que se muestra en la figura 47, los materiales a esta profundidad se identifican con un grado de expansibilidad media.

De 5.0 a 7.2 m de profundidad se tiene una arcilla limosa poco arenosa, gris oscura, con contenido de agua medio de 40%, de consistencia muy firme a dura, de límite líquido de 86% y plástico de 35%, del grupo CH según el SUCS, con índice de resistencia a la penetración variable de 25 a 31 golpes. De acuerdo al criterio de identificación de suelos de Ghazzaly, que se muestra en la figura 47, los materiales de ésta profundidad se identifican con un grado de expansibilidad media a baja.

Capítulo 4 CARACTERÍSTICAS ESTRATIGRÁFICAS Y FÍSICAS DEL SUBSUELO

De 7.2 a 8.8 m de profundidad se encuentra arena arcillosa poco limosa, café clara, con contenido de agua medio de 10%, muy compacta, con índice de resistencia a la penetración estándar de más de 50 golpes.

De 8.8 a 12.5 m de profundidad se tiene arcilla poco arenosa, café clara, con contenido de agua variable entre 26 y 34%, de consistencia firme, de límite líquido de 53% y plástico de 20%, del grupo CH según el SUCS, con índice de resistencia a la penetración estándar variable de 12 a 19 golpes. De acuerdo al criterio de identificación de suelos potencialmente expansivos de Ghazzaly, que se muestra en la figura 47, los materiales a esta profundidad se identifican con un grado de expansibilidad bajo.

Entre 12.5 y 14.8 m de profundidad se encuentra arcilla limosa poco arenosa, café clara, con contenido de agua medio de 25%, compacta a muy compacta, con un índice de resistencia a la penetración estándar variable de 29 a más de 50 golpes.

Finalmente entre 14.8 y 16 m de profundidad se tiene arena poco arcillosa, café clara, con contenido de agua medio de 13%, muy compacta, con índice de resistencia a la penetración estándar de más de 50 golpes.

El perfil estratigráfico del subsuelo considerado se muestra en la figura 43. No se encontró el nivel de aguas freáticas hasta la profundidad explorada.

CAPÍTULO 5

ANÁLISIS DE CIMENTACIÓN.

Capítulo 5. ANÁLISIS DE CIMENTACIÓN

5. ANÁLISIS DE CIMENTACIÓN

Considerando las características arquitectónicas y estructurales de los muros de contención que constituirán los apoyos de la techumbre de la nave de almacenamiento de materia prima, y de la estructura de soporte de los silos proyectados, y las características estratigráficas y mecánicas de los materiales del subsuelo antes descritas, en particular la potencialidad de expansividad que presentan los materiales entre la superficie y 2.5 m de profundidad, al incrementarse su grado de saturación, el diseño de la cimentación de las estructuras de interés debe minimizar los movimientos diferenciales que pudieran presentarse al saturarse diferencialmente los materiales de apoyo de la cimentación, lo cual se satisface para zapatas corridas reticulares para la estructura de los silos proyectados, y de zapatas corridas constituidas por la base de los muros de contención y de zapatas aisladas con contratraves de liga para las columnas intermedias de los muros cabeceros apoyadas a un nivel tal que aplicando la capacidad de carga máxima admisible a ese nivel, se reprima la potencialidad expansiva de los materiales arcillosos, calculada en base a los ensayos de saturación bajo carga realizados.

Como se consigna más adelante, de acuerdo a los parámetros de resistencia de los materiales del subsuelo, la capacidad de carga a 1.5 y 2.5 m de profundidad, es de 10 y 15 ton/m², respectivamente. Considerando además los resultados de las pruebas de saturación bajo carga, los materiales que se encuentran entre 1.5 y 2.5 m de profundidad, al saturarse bajo una presión igual a su capacidad de carga admisible, presentan una expansión unitaria de 5 %, que no es admisible.

Para las dimensiones que más adelante se establecen para satisfacer la estabilidad de los muros de contención, y para las condiciones de trabajo más

Capítulo 5 ANÁLISIS DE CIMENTACIÓN

desfavorables, correspondientes a tener almacenados los materiales en uno solo de sus lados, sin considerar la carga de la estructura de la nave, la base de los muros aplicará a los materiales en que se apoya un esfuerzo máximo de 15.7 ton/m^2 . De los resultados de las pruebas de saturación bajo carga los materiales a una profundidad mayor de 2.5 m, al saturarse bajo una presión de 15 ton/m^2 presentan una expansión unitaria de 1 %, que es admisible.

Considerando lo anterior la cimentación tanto de los muros de contención, como de la estructura que se soporta los silos, se resolverá mediante zapatas corridas, diseñadas para una capacidad de carga admisible de 15 ton/m^2 , desplantadas a 1.5 m de profundidad, sobre una plataforma de materiales inertes, que sustituya a los materiales de mayor expansibilidad, existentes entre 1.5 y 2.5 m de profundidad, colocados en forma controlada, es decir, que la plataforma de materiales mejorados tendrá 1 m de espesor y en planta un área ampliada en una franja perimetral de 0.5 m respecto al área cubierta por la cimentación, y se apoyara a 2.5 m de profundidad como se muestra en las figuras 48 a 50 para la base de los muros y para el apoyo de las zapatas de la estructura de los silos, respectivamente. Las columnas de la nave que alojara los silos se cimentará mediante zapatas aisladas, con contratrabes de liga, diseñadas para una capacidad de carga de 15 ton/m^2 , desplantadas a 1.5 m de profundidad, sobre una plataforma de materiales inertes de 1 m de espesor.

A continuación se presentan los criterios aplicados para el análisis de los estados límites de falla y de servicio, de las alternativas de cimentación elegidas y los resultados obtenidos.

Capítulo 5 ANALISIS DE CIMENTACIÓN

5.1 Determinación de la capacidad de carga

La capacidad de carga se determinó considerando que los materiales afectados por la superficie potencial de falla son suelos cohesivo – friccionantes y aplicando la siguiente expresión¹:

$$Ca = \{CNc + Pv(Nq - 1) + 0.5\gamma BN\gamma\}F_R + Pv$$

En donde:

Ca : Capacidad de carga admisible del suelo de apoyo de la cimentación, en ton/m²

c : cohesión del material de apoyo, en ton/m².

Nc : coeficiente de capacidad de carga, adimensional y dado por:

$$Nc = 5.14 \left(1 + 0.25 \frac{Df}{B} + 0.25 \frac{B}{L} \right)$$

en la cual:

Df : profundidad de desplante la cimentación en m.

B : ancho del cimiento, en m.

¹Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones. Gaceta Oficial del Departamento del D.F., Quinta Época No. 40, México, D.F., 12 de Noviembre de 1987.

Capítulo 5 ANALISIS DE CIMENTACIÓN

L : largo del cimiento, en m.

Pv : presión vertical efectiva a la profundidad de desplante, en ton/m².

Nq : coeficiente de capacidad de carga, adimensional y dado por:

$$Nq = e^{\pi \tan \phi} \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right)$$

siendo :

ϕ : ángulo de fricción interna de suelos de apoyo en grados.

Nq : se multiplica por (1 + tan ϕ) en el caso de zapatas cuadradas, por (1 + (B / L) tan ϕ), para el caso de zapatas rectangulares.

γ : peso volumétrico del suelo, abajo del nivel desplante, en ton/m³.

N γ : coeficiente de capacidad de carga adimensional y dado por:

$$N\gamma = (Nq + 1) \tan \phi$$

Capítulo 5 ANALISIS DE CIMENTACIÓN

N_{γ} : se multiplica por 0.6 en el caso de zapatas cuadradas y por $(1 - 0.4 (B / L))$ para cimientos rectangulares.

F_R : factor de resistencia, adimensional e igual a 0.35

P_v : presión vertical total a la profundidad de desplante de la cimentación.

Considerando una cohesión de 5 ton/m^2 , y un ángulo de fricción interna de 2° y un peso volumétrico de 1.6 ton/m^3 , obtenidos de los resultados de las pruebas de compresión axial no confinada realizadas entre 1.5 y 2.5 m de profundidad, se obtuvo una capacidad de carga admisible para diseño, de 10 ton/m^2 para zapatas corridas, con una profundidad de desplante de 1.5 m, respecto a la superficie actual del terreno. Para una cohesión de 6 ton/m^2 , y un ángulo de fricción interna de 11° y un peso volumétrico de 1.65 ton/m^3 , válidas para los materiales entre 2.5 y 4 m de profundidad, se obtuvo capacidad de carga admisible de 15.0 ton/m^2 , para zapatas corridas y aisladas, desplantadas a 2.5 m de profundidad respecto a la superficie actual del terreno.

5.2 Dimensionamiento de las zapatas.

Para el dimensionamiento de las zapatas se deberá considerar que el Reglamento de Construcciones indica tomar la carga que resulte mayor de las siguientes condiciones:

Capítulo 5 ANÁLISIS DE CIMENTACIÓN

- Condiciones estáticas, que considera la combinación de cargas permanentes más carga viva con intensidad máxima más el peso de la cimentación, afectadas de un factor de carga de 1.4.

- Condiciones dinámicas, que considera la combinación de cargas permanentes más carga viva con intensidad instantánea y acción accidental más crítica (incremento de carga provocada por el momento de volteo debido al sismo) más el peso de la cimentación, afectadas por un factor de carga de 1.1.

En el caso de la combinación de cargas (en particular las que incluyan sollicitaciones sísmicas) que den lugar a excentricidades actuando a una distancia "e" del eje centroidal del cimiento el ancho efectivo de éste, deberá considerarse igual a:

$$B' = B - 2e$$

donde :

B' : ancho reducido, en m.

B : ancho de la zapata, en m.

e : excentricidad con respecto al centroide del área de cimentación.

Capítulo 5 ANALISIS DE CIMENTACIÓN

El coeficiente sísmico que deberá considerarse que actúa en la base de la construcción por efecto de sismo, será igual a 0.32, por considerarse que el subsuelo en el sitio de interés tiene características similares a la zona que el Reglamento de Construcciones denomina Zona de Transición.

5.3 Estado límite de falla en condiciones estáticas.

Considerando la combinación de cargas permanentes y cargas vivas con intensidad máxima, más el peso de la cimentación, afectadas por un factor de 1.4, una vez dimensionadas las cimentaciones deberá verificarse que la desigualdad siguiente se satisfaga:

$$\left(\frac{QF_c}{A} \right) < RF_R$$

donde :

Q : suma de las acciones verticales a tomar en cuenta en la combinación considerada en ton.

Fc : factor de carga, adimensional e igual a 1.4

A : área de apoyo de la cimentación, en m².

R : capacidad de carga de los materiales que subyacen a la zapata de cimentación.

Capítulo 5 ANALISIS DE CIMENTACIÓN

F_R : factor de resistencia, igual a 0.35

5.4 Estado límite de falla en condiciones dinámicas.

Considerando la combinación de cargas permanentes y cargas vivas con intensidad instantánea y acción accidental más crítica (sismo), más el peso de la cimentación, afectadas por un factor de carga de 1.1 una vez dimensionadas las zapatas deberá comprobarse que la desigualdad siguiente se satisfaga:

$$\left(\frac{QFc}{A} \right) < RF_R$$

donde :

F_c : factor de carga, que para este caso es igual a 1.1.

R : capacidad de carga de los materiales que subyacen a la zapata de cimentación.

F_R : factor de resistencia igual a 0.35.

Capítulo 5 ANALISIS DE CIMENTACIÓN

5.5 Estado límite de servicio

Los asentamientos elásticos que sufrirán los materiales de apoyo de las zapatas de cimentación se calcularon aplicando el criterio de la Teoría de la Elasticidad dado por la siguiente expresión:

$$\delta = \left\{ \left(\frac{1-u^2}{E} \right) \right\} PBI_{\delta}$$

donde :

d : deformación vertical, bajo el centro del área cargada, en m.

u : relación de Poisson, adimensional

E : módulo de elasticidad del suelo de apoyo, en ton/m².

P : presión de contacto aplicada por las zapatas, en ton/m².

B : ancho de la zapata, en m.

I_δ : factor de forma adimensional que depende del punto en que se desee estimar el asentamiento, y la forma de la zapata.

Se calcularon los asentamientos para diferentes anchos de zapatas, considerando una relación de Poisson de 0.35 y un módulo de elasticidad de los

Capítulo 5 ANALISIS DE CIMENTACIÓN

materiales de apoyo 1400 ton/m^2 (obtenidos de las curvas esfuerzo-deformación determinadas en las pruebas de compresión axial no confinada realizadas en los materiales de apoyo), obteniéndose asentamientos de 0.7 y 1.9 cm, para zapatas corridas de 2.0 y 4.5 m de ancho, que son admisibles.

Los movimientos verticales de expansión, que sufrirán las zapatas en caso de que se saturen los materiales en que se apoyan, se calcularon utilizando los resultados de las pruebas de saturación bajo carga, multiplicando la expansión unitaria que se tiene para una carga determinada (capacidad de carga de diseño), por el espesor del material susceptible de expanderse, existente bajo el apoyo de las zapatas, resultando de 1.6 cm para las condiciones de cimentación recomendadas, que es admisible.

5.6 Procedimiento constructivo

A continuación se indica el procedimiento constructivo para la excavación que alojará a la plataforma de materiales de inertes colocados en forma controlada, que sustituirá a los materiales de alta expansividad existentes entre 1.5 y 2.5 m de profundidad, y a las zapatas que se desplantarán sobre ésta.

- a) Las excavaciones necesarias para alojar a las plataformas y a las zapatas de cimentación se podrán hacer con taludes verticales, empleando maquinaria hasta 0.15 m arriba del nivel de apoyo de la plataforma, la última capa se excavará a mano para evitar la alteración del material de apoyo.

Capítulo 5 ANÁLISIS DE CIMENTACIÓN

- b) Una vez alcanzado el nivel de apoyo de la plataforma, recomendado, se deberá verificar que no existan materiales sueltos a la profundidad de desplante recomendada.

- c) A continuación se procederá a la construcción de la plataforma de materiales inertes que se ubicará por debajo de las zapatas de cimentación. Los materiales inertes estarán constituidos por una capa de grava arenosa de 1.0 m de espesor, compactada en capas de 20 cm de espesor, al 95 % de su peso volumétrico seco máximo, según la prueba porter, que sustituirá a los materiales superficiales de mayor potencial expansivo. Teniendo un relleno de materiales inertes, con buena permeabilidad, las condiciones de saturación se uniformizan, y el humedecimiento uniforme tiende a igualar la expansión, minimizando los movimientos verticales diferenciales.

El procedimiento constructivo para la plataforma de apoyo de las zapatas de la estructura de soporte de los silos y de la nave que los aloja, y de las bases de los muros de contención de la nave de almacenamiento será el siguiente:

- 1 Se excavarán en un área ampliada en una franja perimetral de 0.5 m de ancho, respecto a la que cubrirán las cimentaciones, hasta 2.5 m de profundidad. El material producto del despalme ya señalado se retirará del área al lugar indicado por la dirección de obra.

- 2 En las áreas en las que se vaya a colocar el terraplén, antes de su construcción se deberá escarificar la superficie del terreno natural hasta una profundidad de 15 cm, compactándola al 90% de la prueba proctor estándar, con un contenido de agua 3% superior al óptimo.

Capítulo 5 ANALISIS DE CIMENTACIÓN

- 3 Todas las referencias topográficas existentes en el lugar se respetarán durante la construcción, tales como: alineamientos, niveles, señalamientos, etc.; reponiéndose en caso de que se dañen o alteren.
- 4 El material para la construcción del terraplén podrá obtenerse de ser utilizadas mezclas de gravas y arenas, bien graduadas.
- 5 Los materiales con los que se construirán la plataforma se disgregarán hasta el grado de no presentar grumos o terrones y se mezclarán en forma mecánica hasta obtener una revoltura homogénea en su constitución y granulometría.
- 6 Los materiales que constituirán los terraplenes ya mezclados y con el contenido de agua óptimo, previamente determinado en el laboratorio, se colocarán en capas de 20 cm de espesor, como máximo, compactadas al 95 % de su peso volumétrico seco máximo, según la prueba porter, hasta alcanzar el nivel del lecho inferior de la cimentación, empleando rodillo liso vibratorio.
- 7 Se deberán efectuar pruebas de compactación en las capas compactadas, verificando el porcentaje de compactación alcanzado en la construcción. Se recomienda hacer una prueba consistente en una cala volumétrica, por cada 20 m³ de material compactado.
- 8 Para el control de compactación, se recomienda que desde las primeras capas tendidas se desarrolle un terraplén de prueba para definir el número de pasadas óptimas con el equipo elegido.

Capítulo 5 ANÁLISIS DE CIMENTACIÓN

9 Se colocará a la brevedad posible una plantilla de concreto pobre que proteja al material de alteraciones por el tránsito de trabajadores, o remoldeo y fisuramiento por pérdida de humedad.

10 Se procederá a colocar el armado y a colar las zapatas.

5.7 Revisión de la cimentación de la prensa

A continuación se describen las características de la prensa y se presentan los resultados de la revisión de su cimentación.

PRENSAS

Las prensas se cimentarán sobre un cajón de cimentación con área de 3.75 x 3.62 m, desplantado a 2.3 m de profundidad con respecto al nivel del piso terminado, que aplicará al terreno una presión de 3.6 ton/m²; apoyado sobre una plataforma de materiales inertes que se ubicará por debajo de la losa de cimentación. Los materiales inertes estarán constituidos por una capa de grava arenosa de 0.20 m de espesor, compactada al 95 % de su peso volumétrico seco máximo, según la prueba porter, que sustituirá a los materiales comprendidos entre 2.3 y 2.5 m de profundidad, de mayor potencial expansivo. Teniendo un relleno de materiales inertes, con buena permeabilidad, las condiciones de saturación se uniformizan, y el humedecimiento uniforme tiende a igualar la expansión, minimizando los movimientos verticales diferenciales.

Capítulo 5 ANALISIS DE CIMENTACIÓN

El espesor de la losa de cimentación recomendado será de 30 cm y el peso considerado de cada prensa es de 48,000 kg. Tomando en cuenta la capacidad de carga obtenida se realizó la revisión del estado límite de falla en condiciones estáticas y dinámicas, obteniéndose resultados admisibles y cumpliendo satisfactoriamente ambas condiciones.

CAPÍTULO 6

ESTABILIDAD DE LOS MUROS DE CONTENCIÓN.

Capítulo 6 ANALISIS DE ESTABILIDAD DE LOS MUROS DE CONTENCIÓN

6. ANALISIS DE ESTABILIDAD DE LOS MUROS DE CONTENCIÓN

Debido a que el almacenamiento de materia prima actualmente está a la intemperie, se requiere que estos materiales queden protegidos contra los agentes externos, principalmente agua y aire; por lo que serán almacenados dentro de una nave tipo industrial, delimitada por muros de contención que soporten a los materiales almacenados.

Los muros serán tipo cantiliver y estarán constituidos por concreto armado, serán de 5 m de altura libre, de espesor variable entre 0.4 y 0.5 m, de base de 4 m los muros de contención interiores y de 4.5 m los muros exteriores, y estarán desplantados a 1.50 m (mínimo) con respecto al nivel actual del terreno, sobre una plataforma de 1 m espesor de materiales inertes, colocados en forma controlada, que sustituirán a los materiales expansivos que se encuentran entre 1.5 y 2.5 m de profundidad.

La sección transversal de los muros de contención recomendados tendrán las dimensiones mostradas en las figuras 51 y 52, y en las figuras 53 a 60 se muestran las secciones transversales de los muros analizados.

A continuación se describen los análisis de estabilidad de los muros de contención y los resultados obtenidos:

6.1 Empuje sobre los muros de contención

Para determinar el máximo empuje que ejercerá el material que retendrá el muro, se empleo el Método Gráfico de Culmann, que es un método basado en la Teoría

Capítulo 6 ANALISIS DE ESTABILIDAD DE LOS MUROS DE CONTENCIÓN

de Coulomb, el cual mediante el trazo de un polígono de fuerzas simplifica la obtención del empuje.

La teoría en la que se basa el Método Gráfico de Culmann representa adecuadamente el comportamiento de los suelos friccionantes, considera que la fuerza de empuje del suelo sobre el muro se debe a la acción de una cuña de relleno limitada por el respaldo del muro. La superficie de falla se considera plana. El análisis que considera el sistema suelo – muro es al límite, es decir, determina el empuje con que se produce la falla de la cuña de suelo. En la figura 61 se presenta un diagrama de cuerpo libre donde se visualiza con mayor claridad las fuerzas actuantes en el sistema.

A continuación se indica el significado de cada parámetro considerado:

δ : Es el ángulo que depende de las propiedades del suelo y de la inclinación del muro. Varía de $\phi / 2$ a $2/3 \phi$

ϕ : Es el ángulo de fricción interna del suelo

β : Es el ángulo que forma la horizontal con el plano de falla de la cuña de suelo

W : Peso de la cuña de suelo

F : Fuerza de fricción generada en el suelo en la superficie deslizante de la cuña considerada

Capítulo 6 ANALISIS DE ESTABILIDAD DE LOS MUROS DE CONTENCIÓN

E : Fuerza de empuje del suelo sobre el muro.

Dado que el sistema muro – suelo debe estar en equilibrio, el polígono, de fuerzas constituido por E, F, y W deberá cerrarse.

El peso W de la cuña se conoce tanto en magnitud como en dirección, además se conocen previamente las direcciones de E y F. Con los datos anteriores pueden obtenerse (al trazar el diagrama a una escala conveniente) la magnitud del empuje E y de la fuerza F, siendo la primera el Empuje Activo del material sobre el Muro.

Para determinar el empuje máximo la secuencia del análisis efectuado fue el siguiente: Se traza la línea ϕ que forma un ángulo ϕ con la horizontal

- 1) Se traza la línea θ que forma un ángulo θ con la línea ϕ ; valor que depende de las propiedades del suelo y de la inclinación del respaldo.
- 2) El área formada entre la línea ϕ , el parámetro vertical y la superficie del relleno, se divide en áreas pequeñas (cuñas) en cantidad y dimensiones arbitrarias.
- 3) Se construirá una tabla donde aparecerán las áreas parciales, los pesos parciales y acumulados de las respectivas cuñas.
- 4) Se grafican los pesos acumulados de las cuñas (ΣW_i) trazados a escala sobre la línea ϕ . El punto de inicio del peso corresponderá al punto O de la figura 62.

Capítulo 6 ANALISIS DE ESTABILIDAD DE LOS UROS DE CONTENCIÓN

- 5) A partir del extremo final del segmento que representa el peso de la cuña considerada (W_i) se traza una paralela a la línea θ hasta formar un punto de intersección con la línea que limita a la cuña i , (línea B).
- 6) La distancia existente entre el punto de intersección (6º paso) y la línea ϕ corresponde al Empuje Activo ocasionado por la cuña considerada.
- 7) Se obtienen los empujes activos para las demás cuñas, siguiendo los pasos anteriores.
- 8) Mediante una línea curva se unen todos los puntos de intersección de los empujes activos.
- 9) Se traza una línea paralela ϕ por el punto de tangencia de la curva, la distancia entre la línea ϕ y el punto de tangencia corresponderá al Empuje Activo Máximo (E_A máx.), como se muestra en la figura 63.

En los análisis se consideró que los materiales almacenados tendrán un ángulo de fricción interna de 30° , un peso volumétrico de 1.5 ton/m^3 y una superficie inclinada 30° con la horizontal.

En la figura 64 se muestra el empuje máximo para el muro de 5 m de altura libre, para el cual se obtuvo un valor de 26.5 ton, respectivamente, por ancho unitario del muro.

Capítulo 6 ANALISIS DE ESTABILIDAD DE LOS MUROS DE CONTENCIÓN

6.2 Estabilidad de los muros de contención

Con objeto de garantizar la completa estabilidad de los muros de contención, se efectuó su revisión para las siguientes condiciones.

6.2.1 Revisión por volteo

Para garantizar que los muros de contención sean estables, es decir, que no sufran volteo, y no se generen esfuerzos de tensión sobre su base, deberá verificarse que la resultante de las fuerzas actuantes sobre ellos, pase dentro del tercio medio del ancho de la zapata de cimentación. Además los esfuerzos provocados por los muros de retención no deben exceder los esfuerzos permisibles del terreno sobre el que se desplanta.

De acuerdo con las dimensiones de los muros ya diseñados en el proyecto proporcionado, que se muestran en la figura 53, se obtuvo que la resultante no pasa por el tercio medio de la base de su cimentación, pasando muy próxima al talón de los muros, alrededor del cual tienden a voltearse los muros, resultando por lo tanto un factor de seguridad reducido contra falla por volteo, además de que una parte importante de la base de los muros quedaría sujeta a esfuerzos de tensión, que dadas las condiciones de contacto entre la base de los muros y el material en que se apoyan, estos no tienen capacidad de tomar estas tensiones, dando lugar a presiones superiores a la capacidad de carga admisible de los materiales de apoyo.

Para garantizar que los muros de contención tengan un factor de seguridad admisible contra volteo, no se rebase la capacidad de carga admisible de los

Capítulo 6 ANALISIS DE ESTABILIDAD DE LOS UROS DE CONTENCIÓN

materiales de apoyo y no se generen fuerzas de tensión en sus bases, la resultante de las fuerzas actuantes en ellos deben pasar por el tercio medio de sus bases, por lo cual se recomienda ampliar las dimensiones de sus bases, a las que se indican en las figuras 51 y 52. Las cuales fueron determinadas del análisis efectuado de las figuras 53 a 60.

En los análisis que se presentan a continuación se consideraron las dimensiones de los muros que se presentan en las figuras 51 y 52.

Se determinó el factor de seguridad contra el volteo del muro, tomando momentos respecto al talón del muro, correspondiente al punto A de la figura 62, debiendo satisfacerse que el momento resistente sea mayor que el momento actuante, para lo cual se define el factor de seguridad FSv como el cociente entre el momento de resistencia y el momento actuante:

$$FSv = \frac{Mr}{Ma}$$

donde:

FSv : Factor de seguridad contra volteo.

Mr : Momento resistente, debido a las fuerzas que impiden el volteo del muro.

Ma : Momento actuante, ocasionado por las fuerzas cuyas acciones tienden a provocar el volteo del muro

Capítulo 6 ANALISIS DE ESTABILIDAD DE LOS MUROS DE CONTENCIÓN

La fuerza de empuje y el peso del muro generan esfuerzos sobre su base, es conveniente que los esfuerzos provocados sean siempre de compresión, debido a que los muros no están diseñados para resistir esfuerzos de tensión, ya que no existe adherencia entre la base de los muros y los materiales en que se apoyan. Para no tener tensiones en la base la resultante de las fuerzas que actúan sobre los muros, debe cruzar su base en el tercio medio.

Considerando las dimensiones de los muros de contención mostrados en las figuras 51 y 52, se obtuvo que la resultante de las fuerzas actuantes sobre los muros, cruza la base dentro del tercio medio, para la que resulta un factor de seguridad admisible contra volteo de 2.0, para muros con altura libre de 5 m, que es admisible, sin que se generen tensiones en su base.

6.2.2 Revisión por capacidad de carga.

Se revisó que los esfuerzos aplicados por la losa de cimentación, correspondiente a la base de los muros, producidos por el momento de volteo debido al empuje del suelo sobre los muros, no rebase la capacidad de carga admisible por cortante de los materiales de apoyo de su cimentación, lo que asegura que las deformaciones del suelo bajo el esfuerzo resultante se mantenga dentro del rango elástico del comportamiento del material, no produciéndose por lo tanto deformaciones plásticas permanentes por efecto de los incrementos de esfuerzos aplicados al suelo por la cimentación de los muros.

La capacidad de carga de los materiales de apoyo de los muros de contención se determinó aplicando el criterio establecido en el inciso 5.1.

Capítulo 6 ANALISIS DE ESTABILIDAD DE LOS MUROS DE CONTENCIÓN

La presión máxima originada por la componente vertical de la resultante de las fuerzas actuantes fue obtenida con la siguiente expresión:

$$P_t = \frac{R_v}{B} \left(1 + \frac{6e}{B} \right)$$

donde:

P_t : presión originada por la componente vertical de la resultante de las fuerzas actuantes sobre el muro.

R_v : componente vertical de la resultante de fuerzas actuantes en el muro.

e : excentricidad de la componente R_v respecto al punto central de la base del muro.

B : ancho de la base del muro.

Se obtuvo un esfuerzo máximo aplicado por zapatas de cimentación de los muros de contención de 15.6 ton/m^2 , para los muros de 5 m de altura libre, que es menor al esfuerzo correspondiente a la capacidad de carga última del suelo de apoyo, que es de 15.8 ton/m^2 , por lo tanto no se presentarán deformaciones plásticas permanentes, con la distribución de esfuerzos que se muestra en la figuras 51 y 52.

Capítulo 6 ANALISIS DE ESTABILIDAD DE LOS MUROS DE CONTENCIÓN

6.2.3. Revisión por deslizamiento

La fuerza de empuje originada por el relleno tiende a provocar el deslizamiento del muro sobre la superficie del terreno; la oposición contra el deslizamiento del muro es desarrollada por la fricción que se genera entre la superficie del suelo y la base del muro. (ver figura 65).

Para lograr la estabilidad del muro en cuanto a un posible deslizamiento se deberá satisfacer que las fuerzas resistentes sean mayores que las fuerzas actuantes.

El análisis del deslizamiento del sistema de contención se llevó a cabo aplicando la siguiente fórmula:

$$FS_d = \frac{Ffr}{E_a h}$$

donde:

- F_{Sd} : factor de seguridad contra el deslizamiento
- E_{ah} : empuje activo, actuante a favor del deslizamiento, igual a la componente horizontal del empuje.
- F_{fr} : fuerza de fricción resistente al deslizamiento, obteniéndose con la siguiente expresión:

Capítulo 6 ANALISIS DE ESTABILIDAD DE LOS MUROS DE CONTENCIÓN

$$Ffr = Rv \tan \phi' + C' B$$

donde:

Rv : componente vertical de la resultante de fuerzas actuantes en el muro de contención

ϕ' : 2/3 del ángulo de fricción interna del suelo

C' : 2/3 de la cohesión del suelo

B : ancho de la base del muro de contención

Considerando para los materiales de apoyo de los muros una cohesión de 5 ton/ m², y un ángulo de fricción interna de 36° y anchos de la base de 4.0 y 4.5 m, para muros de 5m de altura libre, se obtuvieron factores de seguridad contra el deslizamiento de 1.31, que resulta admisible.

CAPÍTULO 7

**DISEÑO DEL PISO DE LAS NAVES
Y DEL PAVIMENTO DE LA
VIALIDAD EXTERIOR.**

Capítulo 7 DISEÑO DEL PISO DE LAS NAVES Y DEL PAVIMENTO DE LA VIALIDAD EXTERIOR

7. DISEÑO DEL PISO DE LAS NAVES Y DEL PAVIMENTO DE LA VIALIDAD EXTERIOR.

Piso de las Naves

Considerando en particular la potencialidad de expansividad que presentan los materiales entre la superficie y 2.5 m de profundidad, al incrementarse su grado de saturación y tomando en cuenta la necesidad de construir una plataforma de materiales mejorados que permitan alcanzar el nivel del piso terminado proyectado para el diseño de ambas estructuras, se deben minimizar los movimientos diferenciales que pudieran presentarse al saturarse diferencialmente los materiales de apoyo de la cimentación, lo cual se satisface implementando una capa de materiales granulares en esta zona de 20 cm, que permita una saturación homogénea de los materiales arcillosos de color negro, que se detectaron a partir de 1 m de profundidad con respecto al nivel actual del terreno, pues le subyacen materiales de mala calidad constituidos por una capa de suelo vegetal y material contaminado con basura los cuales deben ser retirados fuera de la obra, lo anterior se cumple únicamente para la zona donde se tenía área verde, ya que en el área restante existe un material de sub-base que podrá ser utilizado, siempre y cuando se seleccione satisfaciendo las características de calidad y cumplan con las especificaciones que más adelante se establecen, por lo tanto estos materiales deben acamellonarse para volverlos a utilizar, e inclusive es recomendable mezclarlos con materiales importados para uniformizar las características. En el inciso 7.3 se presenta la secuencia constructiva para la colocación y construcción de la plataforma que será necesaria para restituir en el

Capítulo 7 DISEÑO DEL PISO DE LAS NAVES Y DEL PAVIMENTO DE LA VIALIDAD EXTERIOR

área verde actual los materiales de relleno de mala calidad y poder alcanzar el nivel de piso de las estructuras proyectadas.

Pavimento para la vialidad exterior

Para la vialidad exterior se consideró un pavimento de tipo rígido con superficie de rodamiento constituido por losas de concreto hidráulico, con refuerzo de acero por temperatura. En base a las características de la subrasante, a la intensidad y magnitud de las cargas, a la composición y crecimiento del tránsito que circulará sobre la vialidad proyectada, se diseñó el pavimento.

Los materiales que constituirán la subrasante de los pavimentos corresponden a una arcilla, gris oscura, con contenido de agua medio de 35 %, con porcentaje de finos de 99 %, y arena de 1 %; del grupo CH según el SUCS (Sistema Unificado de Clasificación de Suelos). Con valor relativo de soporte (CBR) en estado inalterado saturado de 2 % en estado natural.

Considerando las características desfavorables del relleno superficial este deberá despalmarse y apoyar el pavimento sobre un terraplén que tendrá un espesor mínimo de un metro, para lo cual será necesario excavar en una profundidad de un metro retirando los materiales de relleno de mala calidad, posteriormente se coloca una capa granular (grava arenosa) con un espesor de 20 cm, después se tendrá una capa de tepetate de 40 cm de espesor, enseguida se colocará una base de grava cementada, y finalmente se construirá el piso de concreto hidráulico que formará parte de la superficie de rodamiento de la vialidad.

Capítulo 7 DISEÑO DEL PISO DE LAS NAVES Y DEL PAVIMENTO DE LA VIALIDAD EXTERIOR

Para los pisos de las naves y el pavimento de la vialidad exterior se consideró un pavimento de tipo rígido con superficie de rodamiento constituida por losas de concreto hidráulico, con refuerzo de acero por temperatura.

En base a las características de la subrasante, a la intensidad y magnitud de las cargas del tipo de vehículos que circularán por el piso de las naves y del patio de maniobras, se diseñaron los pavimentos.

7.1 CARACTERÍSTICAS DE LA SUBRASANTE

Los materiales que constituirán la subrasante de los pavimentos corresponden a una arcilla, gris oscura, con contenido de agua medio de 35 %, con porcentaje de finos de 99 %, y de arena de 1 %; del grupo CH según el SUCS (Sistema Unificado de Clasificación de Suelos). Con valor relativo de soporte (CBR) en estado inalterado saturado de 2 % en estado inalterado natural. Considerando las características desfavorables de la capa de arcilla superficial esta deberá despalmarse y apoyar el pavimento sobre un terraplén con las características que más adelante se consignan.

La determinación del módulo de reacción de los materiales de apoyo del pavimento se determinó a través de su correlación con el valor relativo de soporte (CBR). Considerando un valor del CBR de 10 %, corresponde un módulo de reacción de la subrasante de 6 Kg/cm^3 , este valor se incrementa en función de las características y el espesor de la capa de base sobre la que se apoyarán las losas que constituirán el pavimento. Considerando que se tendrá una base constituida por materiales granulares que satisfacen las especificaciones de la

Capítulo 7 DISEÑO DEL PISO DE LAS NAVES Y DEL PAVIMENTO DE LA VIALIDAD EXTERIOR

S.C.T., y para un espesor de la base de 15 cm, se incrementa el módulo de reacción de la subrasante a 7 Kg/cm³.

7.2 DISEÑO DEL PAVIMENTO

Para el diseño del pavimento, constituido por losas de concreto hidráulico, se empleo el criterio de la P.C.A. (Portland Cement Association) que aplica las fórmulas de Picket y se basa en los siguientes parámetros :

- **Piso de las naves**

| | |
|--|------------------------|
| Carga máxima aplicada al pavimento por los vehículos de mayor peso que circularán por él, a través de un arreglo de ruedas de eje sencillo | 3,800 kg |
| Carga de diseño, considerado un incremento por impacto del 10 % | 4,180 kg |
| Módulo de reacción del suelo de cimentación en estado natural | 4.5 Kg/cm ³ |
| Espesor de la base granular de apoyo de la losa de concreto hidráulico, compactada al 98 % de su peso volumétrico seco máximo | 20 cm |

Capítulo 7 DISEÑO DEL PISO DE LAS NAVES Y DEL PAVIMENTO DE LA VIALIDAD EXTERIOR

Módulo de reacción corregido por efecto
de la base 5.5 Kg/cm³

Módulo de resistencia a la tensión en
flexión, MR, igual a 0.15 f'c de la resistencia a la
compresión del concreto a la edad de 28 días 45 kg/cm²

Esfuerzo de trabajo permisible en el concreto-
Sp, igual a MR/FS, para un factor de
seguridad FS = 1.5 22.5 Kg/cm²

Resistencia de proyecto del concreto f'c 300 kg/cm²

La fatiga sufrida por la losa de concreto que constituye el pavimento, bajo la acción de cargas repetidas, no será un factor de diseño si el esfuerzo máximo aplicado por el arreglo de cargas de ruedas máximas, es menor de la mitad del módulo de ruptura del concreto, que en este caso se satisface con los valores :

$$\text{Esfuerzo máximo} = 8.5 \text{ Kg/cm}^2 < \text{MR}/2 = 22.5 \text{ Kg/cm}^2$$

Satisfecho lo anterior, el diseño del pavimento constituido por losas de concreto con esfuerzo por temperatura, será función de los esfuerzos de flexión producidos por las cargas, que deberán ser menores al módulo de ruptura del concreto con un factor de seguridad.

Capítulo 7 DISEÑO DEL PISO DE LAS NAVES Y DEL PAVIMENTO DE LA VIALIDAD EXTERIOR

Los vehículos de mayor peso que circularán por el pavimento y para los cuales fue efectuado el diseño, corresponden a un montacargas con peso máximo de 5 ton. La carga más crítica transmitida al pavimento por estos vehículos corresponde al eje sencillo delantero en el que la carga se consideró de 3,800 kg.

Utilizando el nomograma de diseño para ejes sencillos presentado en la figura 66, en donde se entra con un módulo de ruptura o de resistencia a tensión en flexión permisible del concreto, de 22.5 Kg/cm^2 , con el módulo de reacción del material de apoyo de la losa de concreto de 5.5 Kg/cm^3 , y una carga de diseño de 4.2 ton, se obtuvo un espesor de la losa de concreto que formará el pavimento rígido de 15cm, que se apoyará sobre una base granular de 20 cm de espesor, con las especificaciones que se indican en el Anexo I.

• Patio de maniobras

| | |
|--|-----------------------|
| Carga máxima aplicada al pavimento por los vehículos de mayor peso que circularán por él a través de un arreglo de ruedas tandem | 14.0 ton. |
| Carga de diseño, considerando un incremento por impacto del 10 % | 15.4 ton. |
| Módulo de reacción del suelo de cimentación en estado natural | 4.5 kg/cm^3 |

Capítulo 7 DISEÑO DEL PISO DE LAS NAVES Y DEL PAVIMENTO DE LA VIALIDAD EXTERIOR

| | |
|---|-------------------------|
| Espesor de la base granular de apoyo de la losa de concreto hidráulico, compactada al 98 % de su peso volumétrico seco máximo | 20 cm. |
| Módulo de reacción corregido por efecto de la base | 5.5 kg/cm ³ |
| Módulo de resistencia a la tensión en flexión, MR, igual a 0.15 f'c de la resistencia a la compresión del concreto a la edad de 28 días | 45 kg/cm ² |
| Esfuerzo de trabajo permisible en el concreto- Sp, igual a MR/FS, para un factor de seguridad FS = 2.0 | 22.5 kg/cm ² |
| Resistencia de proyecto del concreto f'c | 300 kg/cm ² |

La fatiga sufrida por la losa de concreto que constituye el pavimento, bajo la acción de cargas repetidas, no será un factor de diseño si el esfuerzo máximo aplicado por el arreglo de cargas de ruedas máximas, es menor de la mitad del módulo de ruptura del concreto, que en este caso se satisface con los valores:

$$\text{Esfuerzo máximo} = 8.5 \text{ kg/cm}^2 < \text{MR}/2 = 22.5 \text{ kg/cm}^2$$

ESTA TESIS NO SALE
DE LA BIBLIOTECA

Capítulo 7 DISEÑO DEL PISO DE LAS NAVES Y DEL PAVIMENTO DE LA VIALIDAD EXTERIOR

Satisfecho lo anterior, el diseño del pavimento constituido por losas de concreto con esfuerzo por temperatura, será función de los esfuerzos de flexión producidos por las cargas, que deberán ser menores al módulo de ruptura del concreto con un factor de seguridad.

Los vehículos de mayor peso que circularán por el pavimento y para los cuales fue efectuado el diseño, corresponden a un trailer de tres ejes. La carga más crítica transmitida al pavimento por estos vehículos corresponde al eje tandem en el que la carga por rueda doble será de 3.5 ton.

Durante la vida útil del pavimento circularán vehículos en cuyos ejes la carga máxima del sistema tandem es de 14 ton.

Utilizando el nomograma de diseño para ejes tandem presentado en la figura 67, en donde se entra con un módulo de ruptura o de resistencia a tensión en flexión permisible del concreto, de 22.5 kg/cm², con el módulo de reacción del material de apoyo de la losa de concreto de 5.5 kg/cm², y una carga de diseño de 15.4 ton, se obtuvo un espesor de la losa de concreto que formará el pavimento rígido de 18 cm, que se apoyará sobre una base granular de 20 cm de espesor.

Las losas que formarán el pavimento tendrán refuerzo de acero para el control de agrietamiento por temperatura, determinado mediante la siguiente expresión :

$$A_s = \frac{WfL}{2fs}$$

Capítulo 7 DISEÑO DEL PISO DE LAS NAVES Y DEL PAVIMENTO DE LA VIALIDAD EXTERIOR

donde :

As : área de acero para una franja de un metro de ancho de losa, en cm^2

W : peso de la losa, en Kg/m

f : coeficiente de fricción entre losa y base, igual a 1.5

L : longitud de los tableros de losa, en m

fs : esfuerzo permisible en el acero, en Kg/cm^2 , (igual a $0.6 f_y$)

Además, en toda dirección en que la dimensión de un tablero sea mayor de 1.5m, el área de refuerzo que se suministre no será menor que :

$$as = \frac{660x_1}{f_y} (x_1 + 100)$$

donde :

as : área transversal del refuerzo colocado en la dirección que se considera, por unidad de ancho de la pieza (cm^2/cm). El ancho mencionado se mide perpendicularmente a dicha dirección y a x_1

x_1 : 1/3 de H, siendo H el espesor del pavimento.

En los elementos estructurales expuestos directamente a la intemperie o en contacto con el terreno, el refuerzo no será menor a $1.5 as$

Capítulo 7 DISEÑO DEL PISO DE LAS NAVES Y DEL PAVIMENTO DE LA VIALIDAD EXTERIOR

El espaciamiento máximo del refuerzo de los tableros no será mayor de 37.5 cm para el acero longitudinal y de 75 cm para el acero transversal.

Dado que se tendrá un control efectivo de las grietas que se generan en las losas, mediante refuerzo de temperatura debido al acero distribuido, las losas del piso de las naves tendrán un espaciamiento entre juntas transversales de 6 m, con un ancho de 5 m. Las losas del patio de maniobras tendrán un espaciamiento entre juntas transversales de 6 m, con un ancho de 3.0 m.

Las losas del patio de maniobras así como también de la vialidad exterior se armarán por temperatura con varillas del No. 4 de acero estructural ($f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$), espaciadas a cada 25 cm las longitudinales y a cada 25 cm las transversales. Las losas del piso de las naves se armarán por temperatura con varillas del No 3 de acero estructural ($f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$), en dos lechos, espaciadas a cada 27 cm tanto en sentido transversal como longitudinal.

En el Anexo I se presentan las especificaciones para la construcción del pavimento rígido.

El diseño del pavimento rígido de acuerdo al criterio de la Portland Cement Association es función de la carga máxima aplicada por el vehículo de mayor peso que circulará por el pavimento, del módulo del concreto y el módulo de reacción de la subrasante del material de apoyo, determinándose en función de estos parámetros un pavimento cuya vida útil corresponde a la usualmente establecida para estructuras de concreto, que en el caso de pavimentos se estima de 25 años, siempre y cuando se encuentren debidamente protegidos los materiales de la subrasante, se tenga un mantenimiento adecuado de los materiales que sellan las

Capítulo 7 DISEÑO DEL PISO DE LAS NAVES Y DEL PAVIMENTO DE LA VIALIDAD EXTERIOR

juntas entre las losas y que no se permita la circulación de vehículos de mayor peso al de diseño.

7.3 PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO DE LA PLATAFORMA DE MATERIALES MEJORADOS

El procedimiento constructivo para la excavación que alojará a la plataforma de materiales inertes colocados en forma controlada, y que sustituirán a los materiales de relleno de mala calidad existentes entre la plataforma y 1 m de profundidad.

- a) Las excavaciones necesarias para alojar a las plataformas se podrán hacer con taludes verticales, empleando maquinaria hasta 0.1 m arriba del nivel de apoyo de la plataforma, la última capa se excavará a mano para evitar la alteración del material de apoyo.
- b) Una vez alcanzado el nivel de apoyo recomendado de la plataforma, se deberá verificar que no existan materiales sueltos o materiales de relleno de mala calidad a la profundidad de desplante recomendada.
- c) A continuación se procederá a la construcción de la plataforma de materiales inertes por debajo del área que ocupará el piso de la nave . Estos materiales inertes estarán constituidos por una capa de grava arenosa de 0.2 m de espesor, compactada al 95 % de su peso volumétrico seco máximo, según la prueba porter, que sustituirá a los materiales de mala calidad en sus primeros 20 cm. Teniendo un relleno de materiales inertes, con buena permeabilidad, las condiciones de saturación se

Capítulo 7 DISEÑO DEL PISO DE LAS NAVES Y DEL PAVIMENTO DE LA VIALIDAD EXTERIOR

homogenizan, y el humedecimiento uniforme tiende a igualar la expansión de los materiales que subyacerán a la plataforma que se proyecta construir, minimizando los movimientos verticales diferenciales.

1. Se excavará en un área ampliada una franja perimetral y exterior de 0.5 m de ancho, respecto a la que cubrirá la nave y la vialidad, hasta 1 m de profundidad con respecto al nivel actual del terreno. El material producto del despalme del área verde se retirará de la obra al lugar indicado por la dirección de la obra, pues estos están constituidos por suelo vegetal y material areno limoso contaminado con basura de compactación media, en la zona restante los materiales que subyacen a la carpeta asfáltica deberán acamellonarse para ser seleccionados y reutilizados.
2. En las áreas en las que se vaya a colocar el terraplén, antes de su construcción se deberá escarificar la superficie del terreno natural hasta una profundidad de 10 cm, compactándola al 90 % de su peso volumétrico seco máximo, con un contenido de agua de 3 % superior al óptimo. Una vez recom pactado el nivel máximo de excavación se colocará una capa de 20 cm de espesor de un material granular constituido por grava arenosa. A continuación se colocará un terraplén utilizando tepetate (arenolimoso) hasta 40 cm antes de llegar al piso terminado de la nave (como se muestra en las figuras 68 a 70). Posteriormente se colocará una base de grava cementada con espesor de 20 cm y compactada al 98 % de su P.V.S.M. Una vez construida la base se construirá la losa de concreto hidráulico que formará parte del piso de la nave, la cual tendrá un espesor de

Capítulo 7 DISEÑO DEL PISO DE LAS NAVES Y DEL PAVIMENTO DE LA VIALIDAD EXTERIOR

20 cm. Cabe mencionar que el espesor de la capa de base existente no es uniforme, por lo que deberá preverse el suministro de los materiales de base en esta zona

3. Todas las referencias topográficas existentes en el lugar se respetarán durante la construcción, tales como alineamientos, niveles, señalamientos, etc.; reponiéndose en caso de que dañen a alteren.
4. Los materiales usados para la construcción del terraplén podrán ser obtenidos de mezclas de gravas y arenas, bien graduadas.
5. Los materiales con los que se construirá la plataforma se disgregarán hasta el grado de no presentar grumos o terrones y se mezclarán en forma mecánica hasta obtener una revoltura homogénea en su constitución y granulometría.
6. Los materiales que constituirán los terraplenes, ya mezclados y con el contenido de agua óptimo, previamente determinado en el laboratorio, se colocarán en capas de 20 cm de espesor, como máximo, compactadas al 95 % de su peso volumétrico seco máximo, hasta alcanzar el nivel del lecho inferior de la cimentación, empleando rodillo liso vibratorio.
7. Se deberán efectuar pruebas de compactación en las capas compactadas, verificando el porcentaje de compactación alcanzado

Capítulo 7 DISEÑO DEL PISO DE LAS NAVES Y DEL PAVIMENTO DE LA VIALIDAD EXTERIOR

en la construcción. Se recomienda hacer una prueba consistente en una cala volumétrica, por cada 20 m³ de material compactado.

Una vez alcanzado el lecho inferior de piso terminado y en caso necesario, se colocará a la brevedad posible una plantilla de concreto pobre que proteja al material de alteraciones por el tránsito de trabajadores, remoldeo y fisuramiento, por pérdida de humedad.

7.4. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO DEL TERRAPLEN

A continuación se indica el procedimiento para la construcción y control de terraplenes :

- a) En el área en que se construirá el terraplén se despalmará la superficie en un espesor de 1 m; el material producto de despalme se retirará de la obra.
- b) Antes de la construcción del terraplén, se deberá escarificar la superficie del terreno hasta una profundidad de 10 cm, y recom pactarse al 90% proctor estándar, para que a continuación se coloque una capa de material inerte de 0.2 cm de espesor. Una vez colocada esta capa se procederá a construir el terraplén que tendrá un espesor de 0.4 m.
- c) Todas las referencias topográficas existentes en el lugar se respetarán durante la construcción, tales como : alineamientos, niveles, señalamientos, etc., reponiéndose en caso de que se dañen o alteren.

Capítulo 7 DISEÑO DEL PISO DE LAS NAVES Y DEL PAVIMENTO DE LA VIALIDAD EXTERIOR

- d) Para la construcción del terraplén podrán ser utilizados mezclas de gravas, arenas y material fino (tepetate) que cumplan con las siguientes especificaciones:

| | |
|---------------------------------|-----------------------------|
| Límite líquido | 40 % máx. |
| Índice plástico | 20 % máx. |
| Contracción lineal | 8 % máx. |
| Valor relativo de soporte (CBR) | 15 % mín. |
| Contenido de agua óptimo | 25 % máx. |
| Peso volumétrico seco máximo | 1.3 ton/m ³ mín. |

- e) Los materiales con los que se construirá el terraplén, se disgregarán hasta el grado de no presentar grumos o terrones y se mezclarán mediante una motoconformadora hasta obtener una revoltura homogénea en su constitución y granulometría, incorporando cal hidratada en un porcentaje de 5 %, en peso.
- f) Los materiales ya mezclados y con el contenido de agua óptimo, previamente determinado en el laboratorio, se colocarán en capas no mayores de 20 cm de espesor en estado suelto, y se compactarán al 95 % de su peso volumétrico seco máximo según la prueba proctor estándar. Las dos últimas capas serán de 15 cm en estado suelto, compactadas al 95 % de su peso volumétrico seco máximo según la prueba proctor estándar; y por último se colocará una capa de 15 cm en estado suelto, de grava controlada, material de base, compactada al 98 % de la prueba porter.

Capítulo 7 DISEÑO DEL PISO DE LAS NAVES Y DEL PAVIMENTO DE LA VIALIDAD EXTERIOR

g) Las especificaciones que deberá cumplir el material de base son las siguientes:

I) De granulometría

La curva granulométrica deberá quedar comprendida entre el límite inferior de la zona 1 y el superior de la zona 2 (ver figura 71), adoptando una forma semejante a las curvas que limitan las zonas, y no tener cambios bruscos de pendiente.

En relación del porcentaje en peso que pasa la malla No. 200 al que pasa la malla No. 40, no deberá ser superior a 0.65.

II) De contracción lineal, valor cementante, valor relativo de soporte (CBR), tamaño máximo y peso volumétrico seco máximo, las siguientes:

| | Zonas granulométricas del material | |
|--|------------------------------------|------------|
| | 1 | 2 |
| Contracción lineal, % | 3.5 máx | 2.0 máx |
| Valor cementante, kg/cm ² | 4.5 mín | 3.5 mín |
| Valor relativo de soporte, % | 80 mín | 80 mín |
| Tamaño máximo del agregado | 1 1/2" máx | 1 1/2" máx |
| Peso volumétrico seco máx., Kg/cm ³ | 1800 mín. | 1800 mín. |

Capítulo 7 DISEÑO DEL PISO DE LAS NAVES Y DEL PAVIMENTO DE LA VIALIDAD EXTERIOR

- h) Se deberán efectuar pruebas de compactación en las capas compactadas, para verificar el porcentaje de compactación alcanzado en la construcción. Se recomienda hacer una prueba consistente en una cala volumétrica, por cada 50 m³ de material compactado.
- i) Para el control de compactación, se recomienda que desde las primeras capas tendidas se desarrolle un terraplén de prueba, para definir el número de pasadas óptimo con el equipo elegido.

El proceso de compactación será controlado por el laboratorio de Mecánica de Suelos, usando la expresión:

$$\%decompactación = \left(\frac{\gamma_{dsitio}}{\gamma_{dmáximo}} \right) * 100$$

requiriéndose como mínimo el 90 % para el cuerpo del terraplén, 95 % para las tres últimas capas y 98 % para la base.

CAPÍTULO 8

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

Capítulo 8 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

8. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

Para determinar las cimentaciones y la estabilidad de los muros de contención de la nave de tipo industrial, para almacenamiento de materia prima y de la nave que alojará los silos, y el pavimento de una vialidad, que ITAL – GRES, S.A. de C.V. proyecta construir en su planta ubicada en la Avenida San Diego No. 1, esquina con 5 de Febrero, colonia Carrillo Puerto, en la ciudad de Querétaro, Qro., se efectuaron diversos análisis de Mecánica de Suelos, basados en los resultados del muestreo y exploración del subsuelo realizados en el sitio de interés, así como en las propiedades mecánicas de los materiales, determinadas mediante pruebas de campo y de laboratorio, con los siguientes resultados.

El predio de interés se ubica en una zona plana y horizontal en la que los materiales del subsuelo corresponden a depósitos de tipo aluvio-lacustre, producto de la erosión y arrastre por lluvia de los materiales volcánicos andesíticos de las serranías cercanas, que superficialmente se han degradado a arcillas de alta plasticidad. En general la estratigrafía de los materiales del subsuelo está constituida por los siguientes depósitos: entre la superficie y 7 m de profundidad se encuentra un depósito de arcilla de alta plasticidad fuertemente preconsolidada por desecación, gris oscura, de consistencia firme a muy firme, con un índice de resistencia a la penetración estándar variable de 10 a 25 golpes; con límite líquido del orden de 100 % y plástico de 40 %, del grupo CH según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS); parcialmente saturado y susceptible de aumentar su grado de saturación. Subyaciendo al depósito anterior se encuentra un depósito de arcilla limo arenosa, café clara, de

Capítulo 8 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

consistencia dura, con índice de resistencia a la penetración estándar variable de 15 a más de 50 golpes, de límite líquido del orden de 50 % y plástico de 28 %, del grupo CH y CL según el SUCS. No se encontró nivel de aguas freáticas hasta la profundidad explorada.

Considerando las características arquitectónicas y estructurales de las estructuras proyectadas, y las características estratigráficas y mecánicas de los materiales del subsuelo antes descritas, en particular la potencialidad de expansividad que presentan los materiales entre la superficie y 2.5 m de profundidad, al incrementarse grado de saturación, el diseño de la cimentación de las estructuras de interés debe minimizar los movimientos diferenciales que pudieran presentarse al saturarse diferencialmente los materiales de apoyo de la cimentación, lo cual se satisface para zapatas corridas perimetrales en el sentido longitudinal y zapatas aisladas con contratraveses de liga para las columnas intermedias de los muros cabeceros, apoyadas a un nivel tal que aplicando la capacidad de carga máxima admisible a ese nivel, se reprima la potencialidad expansiva de los materiales arcillosos, calculada en base a los ensayos de saturación bajo carga realizados.

Se encontró que las dimensiones de los muros ya diseñados resultan con factores de seguridad escasos respecto a volteo, además de que se generan esfuerzos de tensión importantes en su base, los cuales los muros de contención no tienen capacidad de tomar, por lo que se recomienda modificar las dimensiones de la base de los muros a las que se presentan en las figuras 51 y 52, teniéndose que para esas condiciones se tendrán factores de seguridad admisibles contra volteo, capacidad de carga y deslizamiento de los muros de contención, como se presenta en los incisos 6.2.1, 6.2.2. y 6.2.3,

Capítulo 8 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

respectivamente, desplantados a 1.5 m de profundidad sobre una plataforma de 1 m de espesor de materiales inertes, colocados en forma controlada, que sustituya a los materiales de alta expansividad que se encuentran entre 1.5 y 2.5 m de profundidad, como se observa en la figura 49.

La estructura de soporte de los silos se cimentará sobre zapatas corridas reticulares, diseñadas para una capacidad de carga admisible de 15 ton/m², desplantadas a 1.5 m de profundidad, sobre una plataforma de materiales inertes de 1 m de espesor, como se observa en la figura 50.

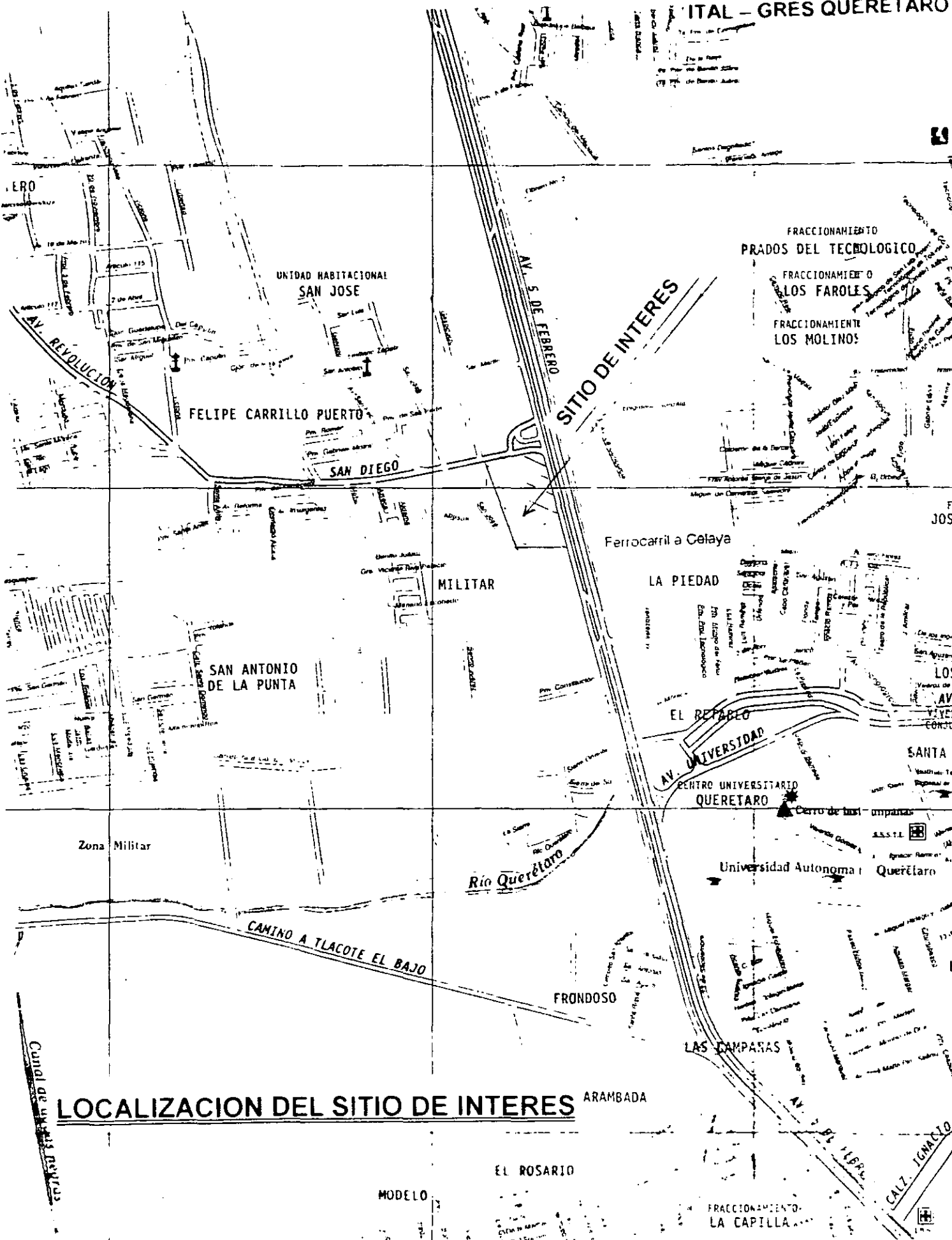
Las columnas de la nave que alojará los silos se cimentarán mediante zapatas aisladas con contratraves de rigidización, diseñadas para una capacidad de 15 ton/m², desplantadas a 1.5 m de profundidad, sobre una plataforma de materiales inertes que sustituya a los materiales de mayor expansibilidad, existentes entre 1.5 y 2.5 m de profundidad, colocados en forma controlada, es decir, que la plataforma de materiales mejorados tendrá 1 m de espesor y en planta un área ampliada en una franja perimetral de 0.5 m respecto al área cubierta por la cimentación, y se apoyará a 2.5 m de profundidad como se muestra en la figura 48.

Para el caso de los pisos y del pavimento se consideró en particular la potencialidad de expansividad que presentan los materiales entre la superficie y 2.5 m de profundidad, al incrementarse su grado de saturación y tomando en cuenta la necesidad de construir una plataforma de materiales mejorados que permitan alcanzar el nivel de piso terminado proyectado para el diseño de piso de las estructuras, se deben minimizar los movimientos diferenciales que pudieran presentarse al saturarse diferencialmente los materiales de apoyo de la cimentación, lo cual se satisface implementando una capa de materiales

Capítulo 8 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

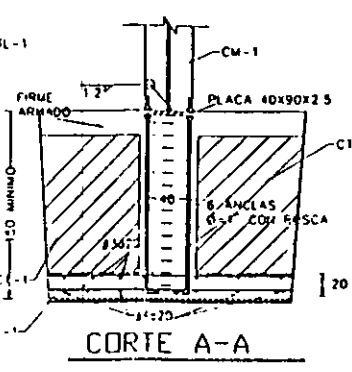
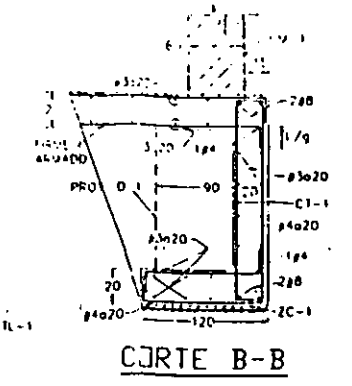
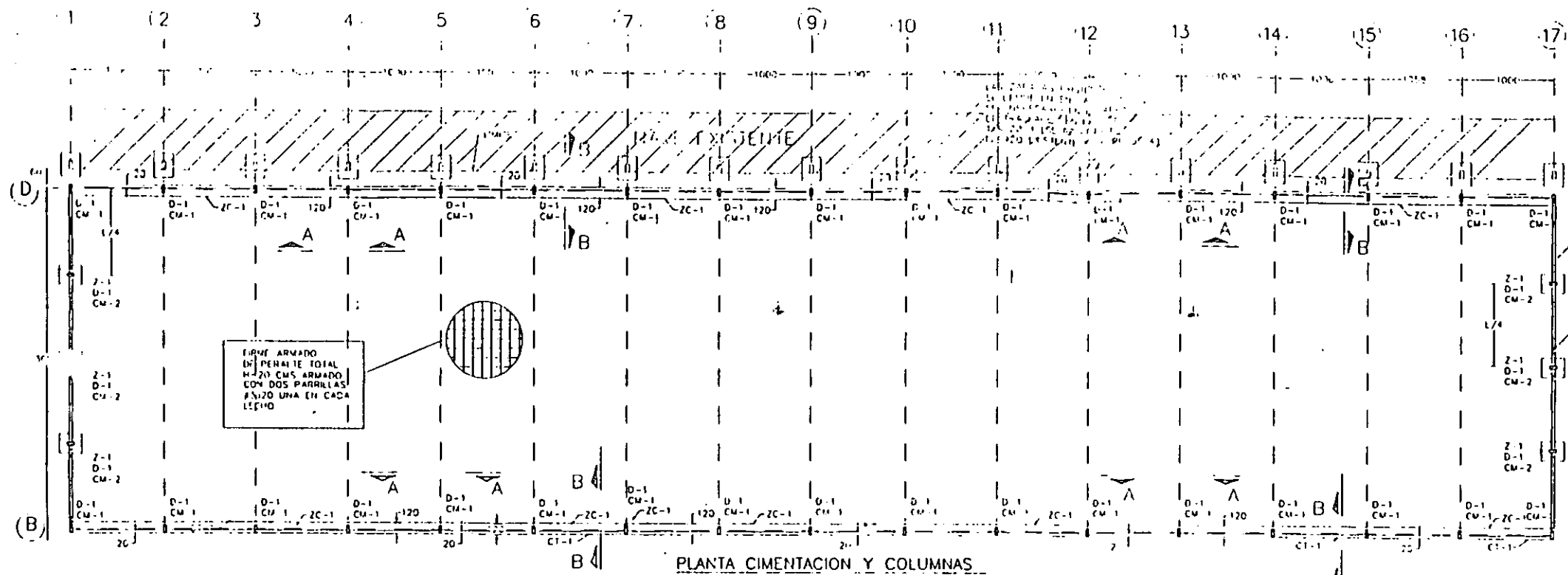
granulares en esta zona de 20 cm, que permita una saturación homogénea de los materiales arcillosos de color negro, que se detectaron a partir de 1 m de profundidad con respecto al nivel actual del terreno, pues le sobreyacen materiales de mala calidad constituidos por una capa de suelo vegetal y material contaminado con basura, los cuales deben ser retirados fuera de la obra, lo anterior se cumple únicamente para la zona donde se tenía área verde, ya que en el área restante existe un material de sub-base que podrá ser utilizado, siempre y cuando se seleccione satisfaciendo las características de calidad y cumplan con las especificaciones que más adelante se establecen, por lo tanto estos materiales deberán acamellonarse para volverlos a utilizar posteriormente, e inclusive es recomendable mezclarlos con materiales importados para uniformizar las características. En el inciso 7 se presenta la secuencia constructiva para la colocación y construcción de la plataforma que será necesaria para alcanzar el nivel de piso de las estructuras proyectadas.

Los pisos de las naves así como el pavimento de la vialidad proyectada serán de tipo rígido constituido por losas de concreto hidráulico reforzado por temperatura, con espesor mínimo de 15 y 18 cm, para el piso de las naves y el pavimento de la vialidad, respectivamente, como se consigna en el inciso 7. Las recomendaciones para la construcción de los pavimentos de tipo rígido se presentan en el Anexo I.



LOCALIZACION DEL SITIO DE INTERES

FIGURA. 1

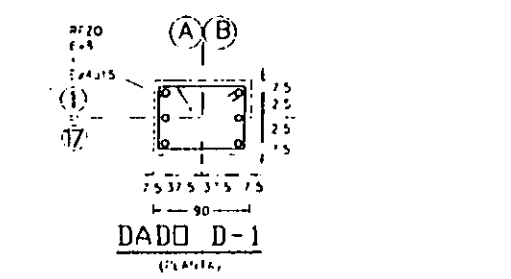
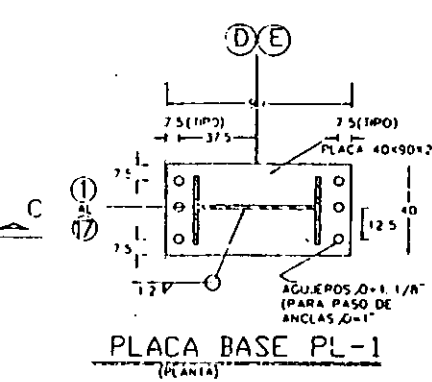
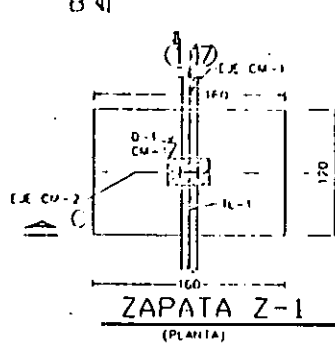
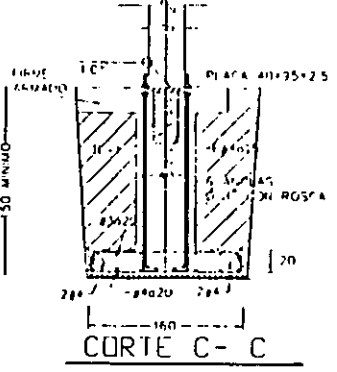
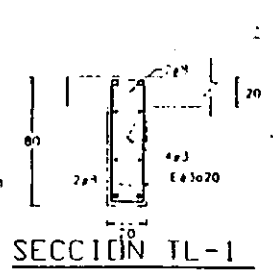
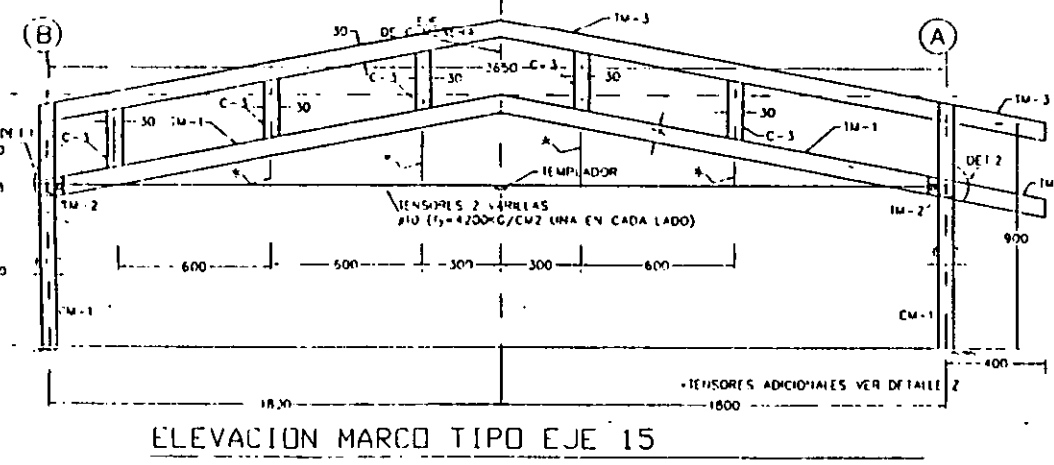


NOTAS GENERALES

1. REVISAR PLANOS ANTERIORES...
2. REVISAR PLANOS ANTERIORES...
3. REVISAR PLANOS ANTERIORES...
4. REVISAR PLANOS ANTERIORES...
5. REVISAR PLANOS ANTERIORES...
6. REVISAR PLANOS ANTERIORES...
7. REVISAR PLANOS ANTERIORES...

NOTAS DE CIMENTACION

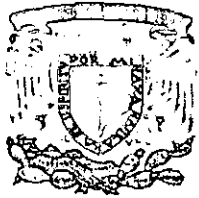
1. REVISAR PLANOS ANTERIORES...
2. REVISAR PLANOS ANTERIORES...
3. REVISAR PLANOS ANTERIORES...
4. REVISAR PLANOS ANTERIORES...
5. REVISAR PLANOS ANTERIORES...



| | | | | | |
|----------|----------------------|--------|--|-------------------------|----------------------------------|
| PROYECTO | UBICACION DE LA OBRA | PLANTA | NOTAS | OBRA | PROYECTISTA |
| | | | <p>NOTAS: LAS COTAS SON AL CENTRO. REVISAR Y VERIFICAR COTAS REALES EN OBRA. NIVELES MARCADOS EN METROS. ADICIONES EN NEGRO.</p> | NAVE ALMACEN DE ESMALTE | QUERETARO QUERETARO |
| | | | | PLANO | PLANTA DE CIMENTACION Y COLUMNAS |
| | | | | PROPORCION | ITAL - GRES SA DE CV |
| | | | | FECHA | 10 MARZO DE 1999 |
| | | | | ESCALA | E-1 |

PLANTA DE COLUMNAS

FIGURA 3



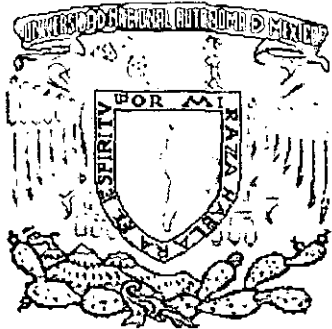
U.N.A.M. *CAMPUS ARAGON.*
INGENIERIA CIVIL.

CLASIFICACION Y CONTENIDO DE AGUA

OBRA: ITAL GRESS, QRO. SONDEO: PCA'S

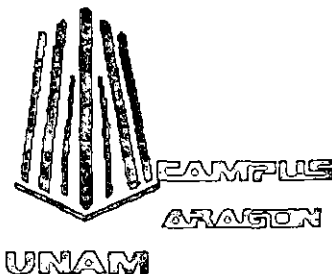


| Muestra No. | Profundidad m. | Tara No. | Tara gr. | Wh+t gr. | Ws+t gr. | w % | TORC kg/cm ² | CLASIFICACION |
|-------------|----------------|----------|----------|----------|----------|-------|-------------------------|---|
| Nave-3 | 1.50 | | | | | | | Arcilla gris oscuro con escasa arena fina. |
| P.-1mc-1 | 1.80 | 80 | 23.20 | 98.40 | 75.10 | 44.89 | | |
| PCA-2 | 1.60 | | | | | | | Arcilla gris oscuro con escasa arena fina. |
| MC-1 | 1.90 | 214 | 23.20 | 105.90 | 79.70 | 46.37 | | |
| Nave 4 | 1.20 | | | | | | | Arcilla gris oscuro con escasa arena fina. |
| P.-1mc-1 | 1.40 | 215 | 24.70 | 96.50 | 75.30 | 41.90 | | |
| PCA-2 | 1.30 | | | | | | | Arcilla gris oscuro negrusco con escasa arena fina. |
| MC-1 | 1.50 | 228 | 23.90 | 98.70 | 74.50 | 47.83 | | |
| PCA-3 | 1.25 | | | | | | | Arcilla gris oscuro negrusco con escasa arena fina. |
| MC-1 | 1.50 | 149 | 25.70 | 113.70 | 85.80 | 46.42 | | |
| PCA-1 | 1.80 | | | | | | | Arcilla gris oscuro negrusco con escasa arena fina. |
| MC-2 | 2.00 | 88 | 18.20 | 88.30 | 70.60 | 33.78 | | |
| | | | | | | | | |
| | | | | | | | | |
| | | | | | | | | |
| | | | | | | | | |
| | | | | | | | | |
| | | | | | | | | |
| | | | | | | | | |
| | | | | | | | | |
| | | | | | | | | |
| | | | | | | | | |



U.N.A.M. CAMPUS ARAGON.

INGENIERIA CIVIL



PORCENTAJE DE FINOS.

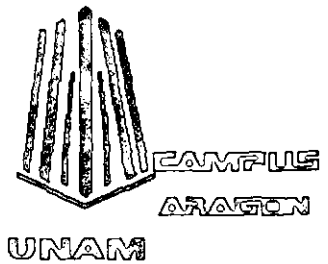
PROCEDENCIA: ITAL GRESS, QRO.
SONDEO: NAVE 3

| Muestra | Profundidad m. | Ws+tara gr. | Ws. Lavado+tara | W. Tara gr. | W. Total del material | W. Finos | % finos |
|------------|----------------|-------------|-----------------|-------------|-----------------------|----------|---------|
| PCA-1 MC-1 | 1.50-1.80 | 75.10 | 23.90 | 23.20 | 51.90 | 51.20 | 98.65 |
| PCA-2 MC-1 | 1.60-1.90 | 79.70 | 24.20 | 23.20 | 56.50 | 55.50 | 98.23 |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |



U.N.A.M. CAMPUS ARAGON.

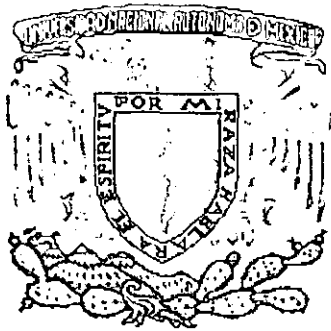
INGENIERIA CIVIL



PORCENTAJE DE FINOS.

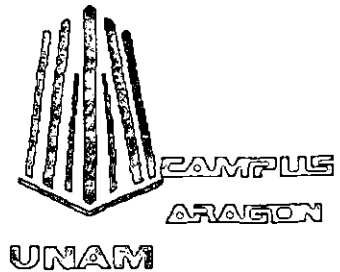
PROCEDENCIA: ITAL GRESS, QRO.
SONDEO: NAVE 4

| Muestra | Profundidad m. | Ws+tara gr. | Ws. Lavado+tara | W. Tara gr. | W. Total del material | W. Finos | % finos |
|------------|-------------------|----------------|--------------------|----------------|--------------------------|----------|---------|
| PCA-1 MC-1 | 1.20-1.40 | 75.30 | 25.90 | 24.70 | 50.60 | 49.40 | 97.63 |
| PCA-1 MC-2 | 1.80-2.00 | 70.60 | 19.90 | 18.20 | 52.40 | 50.70 | 96.76 |
| PCA-2 MC-1 | 1.30-1.50 | 74.5 | 25.1 | 23.9 | 50.60 | 49.40 | 97.63 |
| PCA-3 MC-1 | 1.25-1.50 | 85.8 | 26.3 | 25.7 | 60.10 | 59.50 | 99.00 |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |



U.N.A.M. CAMPUS ARAGON.

INGENIERIA CIVIL.



PROCEDENCIA: ITAL GRESS, QRO. NAVE 3

SONDEO: PCA-1 MUESTRA: MC-1 PROF.: 1.50-1.80 m

DESCRIPCION DEL MATERIAL: ARCILLA CAFÉ OSCURO

LIMITE LIQUIDO

| No. GOLPES | No. Tara | W _{h+t} | W _{s+t} | W _t | W% |
|------------|----------|------------------|------------------|----------------|--------|
| 46 | 368 | 20.70 | 16.70 | 12.10 | 86.96 |
| 28 | 325 | 21.70 | 17.40 | 12.70 | 91.49 |
| 17 | 355 | 19.70 | 16.20 | 12.70 | 100.00 |
| 8 | 363 | 19.80 | 15.20 | 11.00 | 109.52 |
| | | | | | |

LIMITE PLASTICO

| | | | | | |
|--|----|-------|-------|-------|-------|
| | 7 | 14.80 | 13.60 | 10.00 | 33.33 |
| | 17 | 14.90 | 13.70 | 10.10 | 33.33 |

CONTRACCION LINEAL

| | Barra No. | Lec. Inic. | Lec. Final | C.L. (%) |
|--|-----------|------------|------------|----------|
| | | | | |

| | LL | L.P. | I.P. | S.U.C.S. |
|--|-------|-------|-------|----------|
| | 95.00 | 33.33 | 61.67 | CH |

OBSERVACIONES: _____

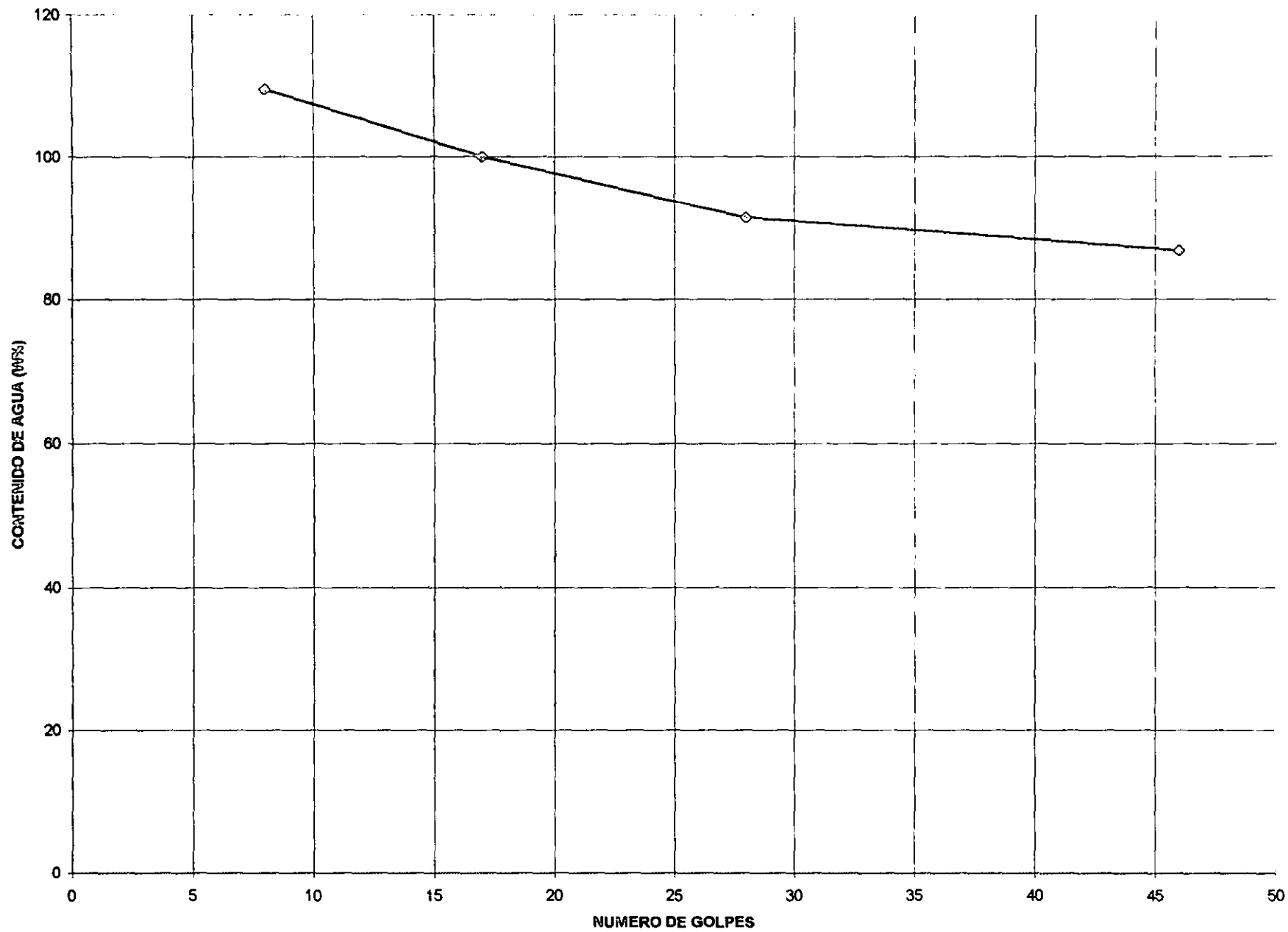
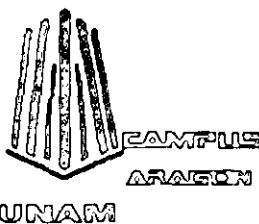


FIGURA 7-A



U.N.A.M. CAMPUS ARAGON.



INGENIERIA CIVIL.

PROCEDENCIA: ITAL GRESS, QRO. NAVE 3

SONDEO: PCA-2 MUESTRA: MAC-1 PROF.: 160-190 m

DESCRIPCION DEL MATERIAL: ARCILLA CAFÉ OSCURO

LIMITE LIQUIDO

| No. GOLPES | No. Tara | Wh+t | Ws+t | Wt | W% |
|------------|----------|-------|-------|-------|--------|
| 49 | 328 | 19.30 | 15.90 | 12.40 | 97.14 |
| 33 | 366 | 17.30 | 13.70 | 10.10 | 100.00 |
| 20 | 314 | 18.90 | 14.50 | 10.30 | 104.76 |
| 10 | 384 | 20.60 | 16.40 | 12.50 | 107.69 |
| | | | | | |

LIMITE PLASTICO

| | | | | | |
|--|----|-------|-------|-------|-------|
| | 12 | 14.40 | 13.30 | 10.00 | 33.33 |
| | 21 | 14.50 | 13.20 | 10.00 | 40.63 |

CONTRACCION LINEAL

| Barra No. | Lec. Inic. | Lec. Final | C.L. (%) |
|-----------|------------|------------|----------|
| | | | |

| | | | | |
|--|--------|-------|-------|----------|
| | LL | L.P. | I.P. | S.U.C.S. |
| | 101.80 | 36.98 | 64.82 | CH |

OBSERVACIONES: _____

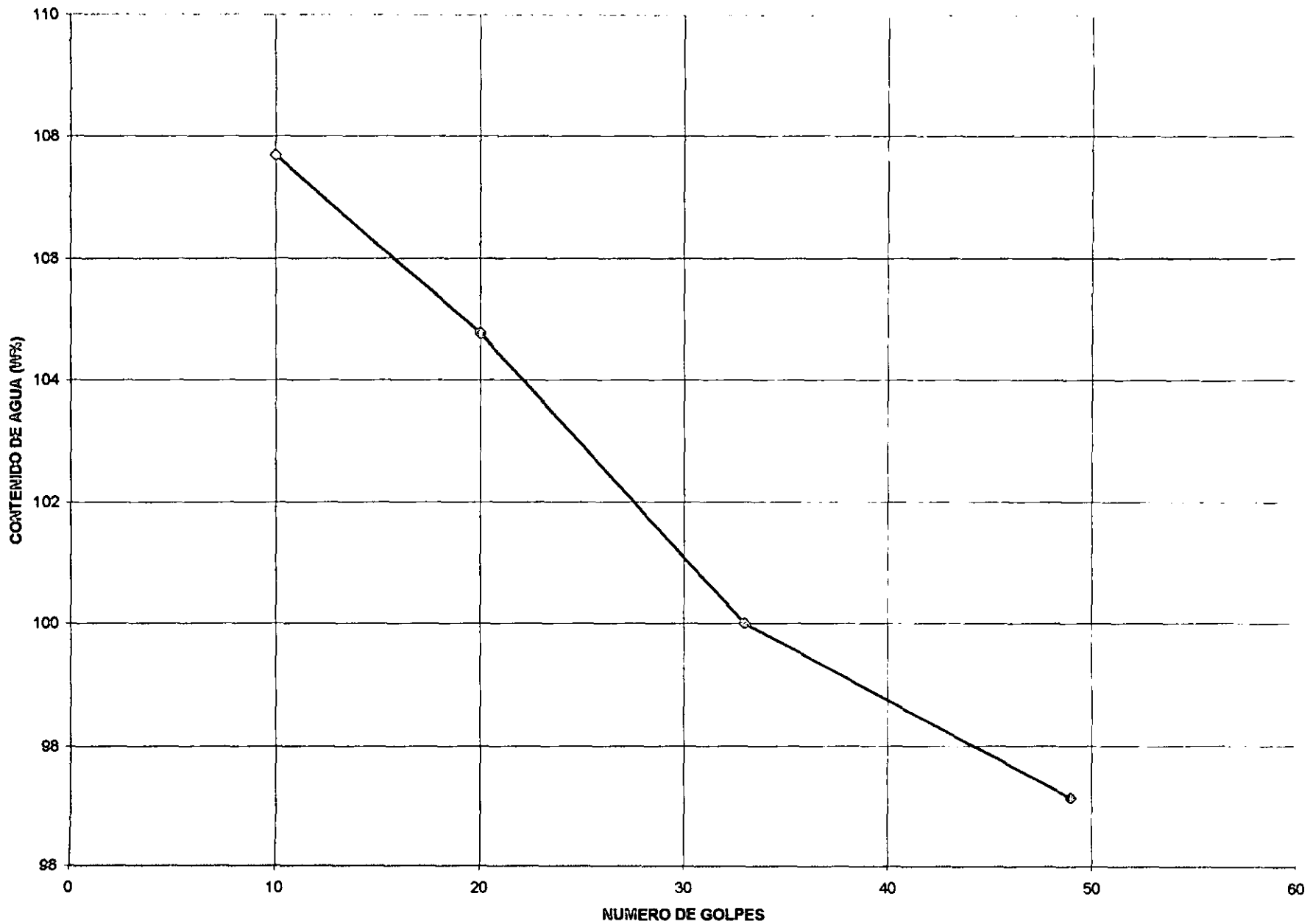
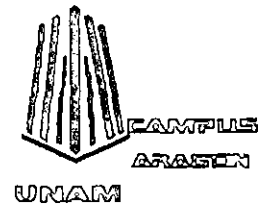


FIGURA 8-A



U.N.A.M. CAMPUS ARAGON.



INGENIERIA CIVIL.

PROCEDENCIA: ITAL GRESS, QRO. NAVE 4

SONDEO: PCA-1 MUESTRA: MC-1 PROF.: 1.20-1.40 m

DESCRIPCION DEL MATERIAL: ARCILLA CAFÉ OSCURO

LIMITE LIQUIDO

| No. GOLPES | No. Tara | Wh+t | Ws+t | Wt | W% |
|------------|----------|-------|-------|-------|--------|
| 35 | 381 | 19.00 | 15.50 | 11.50 | 87.50 |
| 27 | 359 | 18.30 | 14.70 | 10.70 | 90.00 |
| 15 | 322 | 20.10 | 16.10 | 11.90 | 95.24 |
| 7 | 420 | 21.20 | 17.10 | 13.00 | 100.00 |
| | | | | | |

LIMITE PLASTICO

| | | | | | |
|--|----|-------|-------|------|-------|
| | 13 | 12.30 | 11.60 | 9.70 | 36.84 |
| | 3 | 12.50 | 11.80 | 9.70 | 33.33 |

CONTRACCION LINEAL

| Barra No. | Lec. Inic. | Lec. Final | C.L. (%) |
|-----------|------------|------------|----------|
| | | | |

| LL | LP. | IP. | S.U.C.S. |
|-------|-------|-------|----------|
| 90.90 | 35.09 | 55.81 | CH |

OBSERVACIONES: _____

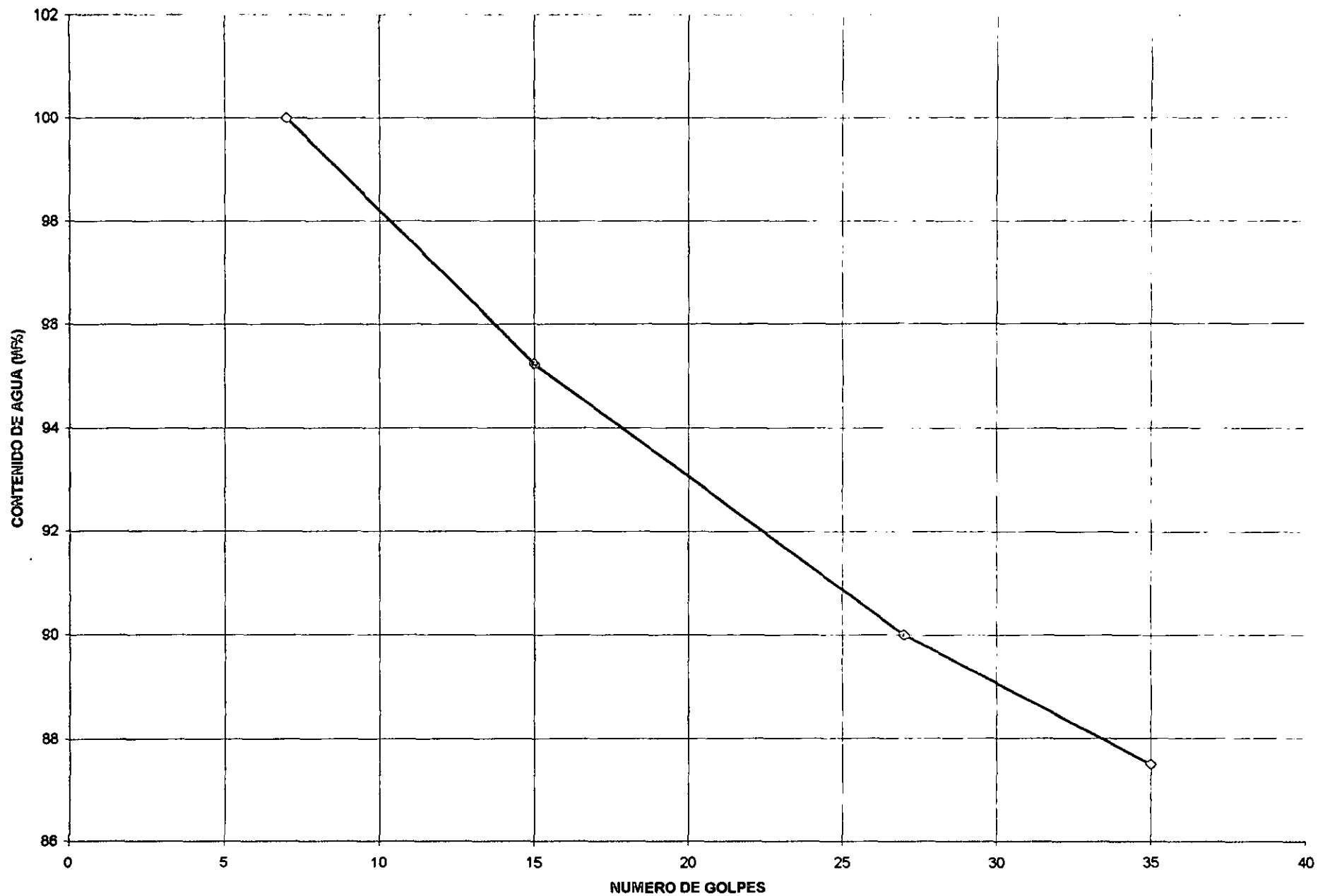
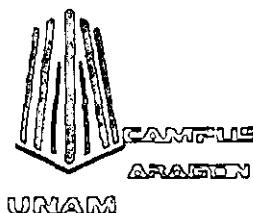


FIGURA 9-A



U.N.A.M. CAMPUS ARAGON.



INGENIERIA CIVIL.

PROCEDENCIA: ITAL GRESS, QRO. NAVE 4

SONDEO: PCA-1 MUESTRA: MC-2 PROF.: 1.80-2.00 m

DESCRIPCION DEL MATERIAL: ARCILLA CAFÉ OSCURO

LIMITE LIQUIDO

| No. GOLPES | No. Tara | Wh+t | Ws+t | Wt | W% |
|------------|----------|-------|-------|-------|--------|
| 35 | 309 | 18.80 | 15.80 | 12.10 | 81.08 |
| 28 | 377 | 20.16 | 16.60 | 12.40 | 84.76 |
| 13 | 409 | 17.70 | 14.20 | 10.60 | 97.22 |
| 5 | 329 | 22.10 | 17.50 | 13.20 | 106.98 |
| | | | | | |

LIMITE PLASTICO

| | | | | | |
|--|-----|-------|-------|-------|-------|
| | 29 | 12.90 | 12.30 | 10.00 | 26.09 |
| | 423 | 9.40 | 8.70 | 6.20 | 28.00 |

CONTRACCION LINEAL

| Barra No. | Lec. Inic. | Lec. Final | C.L. (%) |
|-----------|------------|------------|----------|
| | | | |

| LL | LP | I.P. | S.U.C.S. |
|-------|-------|-------|----------|
| 86.90 | 27.04 | 59.86 | CH |

OBSERVACIONES: _____

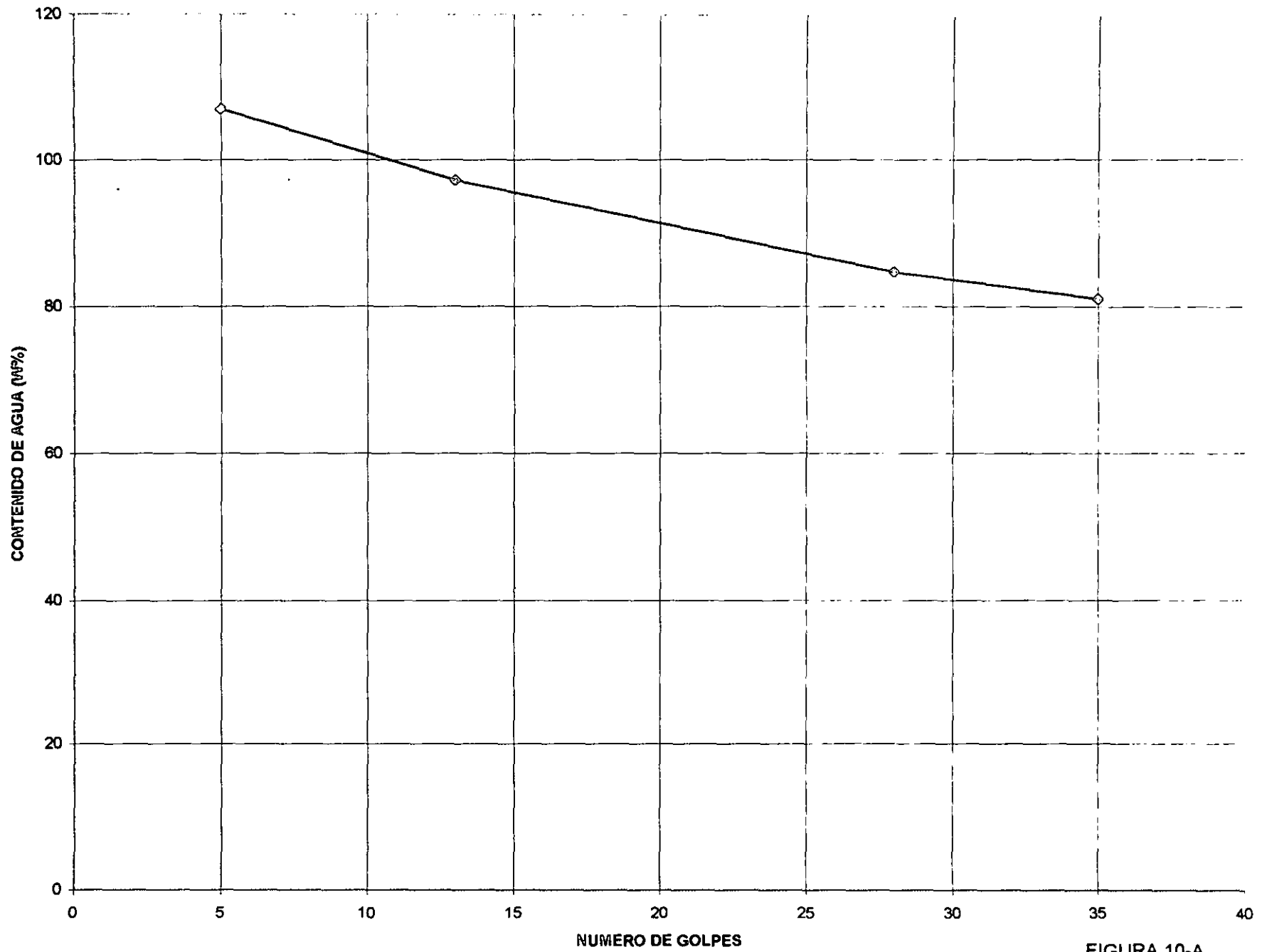
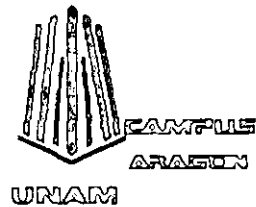


FIGURA 10-A



U.N.A.M. CAMPUS ARAGON.



INGENIERIA CIVIL.

PROCEDENCIA: ITAL GRESS, QRO. NAVE 4

SONDEO: PCA-2 MUESTRA: MC-1 PROF.: 130-150 m

DESCRIPCION DEL MATERIAL: ARCILLA CAFÉ OSCURO

LIMITE LIQUIDO

| No. GOLPES | No. Tara | Wh+t | Ws+t | Wt | W% |
|------------|----------|-------|-------|-------|--------|
| 49 | 380 | 19.30 | 15.40 | 11.60 | 102.63 |
| 30 | 396 | 22.46 | 16.90 | 11.80 | 109.02 |
| 23 | 315 | 18.70 | 15.10 | 11.90 | 112.50 |
| 10 | 385 | 20.80 | 16.20 | 12.30 | 117.95 |
| | | | | | |

LIMITE PLASTICO

| | | | | | |
|--|-----|-------|-------|------|-------|
| | 435 | 12.60 | 11.30 | 7.70 | 36.11 |
| | 439 | 12.80 | 11.40 | 7.90 | 40.00 |

CONTRACCION LINEAL

| Barra No. | Lec. Inic. | Lec. Final | C.L. (%) |
|-----------|------------|------------|----------|
| | | | |

| LL | L.P. | I.P. | S.U.C.S. |
|--------|-------|-------|----------|
| 111.30 | 38.06 | 73.24 | CH |

OBSERVACIONES: _____

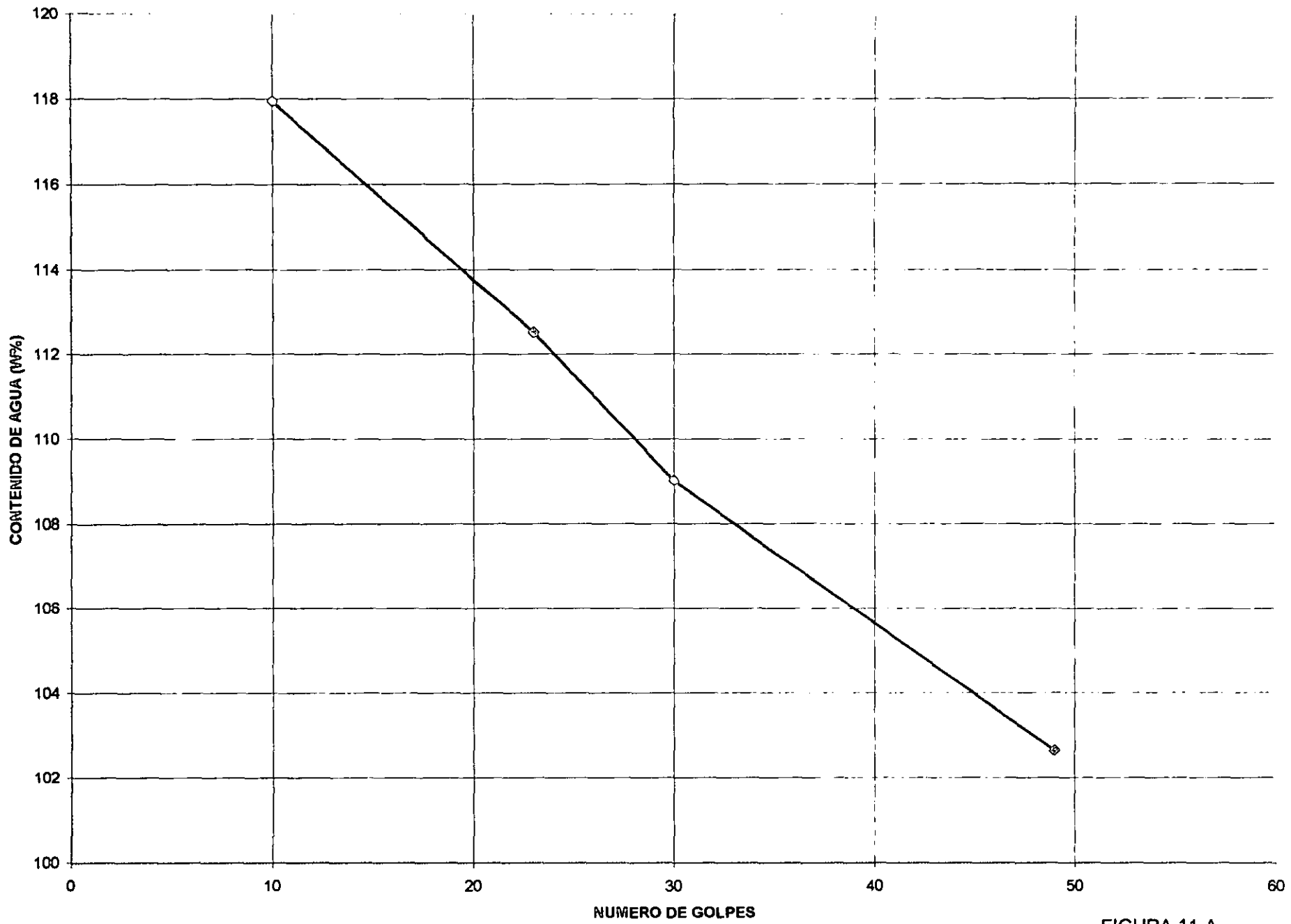
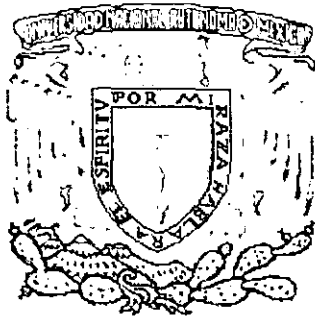
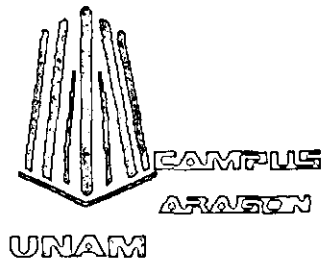


FIGURA 11-A



U.N.A.M. CAMPUS ARAGON.



INGENIERIA CIVIL.

PROCEDENCIA: ITAL GRESS, QRO. NAVE 4

SONDEO: PCA-3 MUESTRA: MC-1 PROF.: 1.25-1.50

DESCRIPCION DEL MATERIAL: ARCILLA GRIS OSCURO

LIMITE LIQUIDO

| No. GOLPES | No. Tara | Wh+t | Ws+t | Wt | W% |
|------------|----------|-------|-------|-------|--------|
| 49 | 345 | 19.40 | 15.80 | 12.10 | 97.30 |
| 29 | 342 | 20.57 | 16.40 | 12.30 | 101.71 |
| 18 | 528 | 39.80 | 36.10 | 32.60 | 105.71 |
| 10 | 514 | 41.60 | 37.20 | 33.10 | 107.32 |
| | | | | | |

LIMITE PLASTICO

| | | | | | |
|--|-----|-------|-------|------|-------|
| | 436 | 12.30 | 11.10 | 7.60 | 34.29 |
| | 437 | 12.60 | 11.40 | 8.00 | 35.29 |

CONTRACCION LINEAL

| Barra No. | Lec. Inic. | Lec. Final | C.L. (%) |
|-----------|------------|------------|----------|
| | | | |

| LL | LP | IP | S.U.C.S. |
|--------|-------|-------|----------|
| 102.98 | 34.79 | 68.19 | CH |

OBSERVACIONES: _____

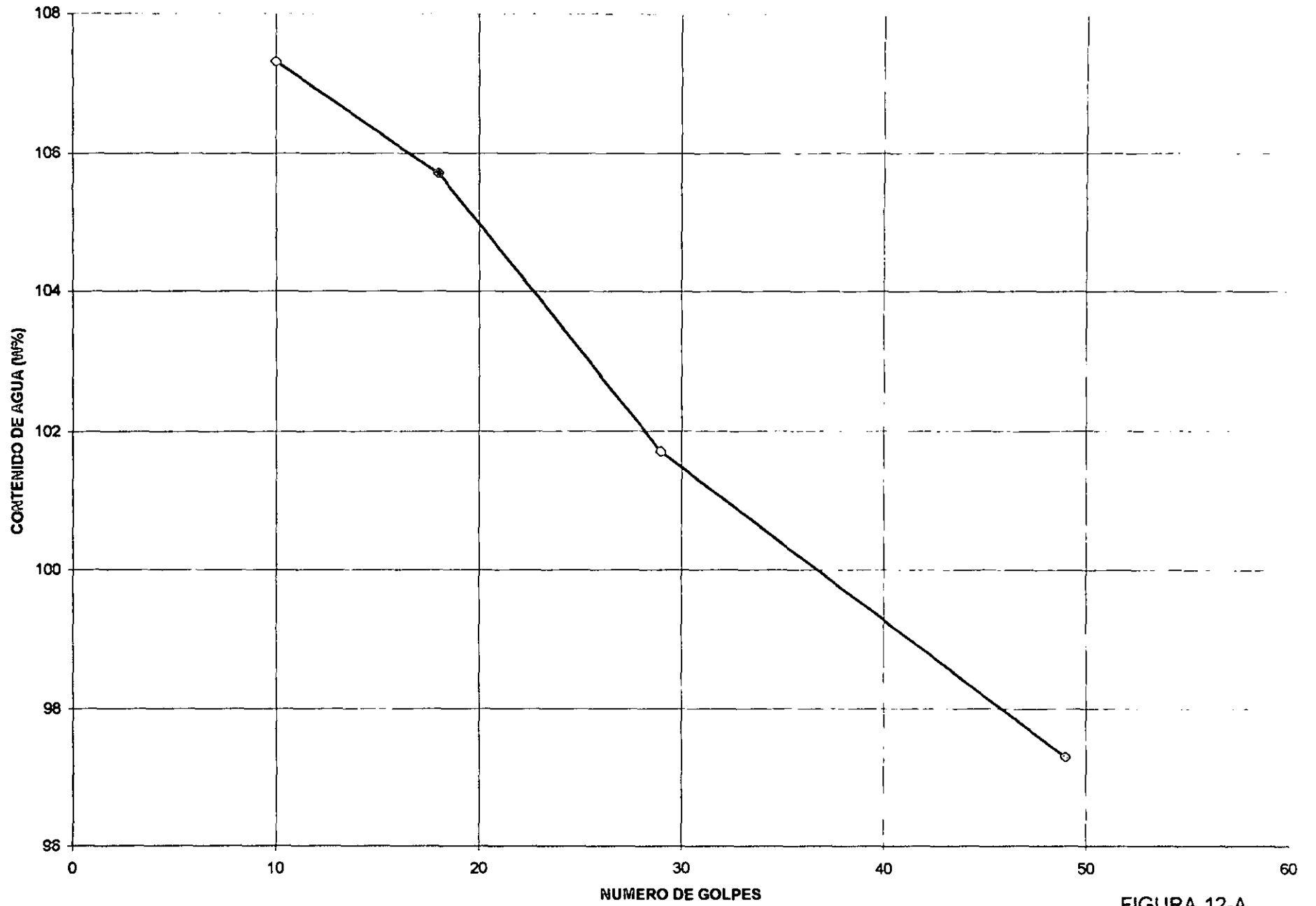


FIGURA 12-A

ITAL GRESS, QRO. PCA-1 MC-1 PROF.: 1.50-1.80 m

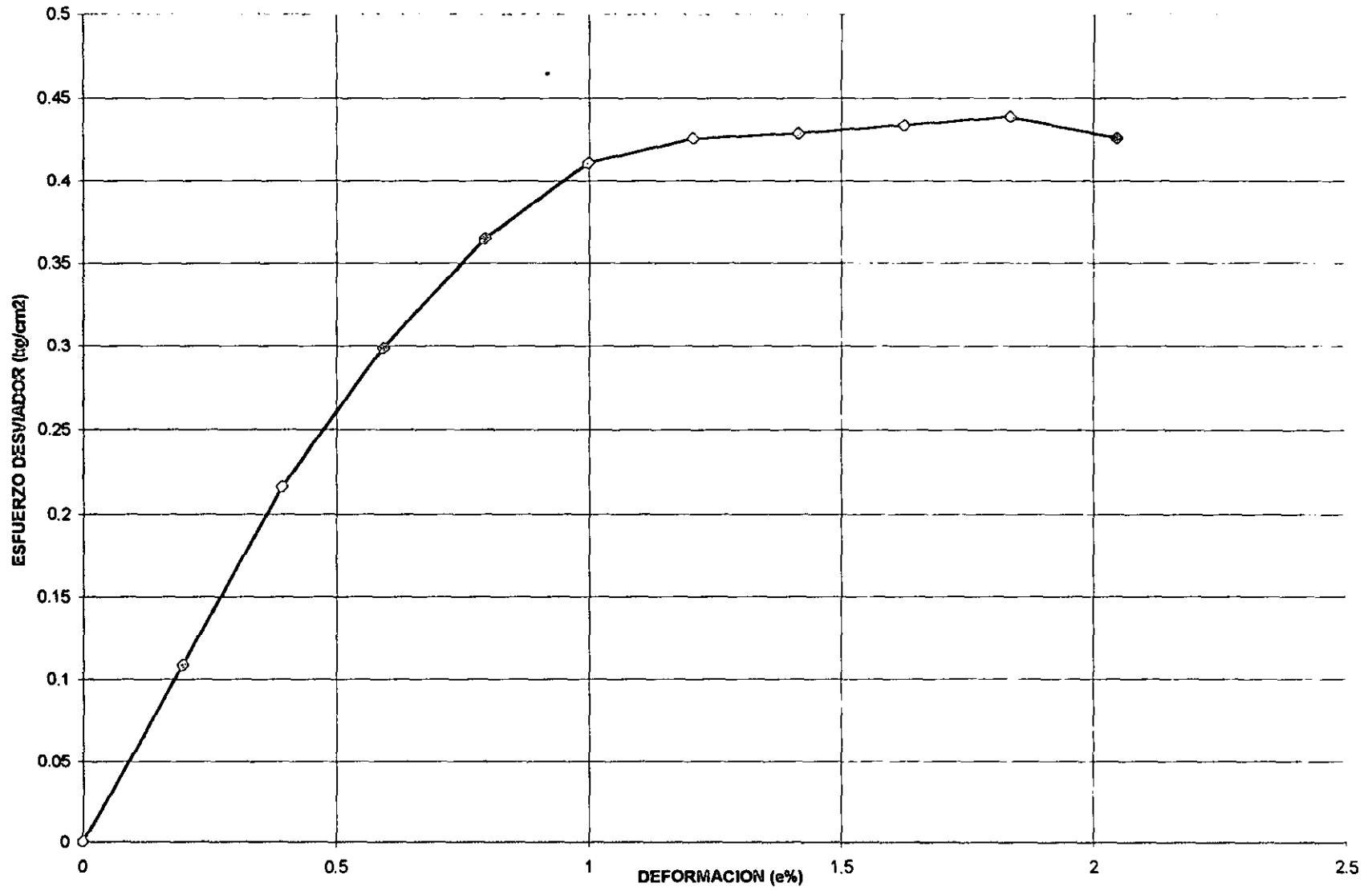
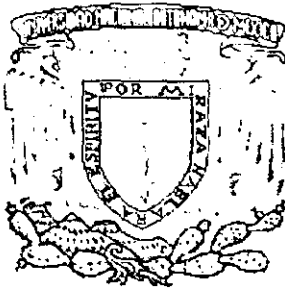
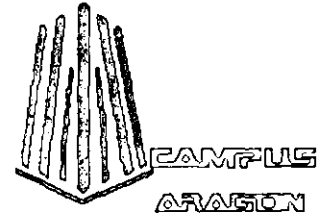


FIGURA 14



U.N.A.M.



UNAM

CAMPUS ARAGON.

INGENIERIA CIVIL.

PRUEBA TRIAXIAL UU

Arcilla gris obscuro negruzco con escasa arena fina.

OBRA: ITAL GRESS, QRO.

NAVE 3

SONDEO: PCA-2

FECHA:

MUESTRA: MC-1

CONST.: 0.192

PROF.: 1.60 m-1.90 m

PRESION: 0.25 kg/cm²

OPERADOR:

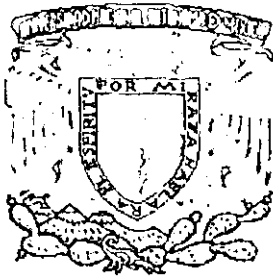
VELOCIDAD: 0.01667

| | | | |
|-----------|------------------------|---------|--------------------------|
| ds = | 3.49 cm | Wo = | 121.80 gr |
| dm = | 3.41 cm | Wt = | 16.50 gr |
| di = | 3.42 cm | Wt+sh = | 138.10 gr |
| d prom. = | 3.43 cm | Wt+ss = | 100.00 gr |
| h1 = | 7.91 cm | Ss = | 2.52 |
| h2 = | 7.91 cm | W (%) = | 45.63 |
| h prom. = | 7.91 cm | pvhi = | 1.671 ton/m ³ |
| Ao = | 9.213 cm ² | pvhf = | 1.669 ton/m ³ |
| Vo = | 72.877 cm ³ | pvs = | 1.148 ton/m ³ |
| ei = | 1.196 | Gi = | 96.16 (%) |
| ef = | 1.199 | Wi = | 45.87 (%) |
| si = | 96.373 (%) | Wf = | 45.63 (%) |
| sf = | 95.869 (%) | | |

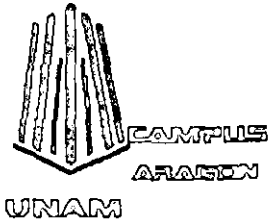
| tiempo mm | anillo mm | f kg | Def. % | Ac cm ² | Esfuerzo kg/cm ² |
|--------------|--------------|---------|-----------|-----------------------|--------------------------------|
| 0.0000 | 0.00 | 0.00000 | 0.0000 | 9.2132 | 0.0000 |
| 10 | 8.20 | 1.57440 | 0.1667 | 9.2286 | 0.1706 |
| 20 | 17.80 | 3.41760 | 0.3334 | 9.2440 | 0.3697 |
| 30 | 27.30 | 5.24160 | 0.5001 | 9.2595 | 0.5661 |
| 40 | 36.20 | 6.95040 | 0.6668 | 9.2751 | 0.7494 |
| 50 | 42.70 | 8.19840 | 0.8335 | 9.2906 | 0.8824 |
| 60 | 47.20 | 9.06240 | 1.0002 | 9.3063 | 0.9738 |
| 70 | 50.30 | 9.65670 | 1.1669 | 9.3220 | 1.0360 |
| 80 | 51.40 | 9.86880 | 1.3336 | 9.3377 | 1.0569 |
| 90 | 51.20 | 9.83040 | 1.5003 | 9.3535 | 1.0510 |
| 100 | 49.30 | 9.46560 | 1.6670 | 9.3694 | 1.0103 |

1.0569

FIGURA 15



U.N.A.M.



CAMPUS ARAGON.

INGENIERIA CIVIL.

OBRA: ITAL GRESS, QRO. NAVE 3

SONDEO: PCA-2

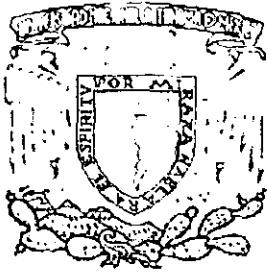
MUESTRA: MC-1

PROF.: 1.60-1.90 m

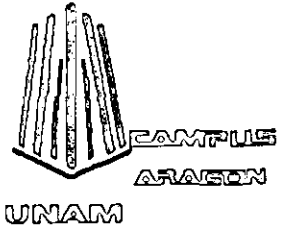
| PRESION: | | 0.50 kg/cm ² | |
|-----------|------------------------|-------------------------|--------------------------|
| ds = | 3.51 cm | Wo = | 120.50 gr |
| dm = | 3.48 cm | Wt = | 17 gr |
| di = | 3.47 cm | Wt+sh = | 137.00 gr |
| d prom = | 3.48 cm | Wt+ss = | 99.00 gr |
| h1 = | 7.92 cm | Ss = | 2.52 |
| h2 = | 7.92 cm | W (%) | 46.34 |
| h prom. = | 7.92 cm | pvhi = | 1.597 ton/m ³ |
| Ao = | 9.53 cm ² | pvhf = | 1.590 ton/m ³ |
| Vo = | 73.475 cm ³ | pvs = | 1.091 ton/m ³ |
| ei = | 1.310 | Gi = | 89.15 (%) |
| ef = | 1.319 | Wi = | 46.95 (%) |
| si = | 89.669 (%) | Wf = | 46.34 (%) |
| sf = | 88.505 (%) | | |

| tiempo mm | anillo mm | f kg | Def. % | Ac cm ² | Esfuerzo kg/cm ² |
|--------------|--------------|---------|-----------|-----------------------|--------------------------------|
| 0 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 9.5297 | 0.0000 |
| 10 | 7.60 | 1.4592 | 0.1667 | 9.5456 | 0.1529 |
| 20 | 17.30 | 3.3216 | 0.3334 | 9.5616 | 0.3474 |
| 30 | 26.10 | 5.0112 | 0.5001 | 9.5776 | 0.5232 |
| 40 | 34.20 | 6.5664 | 0.6668 | 9.5937 | 0.6845 |
| 50 | 42.10 | 8.0832 | 0.8335 | 9.6098 | 0.8411 |
| 60 | 47.80 | 9.1776 | 1.0002 | 9.626 | 0.9534 |
| 70 | 52.50 | 10.0800 | 1.1669 | 9.6422 | 1.0454 |
| 80 | 53.70 | 10.3104 | 1.3336 | 9.6585 | 1.0675 |
| 90 | 54.00 | 10.3680 | 1.5003 | 9.6749 | 1.0716 |
| 100 | 53.80 | 10.3296 | 1.6770 | 9.6913 | 1.0659 |
| 110 | 53.00 | 10.1760 | 1.8337 | 9.7077 | 1.0482 |

1.0716



U.N.A.M.



CAMPUS ARAGON.

INGENIERIA CIVIL.

UNAM

OBRA: ITAL GRESS, QRO. NAVE 3

SONDEO: PCA-2

MUESTRA: MC-1

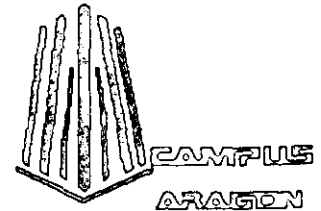
PROF.: 1.60-1.90 m

| PRESION: | | 1.00 kg/cm ² | |
|-----------|------------------------|-------------------------|--------------------------|
| ds = | 3.52 cm | Wo = | 120.60 gr |
| dm = | 3.42 cm | Wt = | 22.40 gr |
| di = | 3.49 cm | Wt+sh = | 142.60 gr |
| d prom = | 3.45 cm | Wt+ss = | 105.00 gr |
| h1 = | 7.98 cm | Ss = | 2.52 |
| h2 = | 7.98 cm | W (%) | 45.52 |
| h prom. = | 7.98 cm | pvhi = | 1.618 ton/m ³ |
| Ao = | 9.339 cm ² | pvhf = | 1.613 ton/m ³ |
| Vo = | 74.527 cm ³ | pvs = | 1.112 ton/m ³ |
| ei = | 1.266 | Gi = | 90.60 (%) |
| ef = | 1.274 | Wi = | 46.00 (%) |
| si = | 91.021 (%) | Wf = | 45.52 (%) |
| sf = | 90.062 (%) | | |

| tiempo mm | anillo mm | f kg | Def. % | Ac cm ² | Esfuerzo kg/cm ² |
|--------------|--------------|---------|-----------|-----------------------|--------------------------------|
| 0 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 9.3392 | 0.0000 |
| 10 | 6.90 | 1.3248 | 0.1667 | 9.3548 | 0.1416 |
| 20 | 14.90 | 2.8608 | 0.3334 | 0.93704 | 0.6053 |
| 30 | 23.60 | 4.5312 | 0.5001 | 0.93861 | 0.4828 |
| 40 | 32.60 | 6.2592 | 0.6668 | 9.4019 | 0.6657 |
| 50 | 40.50 | 7.7760 | 0.8335 | 9.4177 | 0.8257 |
| 60 | 46.10 | 8.8512 | 1.0002 | 9.4335 | 0.9383 |
| 70 | 51.00 | 9.7920 | 1.1669 | 9.4494 | 1.0363 |
| 80 | 53.10 | 10.1952 | 1.3336 | 9.4654 | 1.0771 |
| 90 | 53.90 | 10.3488 | 1.5003 | 9.4814 | 1.0915 |
| 100 | 53.90 | 10.3488 | 1.6670 | 9.4975 | 1.0896 |
| 110 | 52.60 | 10.0992 | 1.8337 | 9.5136 | 1.0616 |
| 120 | 52.20 | 9.6384 | 2.0004 | 9.5298 | 1.0114 |

1.0915

FIGURA 17



UNAM

U.N.A.M. CAMPUS ARAGON.

INGENIERIA CIVIL.

OBRA: PRUEBA TRIAXIAL UU
ITAL GRESS NAVE 3
 SONDEO: PCA-2
 MUESTRA: MC-1

PROF.: 1.60-1.90 m

| DESCRIPCION DEL SUELO |
|--|
| Arcilla gris obscuro negruzco con escasa arena fina. |

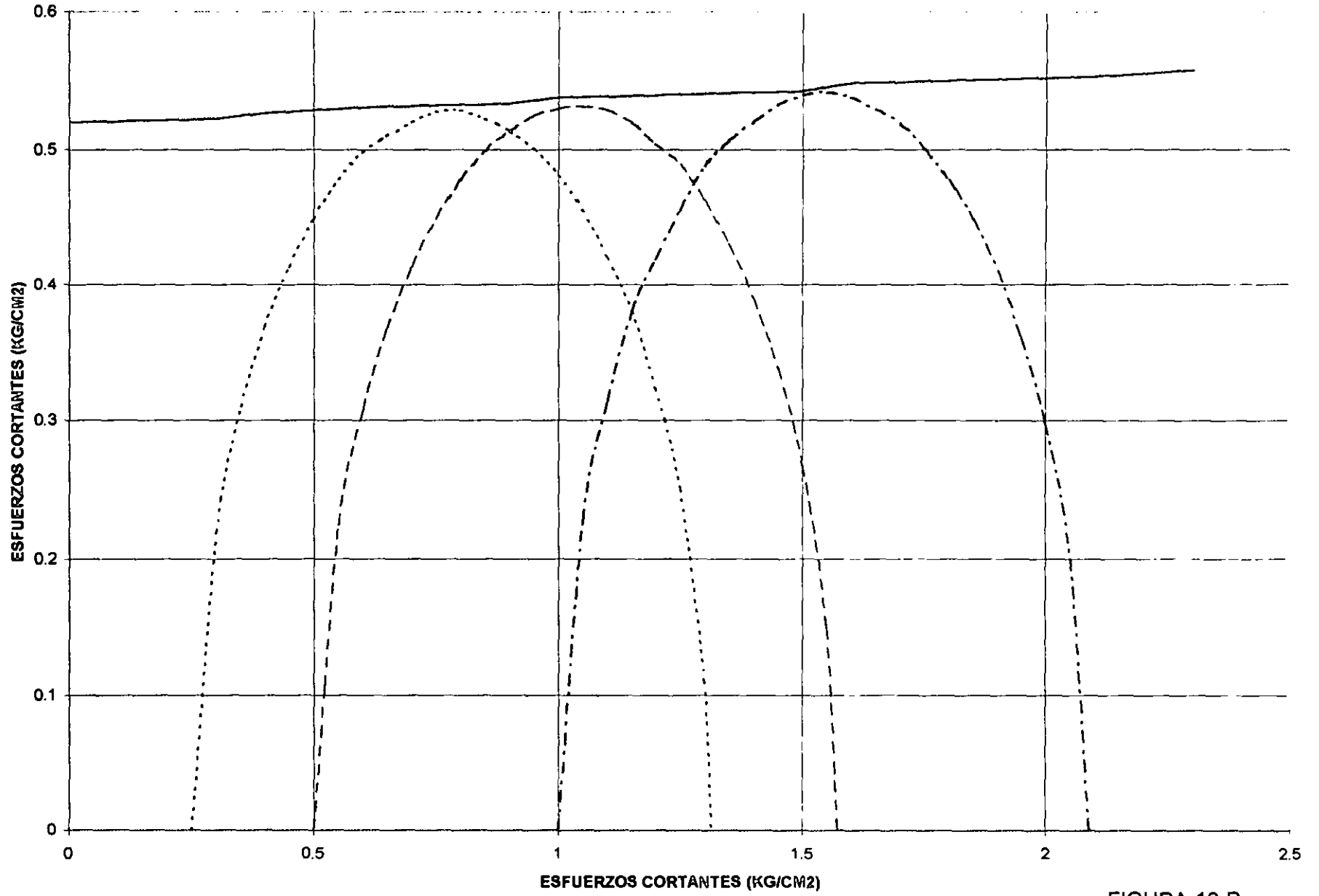
| ENSAYO | PRESION CONF. | ESFUERZO A LA FALLA | PESO VOLUM. NATURAL | G_{wi} | e_i |
|---------------|---------------|---------------------|---------------------|----------|-----------|
| Núm. | (kg/cm^2) | (kg/cm^2) | (ton/m^3) | (%) | |
| 1 | 0.25 | 1.06 | 1.671 | 96.20 | 1.196 |
| 2 | 0.50 | 1.07 | 1.597 | 89.20 | 1.310 |
| 3 | 1.00 | 1.09 | 1.618 | 90.60 | 1.266 |
| DATOS FINALES | | | | | |
| | | e_f | G_{wf} | w_f | p_{vzf} |
| 1 | 0.25 | 1.199 | 95.869 | 45.63 | 1.669 |
| 2 | 0.50 | 1.319 | 88.505 | 46.34 | 1.590 |
| 3 | 1.00 | 1.274 | 90.062 | 45.52 | 1.613 |

| VALORES PROMEDIO | |
|------------------|-----------------|
| $S_s =$ | 2.52 |
| $w_i =$ | 46.27% |
| $w_f =$ | 45.83% |
| $G_w =$ | 91.97% |
| $G_{wf} =$ | 91.48% |
| $PVN =$ | 1.629 ton/m^3 |
| $PVF =$ | 1.624 ton/m^3 |
| $e_i =$ | 1.26 |
| $e_f =$ | 1.26 |

| | | |
|----------|-------------|-----------|
| $c =$ | 0.52 | kg/cm^2 |
| $\phi =$ | 1.2° | grados |
| E | | kg/cm^2 |
| $\mu =$ | 0.45 | |

FIGURA 18-A

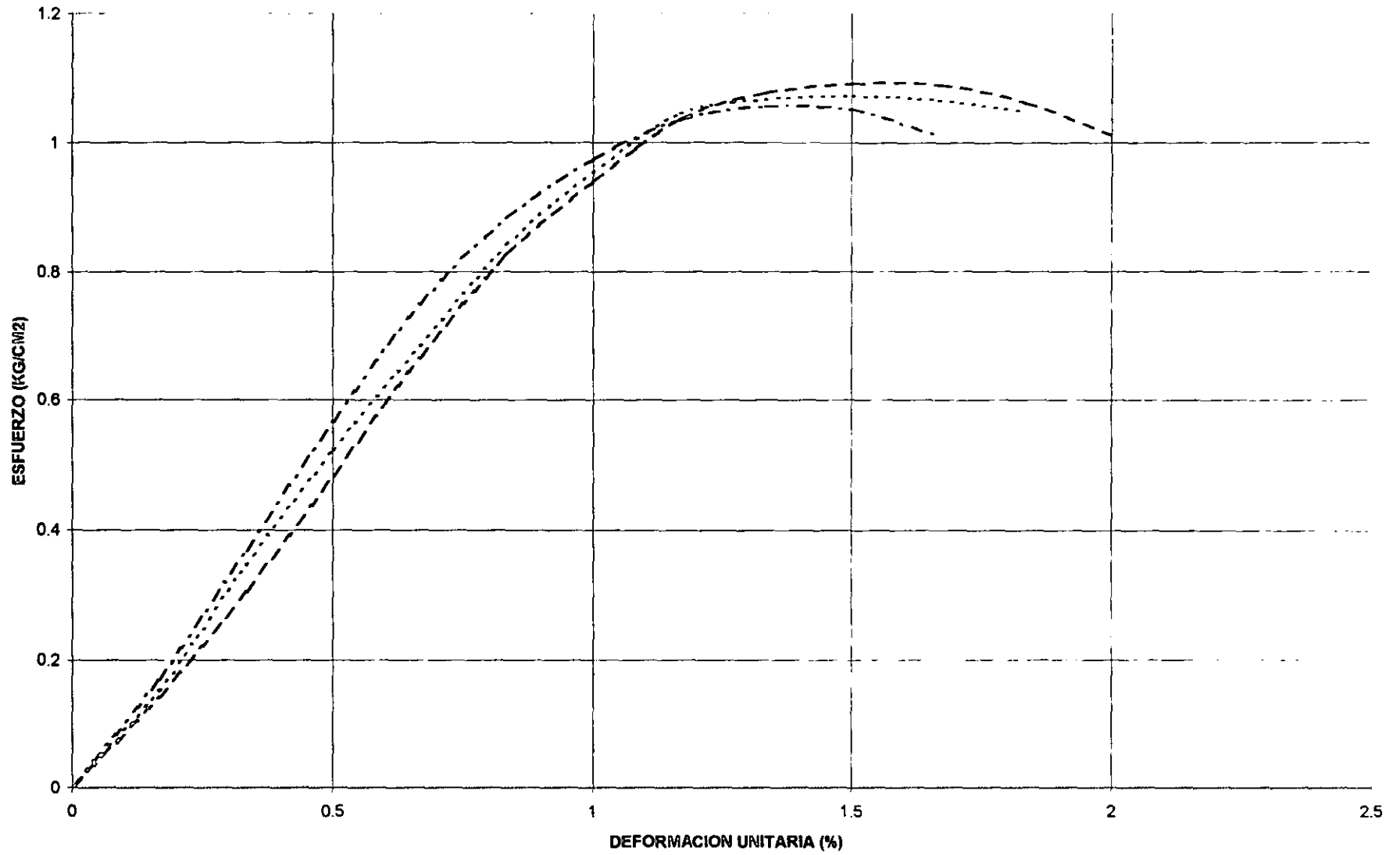
CIRCULOS DE MOHR



————— 0.25 - - - - - 0.50 - - - - - 1.00

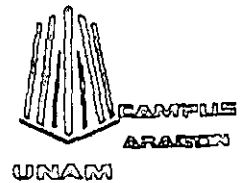
FIGURA 18-B

GRAFICA ESFUERZO-DEFORMACION UNITARIA



----- 0.25 - · - · - 0.50 ······ 1.00

FIGURA 19



PRUEBA TRIAXIAL UU

Arcilla gris obscuro con escasa arena.

OBRA: ITAL GRESS, QRO. NAVE 4

| | | | |
|-----------|-------------|------------|-------------------------|
| SONDEO: | PCA-1 | FECHA: | |
| MUESTRA: | MC-1 | CONST.: | 0.192 |
| PROF.: | 1.20-1.40 m | PRESION: | 0.25 kg/cm ² |
| OPERADOR: | | VELOCIDAD: | 0.01667 |

| | | | |
|-----------|------------------------|---------|--------------------------|
| ds = | 3.86 cm | Wo = | 133.40 gr |
| dm = | 3.87 cm | Wt = | 69.40 gr |
| di = | 3.86 cm | Wt+sh = | 202.60 gr |
| d prom. = | 3.87 cm | Wt+ss = | 163.00 gr |
| h1 = | 7.98 cm | Ss = | 2.49 |
| h2 = | 7.98 cm | W (%) = | 42.31 |
| h prom. = | 7.98 cm | pvhi = | 1.424 ton/m ³ |
| Ao = | 11.743 cm ² | pvhf = | 1.421 ton/m ³ |
| Vo = | 93.706 cm ³ | pvs = | 1.000 ton/m ³ |
| ei = | 1.489 | Gi = | 70.75 (%) |
| ef = | 1.493 | Wi = | 42.52 (%) |
| si = | 70.925 (%) | Wf = | 42.31 (%) |
| sf = | 70.569 (%) | | |

| tiempo mm | anillo mm | f kg | Def. % | Ac cm ² | Esfuerzo kg/cm ² |
|--------------|--------------|---------|-----------|-----------------------|--------------------------------|
| 0.0000 | 0.00 | 0.0000 | 0.0000 | 11.7426 | 0.0000 |
| 10 | 5.70 | 1.0944 | 0.1667 | 11.7622 | 0.093 |
| 20 | 10.20 | 1.9584 | 0.3334 | 11.7819 | 0.1662 |
| 30 | 15.10 | 2.8992 | 0.5001 | 11.8016 | 0.2457 |
| 40 | 19.10 | 3.6672 | 0.6668 | 11.8214 | 0.3102 |
| 50 | 23.00 | 4.4160 | 0.8335 | 11.8413 | 0.3729 |
| 60 | 26.10 | 5.0112 | 1.0002 | 11.8612 | 0.4225 |
| 70 | 29.30 | 5.6256 | 1.1669 | 11.8812 | 0.4735 |
| 80 | 33.20 | 6.3744 | 1.3336 | 11.9013 | 0.5356 |
| 90 | 34.80 | 6.6816 | 1.5003 | 11.9214 | 0.5605 |
| 100 | 36.00 | 6.9120 | 1.6670 | 11.9416 | 0.5788 |
| 110 | 36.40 | 6.9888 | 1.8337 | 11.9619 | 0.5843 |
| 120 | 36.90 | 7.0848 | 2.0004 | 11.9823 | 0.5913 |
| 130 | 34.30 | 6.5856 | 2.1671 | 12.0027 | 0.5487 |
| 140 | 32.40 | 6.2208 | 2.3338 | 12.0232 | 0.5174 |
| | | | | | |
| | | | | | |
| | | | | | |

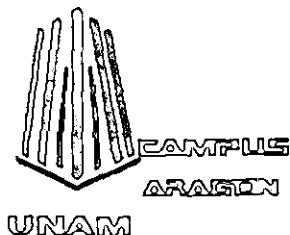
0.5913



U.N.A.M.

CAMPUS ARAGON.

INGENIERIA CIVIL.



OBRA: ITAL GRESS, QRO. NAVE 4

SONDEO: PCA-1

MUESTRA: MC-1

PROF.: 1.20-1.40 m

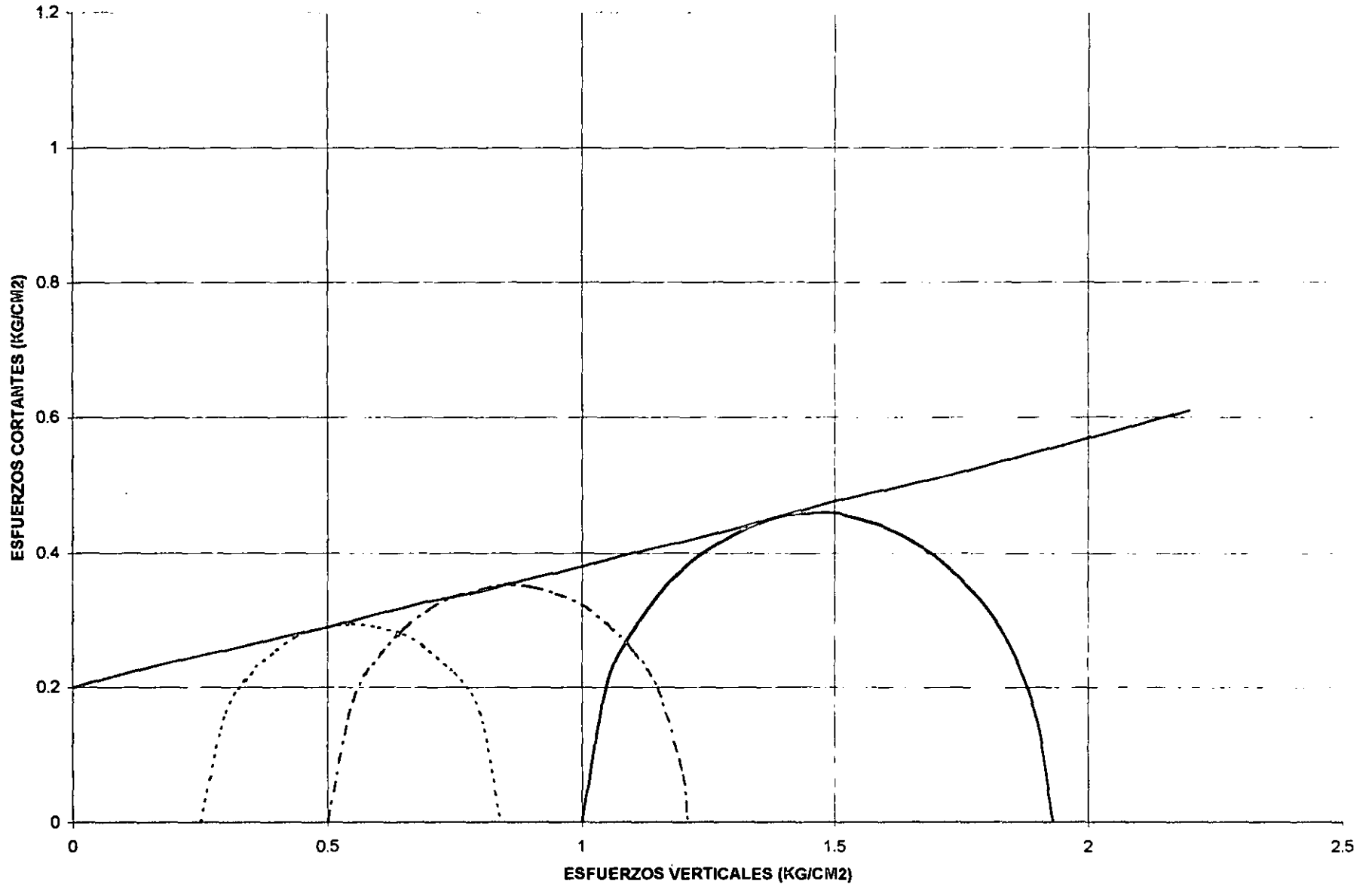
| PRESION: | | 0.50 kg/cm ² | |
|-----------|------------------------|-------------------------|--------------------------|
| ds = | 3.82 cm | Wo = | 137.20 gr |
| dm = | 3.83 cm | Wt = | 102.20 gr |
| di = | 3.87 cm | Wt+sh = | 239.40 gr |
| d prom = | 3.84 cm | Wt+ss = | 198.40 gr |
| h1 = | 8.00 cm | Ss = | 2.49 |
| h2 = | 8.00 cm | W (%) | 42.62 |
| h prom. = | 8.00 cm | pvhi = | 1.485 ton/m ³ |
| Ao = | 11.551 cm ² | pvhf = | 1.485 ton/m ³ |
| Vo = | 92.408 cm ³ | pvs = | 1.041 ton/m ³ |
| ei = | 1.392 | Gi = | 76.25 (%) |
| ef = | 1.392 | Wi = | 42.62 (%) |
| si = | 76.245 (%) | Wf = | 42.62 (%) |
| sf = | 76.245 (%) | | |

| tiempo mm | anillo mm | f kg | Def. % | Ac cm ² | Esfuerzo kg/cm ² |
|--------------|--------------|---------|-----------|-----------------------|--------------------------------|
| 0 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 11.5510 | 0.0000 |
| 10 | 3.60 | 0.6912 | 0.1667 | 11.5703 | 0.0597 |
| 20 | 6.20 | 1.1904 | 0.3334 | 11.5897 | 0.1027 |
| 30 | 8.70 | 1.6704 | 0.5001 | 11.6091 | 0.1439 |
| 40 | 13.40 | 2.5728 | 0.6668 | 11.6286 | 0.2212 |
| 50 | 20.00 | 3.8400 | 0.8335 | 11.6481 | 0.3297 |
| 60 | 26.20 | 5.0304 | 1.0002 | 11.6677 | 0.4311 |
| 70 | 35.10 | 6.7392 | 1.1669 | 11.6874 | 0.5766 |
| 80 | 40.60 | 7.7952 | 1.3336 | 11.7072 | 0.6658 |
| 90 | 44.50 | 8.5440 | 1.5003 | 11.7270 | 0.7286 |
| 100 | 43.80 | 8.4096 | 1.6670 | 11.7468 | 0.7159 |
| 110 | 42.00 | 8.0640 | 1.8337 | 11.7668 | 0.6853 |
| 120 | 40.00 | 7.6800 | 2.0004 | 11.7868 | 0.6515 |

0.7286

FIGURA 21

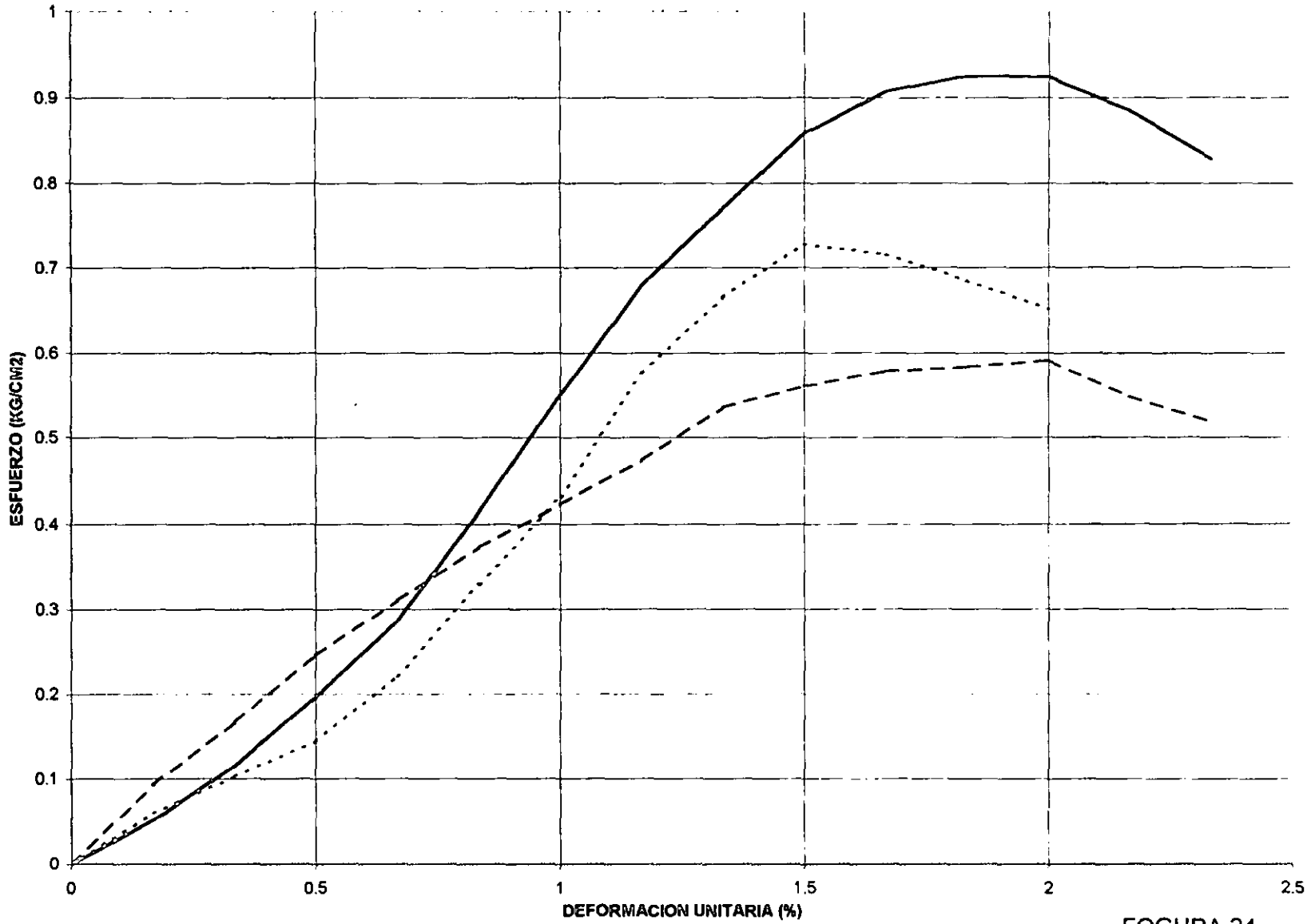
CIRCULOS DE MOHR



..... 0.25 - - - - - 0.50 _____ 1.00

FIGURA 23-A

GRAFICA ESFUERZO-DEFORMACION UNITARIA



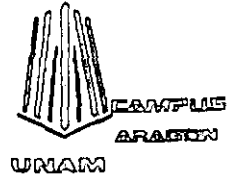
FOGURA 24

—— 1.00 0.50 - - - - 0.25



U.N.A.M.

CAMPUS ARAGON INGENIERIA CIVIL.



PRUEBA TRIAXIAL UU.

Arcilla gris obscuro negruzco con escasa arena fina.

| | |
|-------------------------------|----------------------------------|
| OBRA: ITAL GRESS, QRO. NAVE 4 | FECHA: |
| SONDEO: PCA-2 | CONST.: 0.192 |
| MUESTRA: AAC-1 | PRESION: 0.25 kg/cm ² |
| PROF.: 1.30-1.50 m | VELOCIDAD: 0.01667 |
| OPERADOR: | |

| | | | |
|-----------|------------------------|---------|--------------------------|
| ds = | 3.51 cm | Wo = | 120.70 gr |
| dm = | 3.45 cm | Wt = | 148.30 gr |
| di = | 3.44 cm | Wt+sh = | 268.60 gr |
| d prom. = | 3.46 cm | Wt+ss = | 230.20 gr |
| h1 = | 7.90 cm | Ss = | 2.53 |
| h2 = | 7.90 cm | W (%) = | 46.89 |
| h prom. = | 7.90 cm | pvhi = | 1.627 ton/m ³ |
| Ao = | 9.393 cm ² | pvhf = | 1.621 ton/m ³ |
| Vo = | 74.208 cm ³ | pvs = | 1.107 ton/m ³ |
| ei = | 1.285 | Gi = | 92.33 (%) |
| ef = | 1.292 | Wi = | 47.37 (%) |
| si = | 92.742 (%) | Wf = | 46.89 (%) |
| sf = | 91.786 (%) | | |

| tiempo mm | anillo mm | f kg | Def. % | Ac cm ² | Esfuerzo kg/cm ² |
|--------------|--------------|---------|-----------|-----------------------|--------------------------------|
| 0 | 0.00 | 0.0000 | 0.0000 | 9.3934 | 0.0000 |
| 10 | 6.80 | 1.3056 | 0.1667 | 9.4091 | 0.1388 |
| 20 | 15.30 | 2.9376 | 0.3334 | 9.4248 | 0.3117 |
| 30 | 24.20 | 4.6464 | 0.5001 | 9.4496 | 0.4922 |
| 40 | 32.60 | 6.2592 | 0.6668 | 9.4565 | 0.6619 |
| 50 | 39.70 | 7.6224 | 0.8335 | 9.4724 | 0.8047 |
| 60 | 45.60 | 8.7552 | 1.0002 | 9.4883 | 0.9227 |
| 70 | 50.80 | 9.7536 | 1.1669 | 9.5043 | 1.0262 |
| 80 | 55.20 | 10.5984 | 1.3336 | 9.5294 | 1.1132 |
| 90 | 58.00 | 11.1360 | 1.5003 | 9.5365 | 1.1677 |
| 100 | 61.20 | 11.7504 | 1.6670 | 9.5527 | 1.2301 |
| 110 | 63.80 | 12.2496 | 1.8337 | 9.5689 | 1.2801 |
| 120 | 65.20 | 12.5184 | 2.0004 | 9.5852 | 1.3068 |
| 150 | 67.90 | 13.0368 | 2.5005 | 9.6343 | 1.3532 |
| 180 | 66.80 | 12.8256 | 3.0006 | 9.6840 | 1.3244 |
| 190 | 65.30 | 12.5376 | 3.1673 | 9.7007 | 1.2924 |

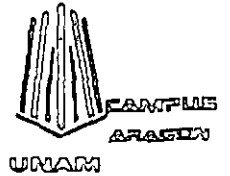
1.3532

FIGURA 25



U.N.A.M.

CAMPUS ARAGON INGENIERIA CIVIL.



OBRA: ITAL GRESS, QRO. NAVE 4

MUESTRA: MC-1

SONDEO: PCA-2

PROF.: 1.30-1.50 m

| PRESION: 0.50 kg/cm ² | | | |
|----------------------------------|------------------------|--------------------|--------------------------|
| ds = | 3.48 cm | Wo = | 120.70 gr |
| dm = | 3.45 cm | Wt = | 143.00 gr |
| di = | 3.46 cm | Wt+sh = | 263.10 gr |
| d prom. = | 3.46 cm | Wt+ss = | 223.70 gr |
| h1 = | 7.92 cm | Ss = | 2.53 |
| h2 = | 7.92 cm | W (%) = | 48.82 |
| h prom. = | 7.92 cm | p _{vhi} = | 1.624 ton/m ³ |
| Ao = | 9.384 cm ² | p _{vhf} = | 1.616 ton/m ³ |
| Vo = | 74.324 cm ³ | p _{vs} = | 1.091 ton/m ³ |
| ei = | 1.319 | Gi = | 93.68 (%) |
| ef = | 1.33 | Wi = | 49.57 (%) |
| si = | 94.280 (%) | Wf = | 48.82 (%) |
| sf = | 92.866 (%) | | |

| tiempo mm | anillo mm | f kg | Def. % | Ac cm ² | Esfuerzo kg/cm ² |
|--------------|--------------|---------|-----------|-----------------------|--------------------------------|
| 0 | 0.00 | 0.0000 | 0.0000 | 9.3844 | 0.0000 |
| 10 | 7.60 | 1.4592 | 0.1667 | 9.4000 | 0.1552 |
| 20 | 12.70 | 2.4384 | 0.3334 | 9.4158 | 0.259 |
| 30 | 18.90 | 3.6288 | 0.5001 | 9.4215 | 0.3848 |
| 40 | 25.70 | 4.9344 | 0.6668 | 9.4474 | 0.5223 |
| 50 | 31.70 | 6.0864 | 0.8335 | 9.4632 | 0.6432 |
| 60 | 37.20 | 7.1424 | 1.0002 | 9.4792 | 0.7535 |
| 70 | 42.60 | 8.1792 | 1.1669 | 9.4952 | 0.8614 |
| 80 | 46.30 | 8.8896 | 1.3336 | 9.5112 | 0.9346 |
| 90 | 50.00 | 9.6000 | 1.5003 | 9.5273 | 1.0078 |
| 100 | 53.20 | 10.2144 | 1.6670 | 9.5435 | 1.0703 |
| 110 | 55.80 | 10.7136 | 1.8337 | 9.5597 | 1.1207 |
| 120 | 58.00 | 11.1360 | 2.0004 | 9.5759 | 1.1629 |
| 150 | 63.80 | 12.2496 | 2.5005 | 9.6250 | 1.2727 |
| 180 | 66.50 | 12.7680 | 3.0006 | 9.6747 | 1.3197 |
| 210 | 68.20 | 13.0944 | 3.5007 | 9.7248 | 1.3465 |
| 240 | 69.10 | 13.2672 | 4.0008 | 9.7755 | 1.3572 |
| 270 | 69.20 | 13.2864 | 4.5009 | 9.8267 | 1.3521 |
| 300 | 68.90 | 13.2288 | 5.0019 | 9.8784 | 1.3392 |
| 310 | 68.00 | 13.0560 | 5.1877 | 9.8957 | 1.3194 |

1.3572

FIGURA 26



U.N.A.M.

CAMPUS ARAGON INGENIERIA CIVIL.



OBRA: ITAL GRESS, QRO. NAVE 4

SONDEO: PCA-2

MUESTRA: MC-1

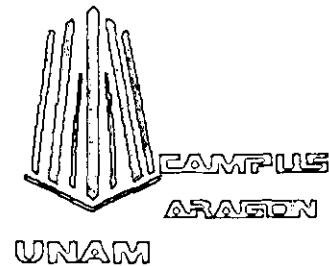
PROF.: 1.30-1.50 m

| PRESION: 1.00 kg/cm ² | | | |
|----------------------------------|------------------------|---------|--------------------------|
| ds = | 3.49 cm | Wo = | 119.80 gr |
| dm = | 3.45 cm | Wt = | 66.80 gr |
| di = | 3.45 cm | Wt+sh = | 186.30 gr |
| d prom. = | 3.46 cm | Wt+ss = | 148.50 gr |
| h1 = | 7.98 cm | Ss = | 2.53 |
| h2 = | 7.98 cm | W (%) = | 46.27 |
| h prom. = | 7.98 cm | pvhi = | 1.600 ton/m ³ |
| Ao = | 9.384 cm ² | pvhf = | 1.596 ton/m ³ |
| Vo = | 74.887 cm ³ | pvs = | 1.094 ton/m ³ |
| ei = | 1.313 | Gi = | 89.14 (%) |
| ef = | 1.319 | Wi = | 46.63 (%) |
| si = | 89.448 (%) | Wf = | 46.27 (%) |
| sf = | 88.743 (%) | | |

| tiempo mm | anillo mm | f kg | Def. % | Ac cm ² | Esfuerzo kg/cm ² |
|--------------|--------------|---------|-----------|-----------------------|--------------------------------|
| 0 | 0.00 | 0.0000 | 0.0000 | 9.3844 | 0.0000 |
| 10 | 5.60 | 0.9984 | 0.1667 | 9.4000 | 0.1062 |
| 20 | 11.20 | 2.1504 | 0.3334 | 9.4158 | 0.2284 |
| 30 | 18.30 | 3.5136 | 0.5001 | 9.4315 | 0.3725 |
| 40 | 25.90 | 4.9728 | 0.6668 | 9.4474 | 0.5264 |
| 50 | 34.20 | 6.5664 | 0.8335 | 9.4632 | 0.6939 |
| 60 | 42.60 | 8.1792 | 1.0002 | 9.4792 | 0.8629 |
| 70 | 54.80 | 10.5216 | 1.1669 | 9.4952 | 1.1081 |
| 80 | 56.70 | 10.8864 | 1.3336 | 9.5112 | 1.1446 |
| 90 | 58.70 | 11.2704 | 1.5003 | 9.5273 | 1.1830 |
| 100 | 62.00 | 11.9040 | 1.6670 | 9.5435 | 1.2473 |
| 110 | 64.90 | 12.4608 | 1.8337 | 9.5597 | 1.3035 |
| 120 | 67.10 | 12.8832 | 2.0004 | 9.5759 | 1.3454 |
| 150 | 71.90 | 13.8048 | 2.5005 | 9.6250 | 1.4343 |
| 180 | 72.80 | 13.9776 | 3.0006 | 9.6747 | 1.4448 |
| 210 | 72.90 | 13.9968 | 3.5007 | 9.7248 | 1.4393 |
| 220 | 72.50 | 13.9200 | 3.6674 | 9.7416 | 1.4289 |
| 230 | 72.00 | 13.8240 | 3.8341 | 9.7585 | 1.4166 |

1.4448

FIGURA 27



U.N.A.M. CAMPUS ARAGON.

INGENIERIA CIVIL.

OBRA: PRUEBA TRIAXIAL UU
ITAL GRESS NAVE 4

SONDEO: PCA-2

MUESTRA: MC-1

PROF.: 1.30-1.50 m

DESCRIPCION DEL SUELO

Arcilla gris obscuro negruzco con escasa arena fina.

| ENSAYO Núm. | PRESION CONF. (kg/cm ²) | ESFUERZO A LA FALLA (kg/cm ²) | PESO VOLUM. NATURAL (ton/m ³) | Gwi (%) | ei | VALORES PROMEDIO | |
|----------------|---|--|--|------------|-------|------------------|--------------------------|
| | | | | | | Ss = | 2.53 |
| 1 | 0.25 | 1.17 | 1.627 | 92.30 | 1.285 | wi = | 47.86% |
| 2 | 0.50 | 1.32 | 1.624 | 93.70 | 1.319 | wf = | 47.33% |
| 3 | 1.00 | 1.44 | 1.600 | 89.10 | 1.313 | Gw = | 91.72% |
| DATOS FINALES | | | | | | Gwf = | 91.13% |
| | | | | | | PVN = | 1.617 ton/m ³ |
| | | ef | Gwf | wf | pvhf | PVF = | 1.611 ton/m ³ |
| 1 | 0.25 | 1.292 | 91.786 | 46.89 | 1.621 | ei = | 1.31 |
| 2 | 0.50 | 1.330 | 92.866 | 48.82 | 1.616 | ef = | 1.31 |
| 3 | 1.00 | 1.319 | 88.743 | 46.27 | 1.596 | | |

| | | |
|-----|------|--------------------|
| c = | 0.52 | kg/cm ² |
| φ = | 6° | grados |
| E | | kg/cm ² |
| μ = | 0.45 | |

FIGURA 28

CIRCULOS DE MOHR

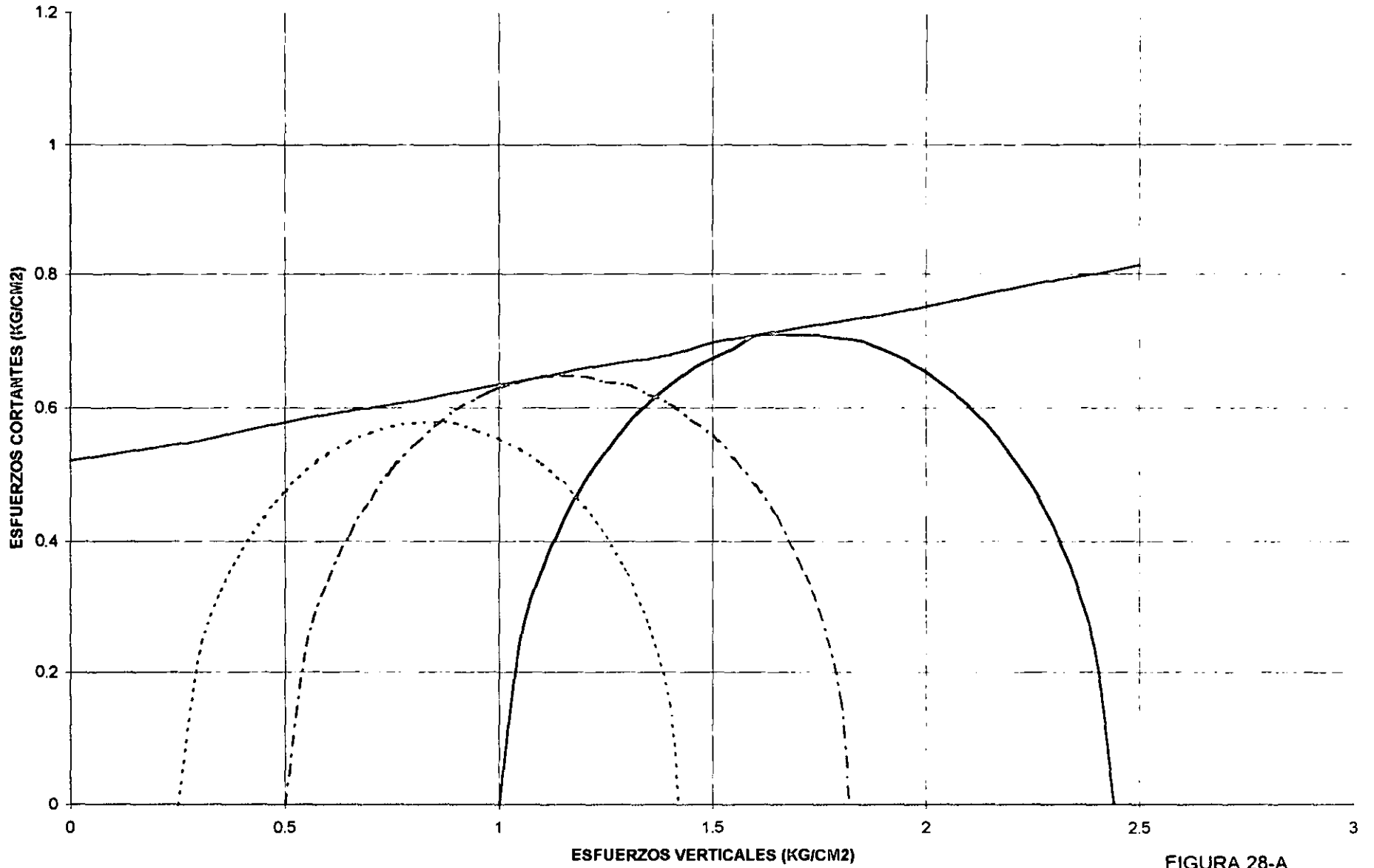


FIGURA 28-A

0.25 0.50 1.00

GRAFICA ESFUERZO-DEFORMACION

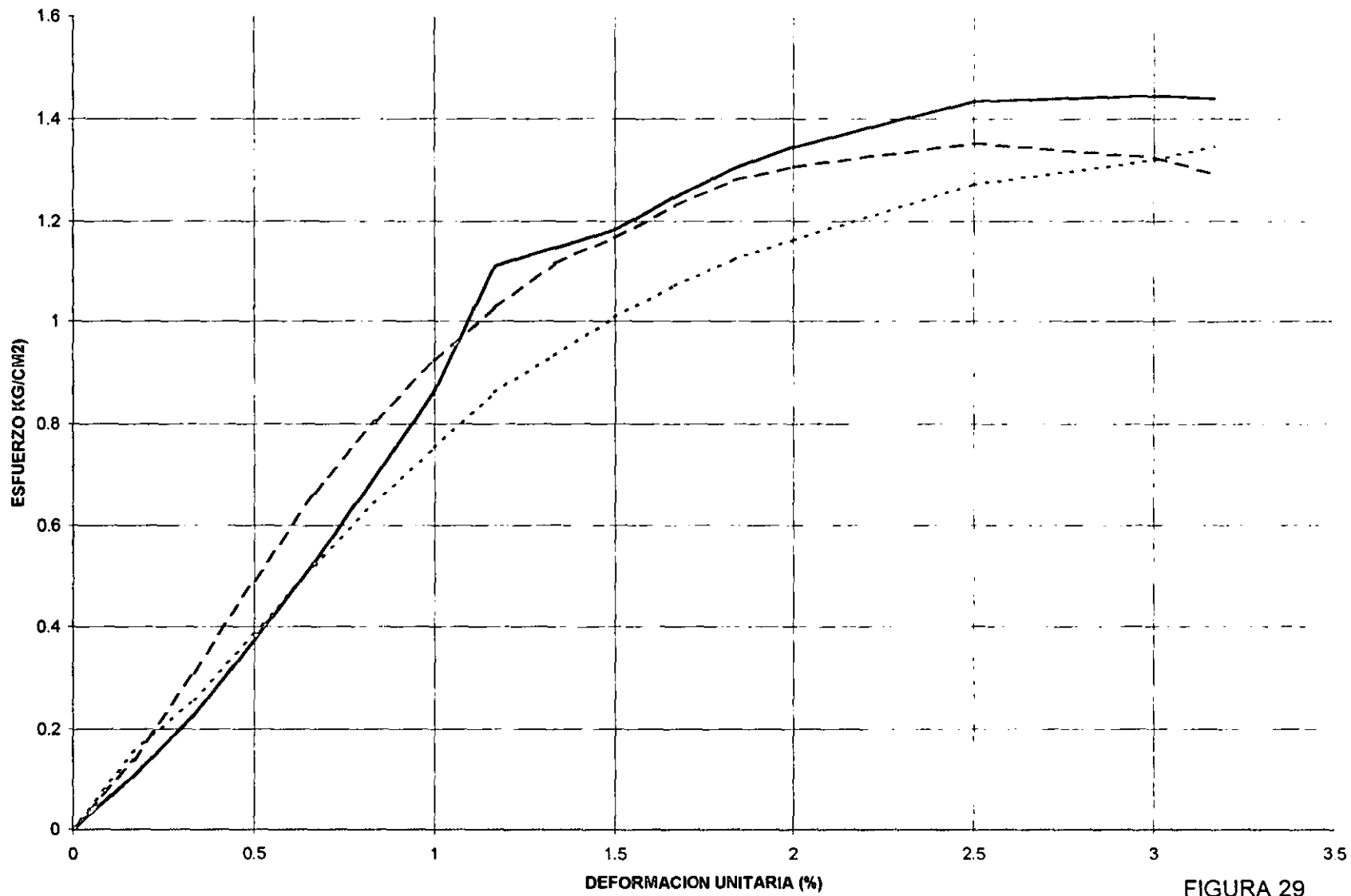
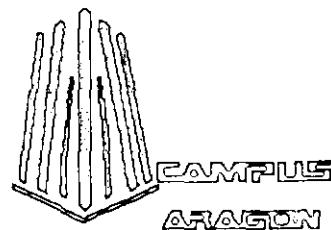


FIGURA 29

— 1.00 0.50 - - - 0.25



U.N.A.M.



UNAM

CAMPUS ARAGON.

INGENIERIA CIVIL.

PRUEBA TRIAXIAL UU

Arcilla gris obscuro negruzco con escasa arena fina.

OBRA: ITAL GRESS, QRO.

NAVE 4

SONDEO: PCA-3

FECHA:

MUESTRA: MC-1

CONST.: 0.192

PROF.: 1.25 m-1.50 m

PRESION: 0.25 kg/cm²

OPERADOR:

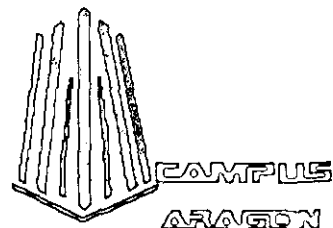
VELOCIDAD: 0.01667

| | | | |
|-----------|------------------------|---------|--------------------------|
| ds = | 3.50 cm | Wo = | 118.20 gr |
| dm = | 3.49 cm | Wt = | 70.40 gr |
| di = | 3.45 cm | Wt+sh = | 188.50 gr |
| d prom. = | 3.49 cm | Wt+ss = | 151.60 gr |
| h1 = | 7.99 cm | Ss = | 2.49 |
| h2 = | 7.99 cm | W (%) = | 45.44 |
| h prom. = | 7.99 cm | pvhi = | 1.551 ton/m ³ |
| Ao = | 9.539 cm ² | pvhf = | 1.550 ton/m ³ |
| Vo = | 76.215 cm ³ | pvs = | 1.066 ton/m ³ |
| ei = | 1.335 | Gi = | 84.75 (%) |
| ef = | 1.337 | Wi = | 45.57 (%) |
| si = | 84.853 (%) | Wf = | 45.44 (%) |
| sf = | 84.924 (%) | | |

| tiempo mm | anillo mm | f kg | Def. % | Ac cm ² | Esfuerzo kg/cm ² |
|--------------|--------------|---------|-----------|-----------------------|--------------------------------|
| 0.0000 | 0.00 | 0.0000 | 0.0000 | 9.5388 | 0.0000 |
| 10 | 4.90 | 0.9408 | 0.1667 | 9.5548 | 0.0985 |
| 20 | 8.70 | 1.6704 | 0.3334 | 9.5707 | 0.1745 |
| 30 | 11.20 | 2.1504 | 0.5001 | 9.5868 | 0.2243 |
| 40 | 13.80 | 2.6496 | 0.6668 | 9.6029 | 0.2759 |
| 50 | 16.30 | 3.1296 | 0.8335 | 9.6190 | 0.3254 |
| 60 | 19.20 | 3.6864 | 1.0002 | 9.6352 | 0.3826 |
| 70 | 23.00 | 4.4160 | 1.1669 | 9.6515 | 0.4575 |
| 80 | 25.20 | 4.8384 | 1.3336 | 9.6678 | 0.5005 |
| 90 | 25.40 | 4.8768 | 1.5003 | 9.6841 | 0.5036 |
| 100 | 20.20 | 3.8784 | 1.6670 | 9.7005 | 0.3998 |
| 110 | 11.80 | 2.2656 | 1.8337 | 9.7170 | 0.2332 |



U.N.A.M.



UNAM

CAMPUS ARAGON. INGENIERIA CIVIL.

OBRA: ITAL GRESS, QRO. NAVE 4

SONDEO: PCA-3

MUESTRA: AAC-1

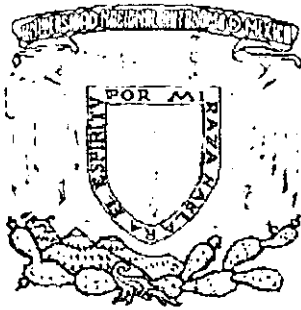
PROF.: 1.25 m-1.50 m

| PRESION: | | 0.50 kg/cm ² | |
|-----------|------------------------|-------------------------|--------------------------|
| ds = | 3.51 cm | Wo = | 120.40 gr |
| dm = | 3.49 cm | Wt = | 151.30 gr |
| di = | 3.48 cm | Wt+sh = | 271.50 gr |
| d prom = | 3.49 cm | Wt+ss = | 233.70 gr |
| h1 = | 8.01 cm | Ss = | 2.49 |
| h2 = | 8.01 cm | W (%) | 45.87 |
| h prom. = | 8.01 cm | pvhi = | 1.570 ton/m ³ |
| Ao = | 9.575 cm ² | pvhf = | 1.567 ton/m ³ |
| Vo = | 76.699 cm ³ | pvs = | 1.076 ton/m ³ |
| ei = | 1.314 | Gi = | 88.94 (%) |
| ef = | 1.318 | Wi = | 46.12 (%) |
| si = | 87.113 (%) | Wf = | 45.87 (%) |
| sf = | 86.685 (%) | | |

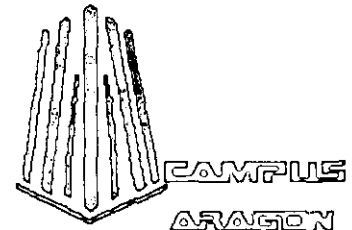
| tiempo mm | anillo mm | f kg | Def. % | Ac cm ² | Esfuerzo kg/cm ² |
|--------------|--------------|---------|-----------|-----------------------|--------------------------------|
| 0 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 9.5754 | 0.0000 |
| 10 | 6.10 | 1.1712 | 0.1667 | 9.5914 | 0.1221 |
| 20 | 13.20 | 2.5344 | 0.3334 | 9.6074 | 0.2638 |
| 30 | 21.00 | 4.0320 | 0.5001 | 9.6235 | 0.4190 |
| 40 | 27.10 | 5.2832 | 0.6668 | 9.6396 | 0.5398 |
| 50 | 30.20 | 5.7984 | 0.8335 | 9.6558 | 0.6005 |
| 60 | 27.30 | 5.2416 | 1.0002 | 9.6721 | 0.5419 |
| 70 | 20.00 | 3.8400 | 1.1669 | 9.6884 | 0.3983 |

0.6005

FIGURA 31



U.N.A.M.



UNAM

CAMPUS ARAGON. INGENIERIA CIVIL.

OBRA: ITAL GRESS, QRO. NAVE 4

SONDEO: PCA-3

MUESTRA: MC-1

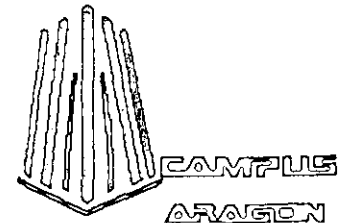
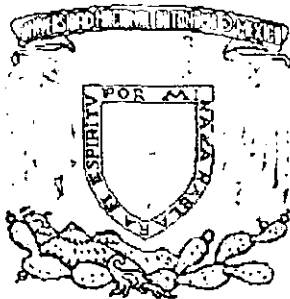
PROF.: 1.25 m-1.50 m

| PRESION: | | 1.00 kg/cm ² | |
|-----------|------------------------|-------------------------|--------------------------|
| ds = | 3.51 cm | Wo = | 120.40 gr |
| dm = | 3.49 cm | Wt = | 67.50 gr |
| di = | 3.48 cm | Wt+sh = | 187.50 gr |
| d prom = | 3.49 cm | Wt+ss = | 150.60 gr |
| h1 = | 8.01 cm | Ss = | 2.49 |
| h2 = | 8.01 cm | W (%) | 44.49 |
| h prom. = | 8.01 cm | pvhi = | 1.570 ton/m ³ |
| Ao = | 9.575 cm ² | pvhf = | 1.585 ton/m ³ |
| Vo = | 76.699 cm ³ | pvs = | 1.087 ton/m ³ |
| ei = | 1.291 | Gi = | 85.67 (%) |
| ef = | 1.298 | Wi = | 44.88 (%) |
| si = | 86.093 (%) | Wf = | 44.40 (%) |
| sf = | 85.170 (%) | | |

| tiempo mm | anillo mm | f kg | Def. % | Ac cm ² | Esfuerzo kg/cm ² |
|--------------|--------------|---------|-----------|-----------------------|--------------------------------|
| 0 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 9.5754 | 0.0000 |
| 10 | 7.20 | 1.3824 | 0.1667 | 9.5914 | 0.1441 |
| 20 | 14.80 | 2.8416 | 0.3334 | 9.6074 | 0.2958 |
| 30 | 22.60 | 4.3392 | 0.5001 | 9.6235 | 0.4509 |
| 40 | 31.00 | 5.9520 | 0.6668 | 9.6396 | 0.6175 |
| 50 | 34.10 | 6.5472 | 0.8335 | 9.6558 | 0.6781 |
| 60 | 30.00 | 5.7600 | 1.0002 | 9.6721 | 0.5955 |
| 70 | 26.50 | 5.6880 | 1.1669 | 9.6884 | 0.5252 |

0.6781

FIGURA 32



U.N.A.M. CAMPUS ARAGON.

UNAM

INGENIERIA CIVIL.

OBRA: PRUEBA TRIAXIAL UU
 ITAL GRESS NAVE 4
 SONDEO: PCA-3
 MUESTRA: MC-1

PROF.: 1.25-1.50 m

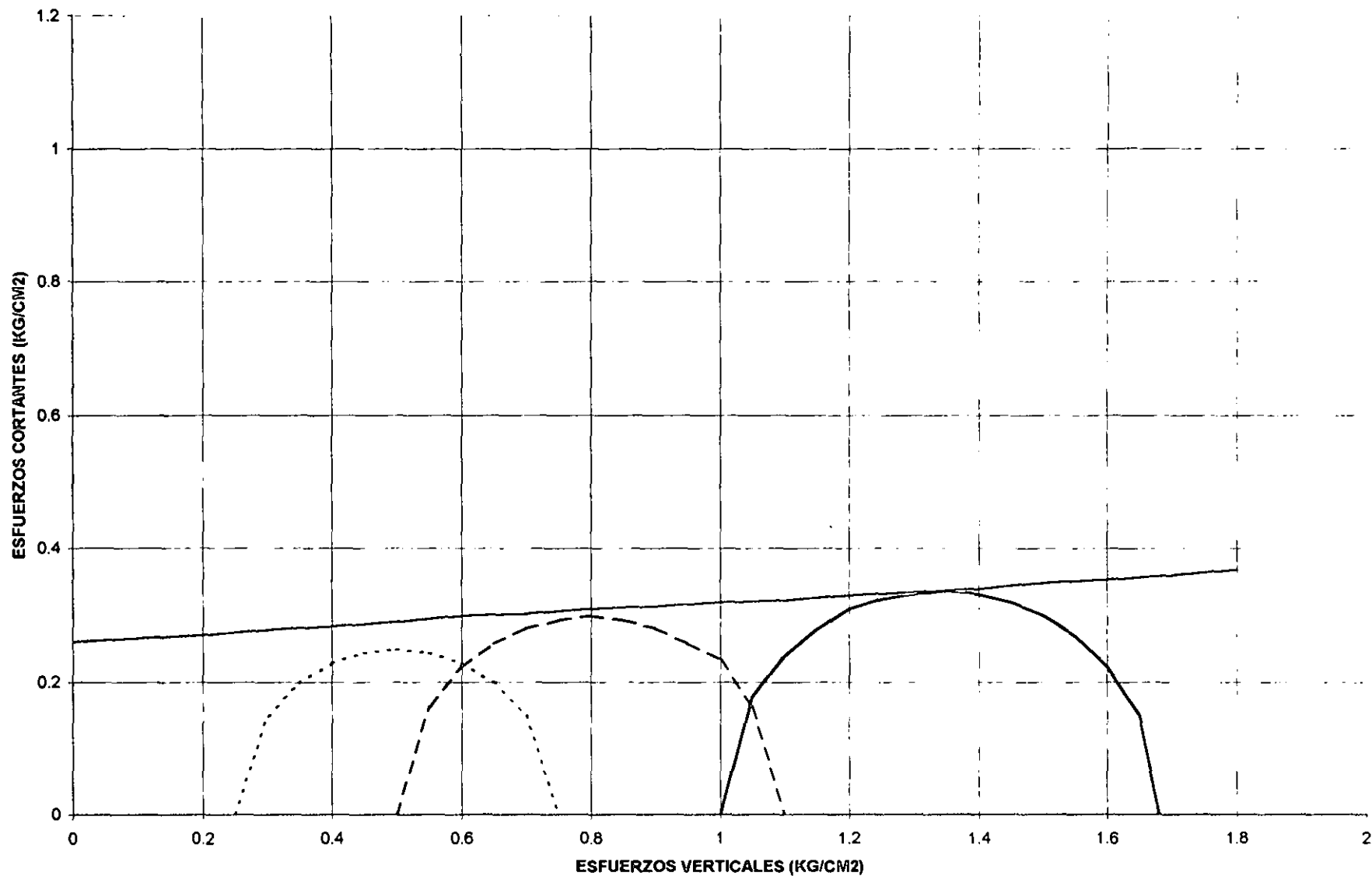
| DESCRIPCION DEL SUELO |
|--|
| Arcilla gris obscuro negruzco con escasa arena fina. |

| ENSAYO Núm. | PRESION CONF. (kg/cm ²) | ESFUERZO A LA FALLA (kg/cm ²) | PESO VOLUM. NATURAL (ton/m ³) | Gwi (%) | ei | VALORES PROMEDIO | |
|----------------|---|--|--|------------|-------|------------------|--------------------------|
| | | | | | | | |
| 1 | 0.25 | 0.50 | 1.551 | 84.70 | 1.335 | Ss = | 2.49 |
| 2 | 0.50 | 0.60 | 1.570 | 86.90 | 1.314 | wi = | 45.52% |
| 3 | 1.00 | 0.68 | 1.570 | 85.70 | 1.291 | wf = | 45.24% |
| | | | | | | Gw = | 85.79% |
| | | | | | | Gwf = | 85.49% |
| | | | | | | PVN = | 1.563 ton/m ³ |
| | | | | | | PVF = | 1.560 ton/m ³ |
| DATOS FINALES | | | | | | ei = | 1.31 |
| | | ef | Gwf | wf | pvhf | ef = | 1.32 |
| 1 | 0.25 | 1.337 | 84.624 | 45.44 | 1.550 | | |
| 2 | 0.50 | 1.318 | 86.635 | 45.87 | 1.567 | | |
| 3 | 1.00 | 1.298 | 85.170 | 44.40 | 1.565 | | |

| | | |
|-----|-------|--------------------|
| c = | 0.26 | kg/cm ² |
| φ = | 0.05° | grados |
| E | | kg/cm ² |
| μ = | 0.45 | |

FIGURA 33

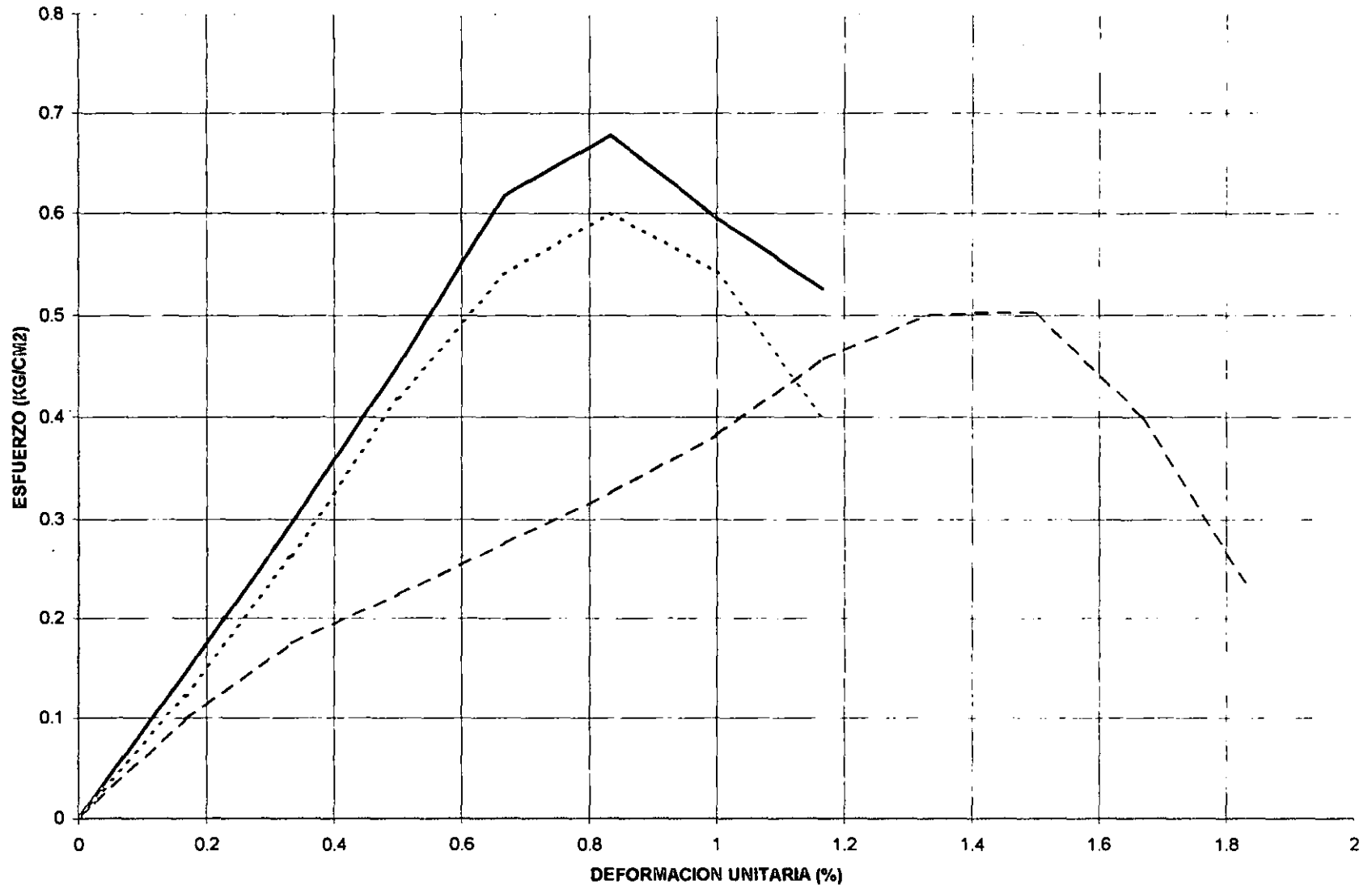
CIRCULOS DE MOHR



..... 0.25 - - - - - 0.50 _____ 1.00

FIGURA 33-A

GRAFICA ESFUERZO-DEFORMACION



— 1.00 0.50 - - - 0.25

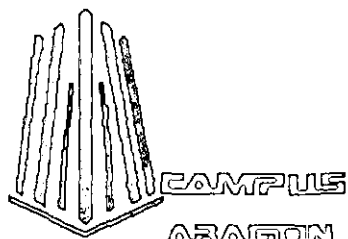
FIGURA 34



U.N.A.M.

CAMPUS ARAGON.

INGENIERIA CIVIL.



UNAM

CALCULO DE SATURACION BAJO CARGA.

| | | | |
|-----------|---------------------------|-----------|-------------|
| PROYECTO: | ITAL GRESS, QRO. (Nave 3) | PROF. | 1.20-1.40 m |
| SONDEO: | PCA-1 | CONS. No. | 1 |
| MAUESTRA: | AAC-1 | Ss = | 2.52 |
| FECHA: | | Lec 1 = | 10.490 |

| | |
|-----------|------------------------|
| Anillo | 1 |
| D. Anillo | 8.050 cm |
| H. Anillo | 2.00 cm |
| A. Anillo | 50.896 cm ² |
| W. Anillo | 165.49 gr |

| DATOS INICIALES | |
|-----------------|-------------------------|
| Wh+A | 324.60 gr |
| W Tara | 29.40 gr |
| Ws | 114.40 gr |
| Wwi | 44.71 gr |
| Wwf | 58.70 gr |
| Vf | 104.194 cm ³ |
| Vv | 56.3948 cm ³ |
| Pvhi | 1.5631 T/m ³ |
| Wi | 39.0822% |
| Wf | 51.3112% |
| ei | 1.2423 |

| DATOS FINALES | |
|---------------|--------------------------|
| Wh+A+T | 367.99 gr |
| Ws+A+T | 309.29 gr |
| Whi | 159.11 gr |
| Whf | 173.10 gr |
| Vi | 101.7917 cm ³ |
| Vs | 45.3968 cm ³ |
| Vw | 44.7100 cm ³ |
| Pvhf | 1.6613 T/m ³ |
| Si | 79.2803% |
| Sf | 99.83% |
| ef | 1.2952 |

| Presión kg/cm ² | Micro mm. | Corr.d.A mm. | D.Corr.A mm. | Def. Vol. % | e | Vf cm ³ |
|-------------------------------|--------------|-----------------|-----------------|----------------|--------|-----------------------|
| 0.2 | 10.163 | 0 | 0.3270 | 1.635 | 1.2056 | 100.1274 |
| saturación | 10.962 | 0 | -0.0472 | -2.360 | 1.2952 | 104.1940 |

FIGURA 35

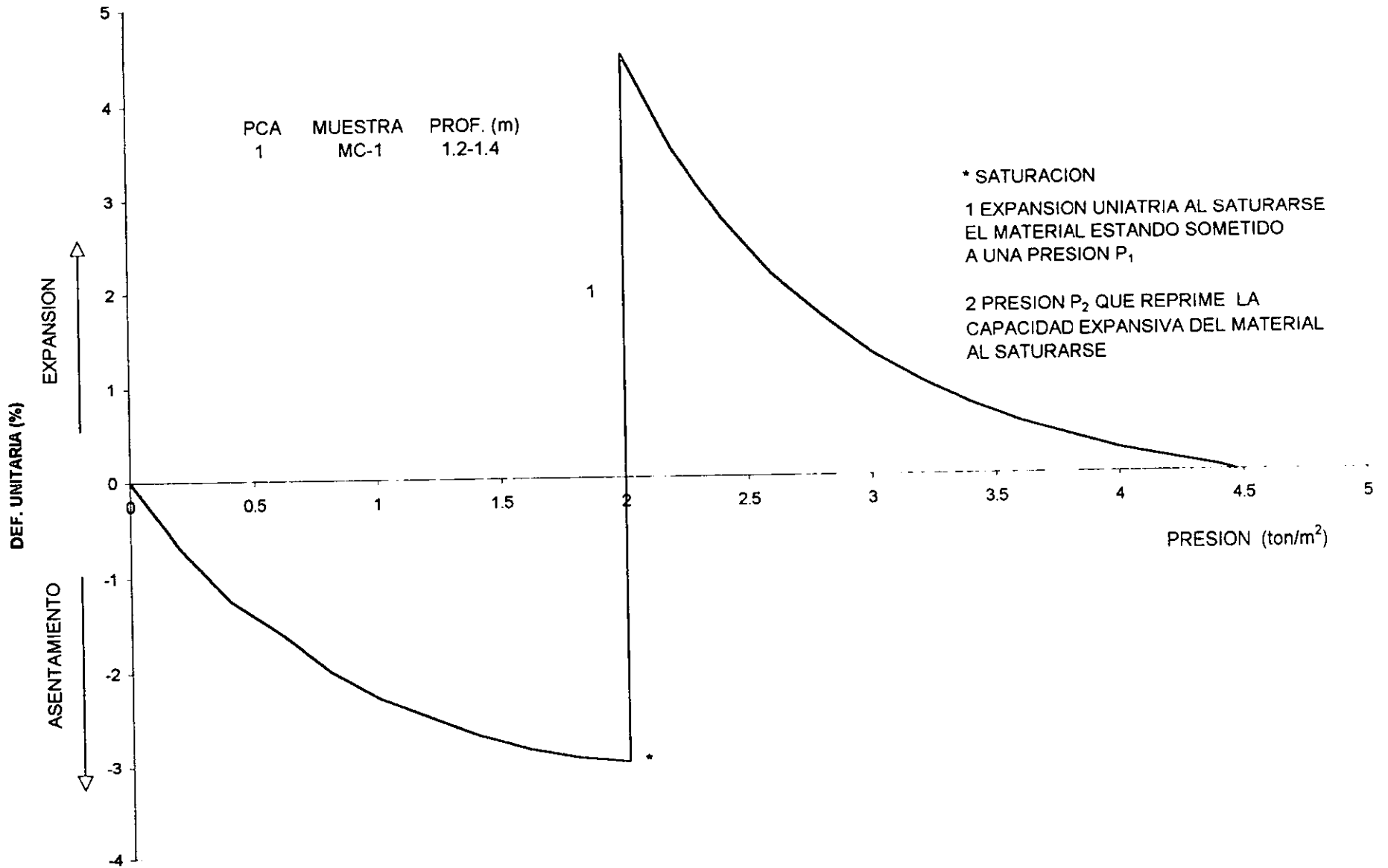
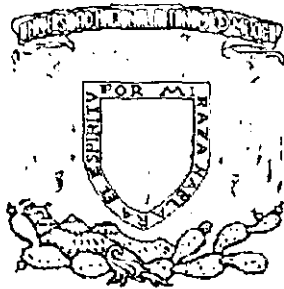


FIGURA 36

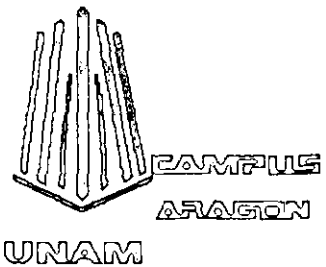
PRUEBAS DE SATURACION BAJO CARGA



U.N.A.M.

CAMPUS ARAGON.

INGENIERIA CIVIL.



CALCULO DE SATURACION BAJO CARGA.

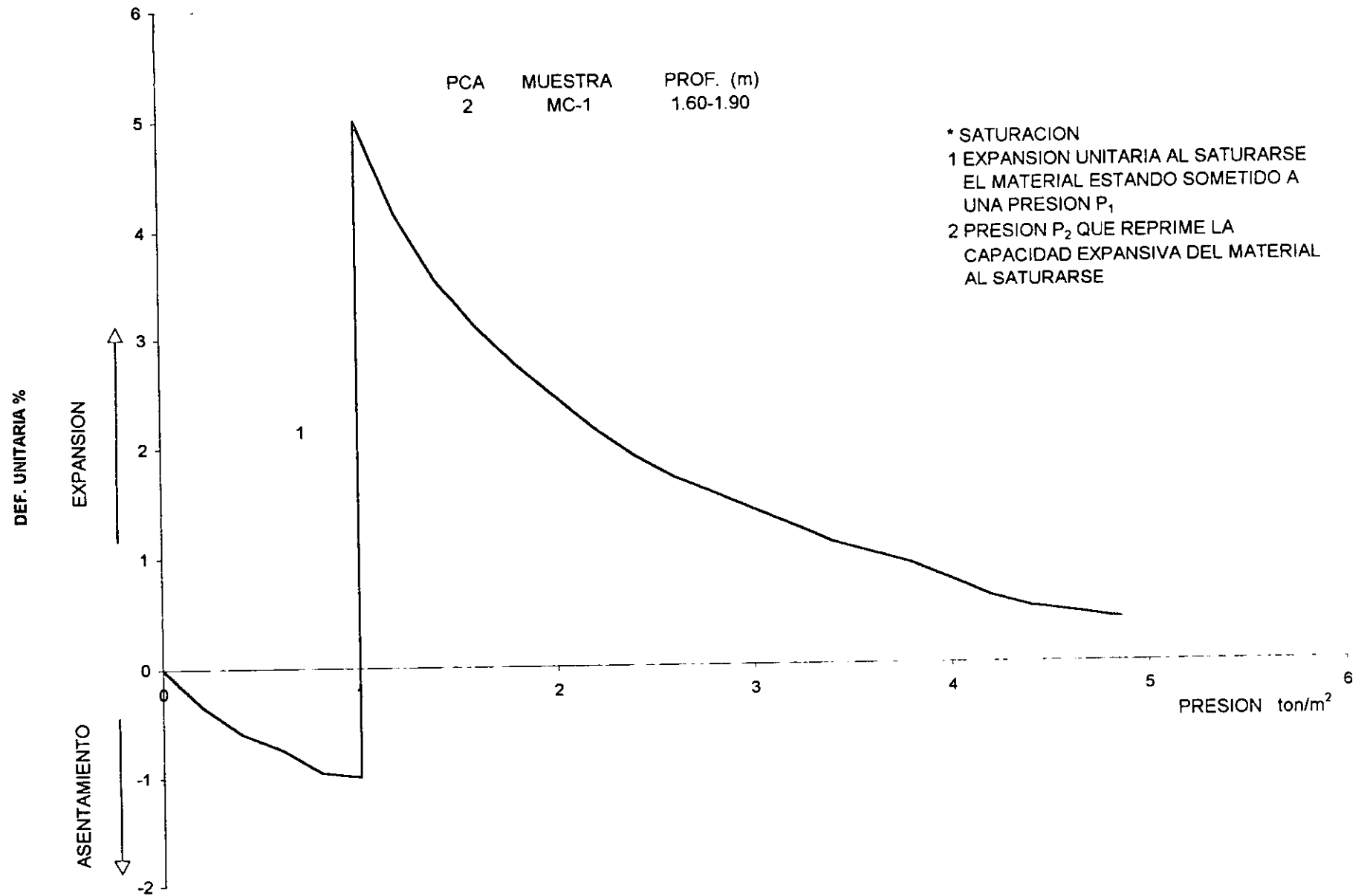
| | | | |
|-----------|---------------------------|-----------|-------------|
| PROYECTO: | ITAL GRESS, QRO. (Nave 3) | PROF. | 1.60-1.90 m |
| SONDEO: | PCA-2 | CONS. No. | 7 |
| MUESTRA: | AAC-1 | Ss = | 2.52 |
| FECHA: | | Lec 1 = | 14.195 |

| | |
|-----------|------------------------|
| Anillo | 12 |
| D. Anillo | 8.090 cm |
| H. Anillo | 2.00 cm |
| A. Anillo | 51.403 cm ² |
| W. Anillo | 166.040 gr |

| DATOS INICIALES | |
|-----------------|-------------------------|
| Wh+A | 337.70 gr |
| W Tara | 29.30 gr |
| Ws | 116.40 gr |
| Wwi | 55.26 gr |
| Wwf | 56.60 gr |
| Vf | 103.191 cm ³ |
| Vv | 56.6153 cm ³ |
| Pvhi | 1.6698 T/m ³ |
| Wi | 47.4742% |
| Wf | 48.6254% |
| ei | 1.22257 |

| DATOS FINALES | |
|---------------|--------------------------|
| Wh+A+T | 368.34 gr |
| Ws+A+T | 311.74 gr |
| Whi | 171.66 gr |
| Whf | 173.00 gr |
| Vi | 102.8058 cm ³ |
| Vs | 46.1905 cm ³ |
| Vw | 55.26 cm ³ |
| Pvhf | 1.6765 T/m ³ |
| Si | 97.6061% |
| Sf | 99.30% |
| ef | 1.234 |

| Presión kg/cm ² | Micro mm. | Corr.d.A mm. | D.Corr.A mm. | Def. Vol. % | e | Vf cm ³ |
|-------------------------------|--------------|-----------------|-----------------|----------------|--------|-----------------------|
| 0.1 | 14.058 | 0 | 0.1370 | 0.685 | 1.2104 | 102.1016 |
| saturación | 14.270 | 0 | -0.075 | -0.375 | 1.234 | 103.1913 |



PRUEBAS DE SATURACION BAJO CARGA

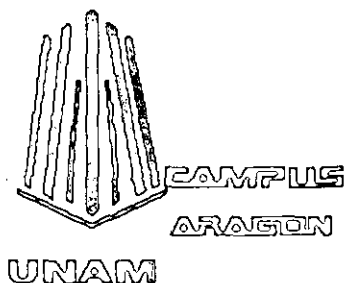
FIGURA 38



U.N.A.M.

CAMPUS ARAGON.

INGENIERIA CIVIL.



CALCULO DE SATURACION BAJO CARGA.

| | | | |
|-----------|---------------------------|-----------|-------------|
| PROYECTO: | ITAL GRESS, QRO. (Nave 3) | PROF. | 1.20-1.40 m |
| SONDEO: | PCA-1 | CONS. No. | 4 G |
| MUESTRA: | MC-1 | Ss = | 2.52 |
| FECHA: | | Lec 1 = | 4.34 |

| | |
|-----------|-----------------------|
| Anillo | 4 G |
| D. Anillo | 7.99 cm |
| H. Anillo | 2.01 cm |
| A. Anillo | 50.14 cm ² |
| W. Anillo | 178.05 gr |

| DATOS INICIALES | |
|-----------------|-------------------------|
| Wh+A | 337.5 gr |
| W Tara | 16.4 gr |
| Ws | 111.05 gr |
| Wwi | 48.4 gr |
| Wwf | 55.9 gr |
| Vf | 99.884 cm ³ |
| Vv | 56.7139 cm ³ |
| Pvhi | 1.5821 T/m ³ |
| Wi | 43.58% |
| Wf | 50.34% |
| ei | 1.287 |

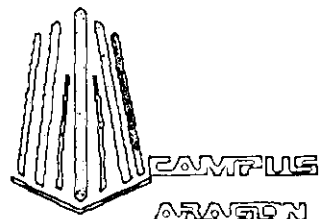
| DATOS FINALES | |
|---------------|-------------------------|
| Wh+A+T | 361.40 gr |
| Ws+A+T | 305.5 gr |
| Whi | 159.45 gr |
| Whf | 166.95 gr |
| Vi | 100.781 cm ³ |
| Vs | 44.067 cm ³ |
| Vw | 48.4 cm ³ |
| Pvhf | 1.6714 T/m ³ |
| Si | 85.34% |
| Sf | 100.15% |
| ef | 1.2666 |

| Presión kg/cm ² | Micro mm. | Corr.d.A mm. | D.Corr.A mm. | Def. Vol. % | e | Vf cm ³ |
|-------------------------------|--------------|-----------------|-----------------|----------------|--------|-----------------------|
| 0.2 | 4.161 | 0 | 0.179 | 0.8905 | 1.2666 | 99.8838 |

FIGURA 39



U.N.A.M.



CAMPUS ARAGON.

UNAM

INGENIERIA CIVIL.

CALCULO DE SATURACION BAJO CARGA.

| | | | |
|-----------|---------------------------|-----------|-------------|
| PROYECTO: | ITAL GRESS, QRO. (Nave 4) | PROF. | 1.30-1.50 m |
| SONDEO: | PCA-2 | CONS. No. | 3 G |
| MUESTRA: | MC-1 | Ss = | 2.53 |
| FECHA: | | Lec 1 = | 10.94 |

| | |
|-----------|-----------------------|
| Anillo | 3 G |
| D. Anillo | 7.99 cm |
| H. Anillo | 1.99 cm |
| A. Anillo | 50.14 cm ² |
| W. Anillo | 153.19 gr |

| DATOS INICIALES | |
|-----------------|-------------------------|
| Wh+A | 307.30 gr |
| W Tara | 16.4 gr |
| Ws | 104.51 gr |
| Wwi | 49.6 gr |
| Wwf | 57.2 gr |
| Vf | 99.267 cm ³ |
| Vv | 58.4702 cm ³ |
| Pvhi | 1.5445 T/m ³ |
| Wi | 47.46% |
| Wf | 54.73% |
| ei | 1.4155 |

| DATOS FINALES | |
|---------------|-------------------------|
| Wh+A+T | 331.30 gr |
| Ws+A+T | 274.10 gr |
| Whi | 154.11 gr |
| Whf | 161.71 gr |
| Vi | 99.7785 cm ³ |
| Vs | 41.3083 cm ³ |
| Vw | 49.6 cm ³ |
| Pvhf | 1.629 T/m ³ |
| Si | 84.83% |
| Sf | 98.69% |
| ef | 1.4031 |

| Presión kg/cm ² | Micro mm. | Corr.d.A mm. | D.Corr.A mm. | Def. Vol. % | e | Vf cm ³ |
|-------------------------------|--------------|-----------------|-----------------|----------------|--------|-----------------------|
| 0.150 | 10.838 | 0.00 | 0.102 | 0.5126 | 1.4031 | 99.2671 |

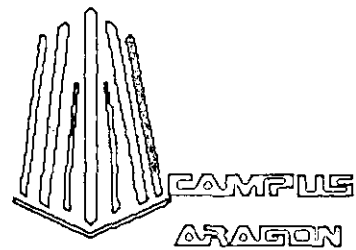
FIGURA 40



U.N.A.M.

CAMPUS ARAGON.

INGENIERIA CIVIL.



UNAM

CALCULO DE SATURACION BAJO CARGA.

| | | | |
|-----------|---------------------------|-----------|-------------|
| PROYECTO: | ITAL GRESS, QRO. (Nave 3) | PROF. | 1.60-1.90 m |
| SONDEO: | PCA-2 | CONS. No. | 1 G |
| AAUESTRA: | AAAC-1 | Ss = | 2.52 |
| FECHA: | | Lec 1 = | 8.74 |

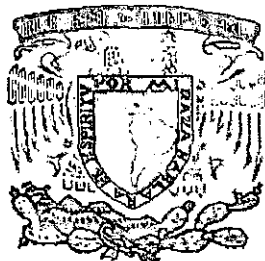
| | |
|-----------|-----------------------|
| Anillo | 1 G |
| D. Anillo | 7.99 cm |
| H. Anillo | 1.99 cm |
| A. Anillo | 50.14 cm ² |
| W. Anillo | 159.65 gr |

| DATOS INICIALES | |
|-----------------|-------------------------|
| Wh+A | 321.10 gr |
| W Tara | 29.5 gr |
| Ws | 110.05 gr |
| Wwi | 51.4 gr |
| Wwf | 56.1 gr |
| Vf | 99.287 cm ³ |
| Vv | 56.1079 cm ³ |
| Pvhi | 1.6181 T/m ³ |
| Wi | 46.71% |
| Wf | 50.98% |
| ei | 1.2848 |

| DATOS FINALES | |
|---------------|-------------------------|
| Wh+A+T | 355.30 gr |
| Ws+A+T | 299.2 gr |
| Whi | 161.45 gr |
| Whf | 166.15 gr |
| Vi | 99.7785 cm ³ |
| Vs | 43.6706 cm ³ |
| Vw | 51.4 cm ³ |
| Pvhf | 1.6734 T/m ³ |
| Si | 91.61% |
| Sf | 100.87% |
| ef | 1.2735 |

| Presión kg/cm ² | Micro mm. | Corr.d.A mm. | D.Corr.A mm. | Def. Vol. % | e | Vf cm ³ |
|-------------------------------|--------------|-----------------|-----------------|----------------|--------|-----------------------|
| 0.100 | 8.642 | 0.00 | 0.098 | 0.4925 | 1.2735 | 99.2872 |

FIGURA 41



U. N. A. M.
CAMPUS ARAGON
INGENIERIA CIVIL.

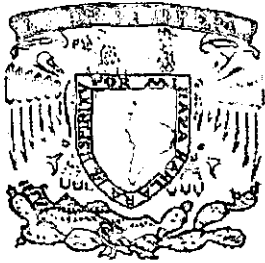


OBRA: _____
 LOCALIZACION: NAVE 3 ITAL - GRES, QUERETARO
 TIPO DE SONDEO: POZO A CIELO ABIERTO PCA-1

| PROF. | DESCRIPCION | Perfil Estratigráfico | GPO. SUCS | W | LL | LP | IP | G % | A % | F % | UU | | γ _n | Ss | SIMBOLOGIA |
|-------|---|--------------------------|--------------|----|----|----|----|--------|--------|--------|------|------|----------------|----|------------|
| | | | | | | | | | | | C | φ | | | |
| 0.0 | POZO A CIELO ABIERTO PCA-1 | | | | | | | | | | | q/2 | | | |
| 0.5 | SUELO VEGETAL RELLENO DE MALA CALIDAD, TEPETATE CONSTITUIDO POR LIMO ARCILLOSO POCO ARENOSO, CAFÉ, CON BASURA Y CASCAJO | | | | | | | | | | | | | | |
| 1.0 | ARCILLA GRIS OSCURA, NEGRUZCA, CON ESCASA ARENA FINA, PLÁSTICA, CON RAICILLAS, DESECADA Y GRUMOSA, DE CONSISTENCIA MEDIA | | CH | 45 | 95 | 33 | 62 | 0 | 1.4 | 98.6 | 4.39 | 1.63 | 2.47 | | |
| 1.5 | | | | | | | | | | | | | | | |
| 2.0 | | | | | | | | | | | | | | | |
| 2.5 | | | | | | | | | | | | | | | |
| 3.0 | | | | | | | | | | | | | | | |

W: Contenido de agua
 LL: Límite Líquido
 LP: Límite Plástico
 IP: Índice de Plasticidad
 G: Gravias
 A: Arenas
 F: Finos
 Ss: Densidad de sólidos
 UU: Prueba de Compresión triaxial no consolidada no drenada
 C: Cohesión (ton/m²)
 φ: Angulo de fricción interna
 γ_n: Peso volumétrico (ton/m³)
 q/2: Compresión Simple

FIGURA 44

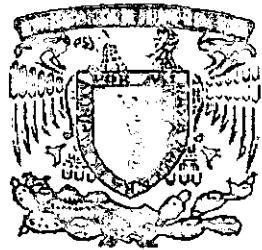


OBRA: _____
 LOCALIZACION: NAVE 3 ITAL - GRES, QUERETARO
 TIPO DE SONDEO: POZO A CIELO ABIERTO PCA-2

| PROF. | DESCRIPCION | Pefil Estratigráfico | GPO. SUCS | W | LL | LP | IP | G % | A % | F % | UU | | γ _h | S _s | SIMBOLOGIA |
|-------|--|-------------------------|--------------|----|-----|----|----|--------|--------|--------|----------|----------------|----------------|----------------|---------------|
| | | | | | | | | | | | C q/2 | φ ^o | | | |
| 0.0 | POZO A CIELO ABIERTO PCA-2 | | | | | | | | | | | | | | |
| 0.0 | SUELO VEGETAL | | | | | | | | | | | | | | Arcilla |
| 0.5 | RELLENO DE MALA CALIDAD, TEPETATE CONSTITUIDO POR LIMO ARCILLOSO POCO ARENOSO, CAFÉ, CON BASURA Y CASCAJO | | | | | | | | | | | | | | Limo |
| 1.0 | ARCILLA GRIS OSCURA, NEGRUZCA, CON ESCASA ARENA FINA, PLÁSTICA, CON RAICILLAS, DESECADA Y GRUMOSA, DE CONSISTENCIA MEDIA | | CH | 46 | 102 | 37 | 65 | 0 | 2 | 98 | 5.2 | 1.2° | 1.62 | 2.52 | Arena |
| 1.5 | | | | | | | | | | | | | | | Grava |
| 2.0 | | | | | | | | | | | | | | | Relleno |
| 2.5 | | | | | | | | | | | | | | | Mat. Orgánico |
| 3.0 | | | | | | | | | | | | | | | |

W: Contenido de agua
 LL: Límite Líquido
 LP: Límite Plástico
 IP: Índice de Plasticidad
 G: Gravas
 A: Arenas
 F: Finos
 S_s: Densidad de sólidos
 UU: Prueba de Compresión triaxial no consolidada-no drenada
 C: Cohesión (ton/m²)
 φ: Ángulo de fricción interna
 γ_h: Peso volumétrico (ton/m³)
 q/2: Compresión Simple

FIGURA 45



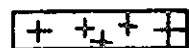
e = Relación de vacíos
 w = Contenido de agua, %
 LL = Límite líquido, %
 LP = Límite plástico, %
 Ip = Índice plástico, %
 Ss = Densidad de sólidos
 CL = Contracción lineal, %
 UU = Prueba triaxial no consolidada-no drenada
 qu = Compresión no confinada (ton/m²)

G = Gravass (%)
 A = Arena (%)
 F = Finos (%)

P = Permeámetro manual (ton/m²)
 c = Cohesión (ton/m²)
 f = Angulo de fricción interna (°)
 γh = Peso volumétrico húmedo (ton/m³)
 Gc = Grado de compactación (%)
 CBR = Valor rel. de soporte modificado al 90%
 CBR = Valor rel. de soporte natural
 γdmáx = Peso volumétrico máximo (ton/m³)
 ωop = Contenido de agua óptimo (%)

OBRA No.
 LOCALIZACION: ITAL GRESS, QRO.
 TIPO DE SONDEO: Pozo a Cielo Abierto PCA.
 N.A.F. NO SE ENCONTRO

| PROF. | DESCRIPCION | PERFIL | SUCS | w | LL | LP | Ip | Ss | CL | qu | UU | | γdmáx | ωop | γh | Gc | CBR _{cos} | CBR | G | A | F | P | e | |
|-------|--|--------|------|----|----|----|----|------|----|----|-----|------|-------|-----|------|------|--------------------|-----|---|-----|------|----|------|------|
| | | | | | | | | | | | c | f | | | | | | | | | | | | |
| 0.0 | POZO A CIELO ABIERTO PCA-1 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 0.5 | ARCILLA POCO ARENOSA FINA, GRIS OSCURO | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 1.0 | | | CH | 44 | 88 | 37 | 51 | 2.58 | | | 2.3 | | | | 1.58 | 83 | | | 0 | 1 | 99 | | 1.63 | |
| 1.5 | | | CH | 33 | 88 | 31 | 57 | 2.58 | | | | 8.85 | | | | 1.58 | 72 | | | 0 | 1 | 99 | | 1.18 |
| 2.0 | | | CH | 33 | 95 | 29 | 68 | 2.54 | | | | 6 | 0° | | 1.53 | 70 | | | 0 | 0.2 | 99.8 | | 1.31 | |
| 2.5 | POZO A CIELO ABIERTO PCA-2 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 0.0 | ARCILLA POCO ARENOSA FINA, CAFÉ OSCURO | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 0.5 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 1.0 | | | CH | 41 | 91 | 34 | 57 | 2.58 | | | | 3.15 | | | | 1.58 | 79 | | | 0 | 1 | 99 | | 1.25 |
| 1.5 | | | CH | 38 | 93 | 37 | 58 | 2.58 | | | | 4.55 | | | | 1.58 | 79 | | | 0 | 1 | 99 | | 1.22 |
| 2.0 | | | CH | 37 | 88 | 34 | 52 | 2.58 | | | | 5.2 | 5° | | 1.62 | 78 | | | 0 | 0.5 | 99.5 | | 1.17 | |
| 2.5 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |



RELLENO



ARCILLA



LIMO

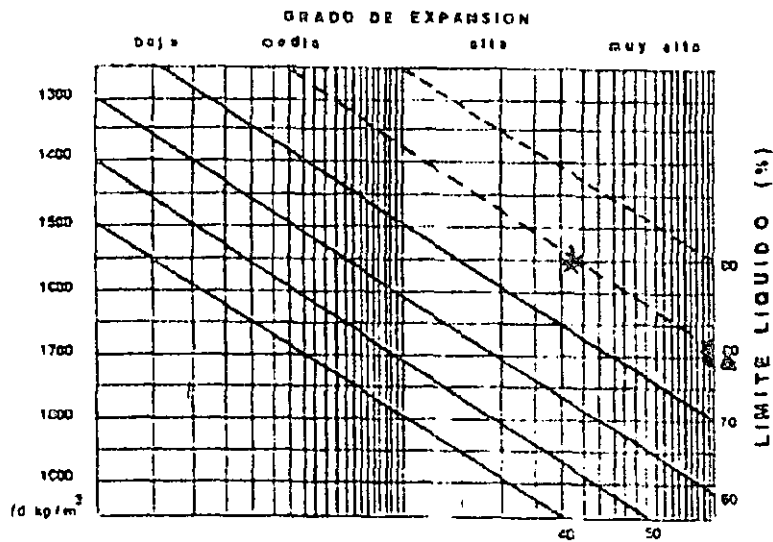
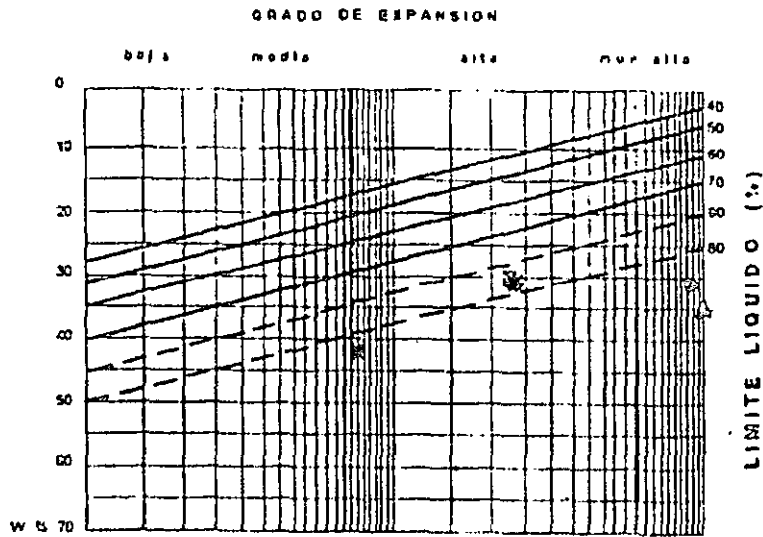


ARENA



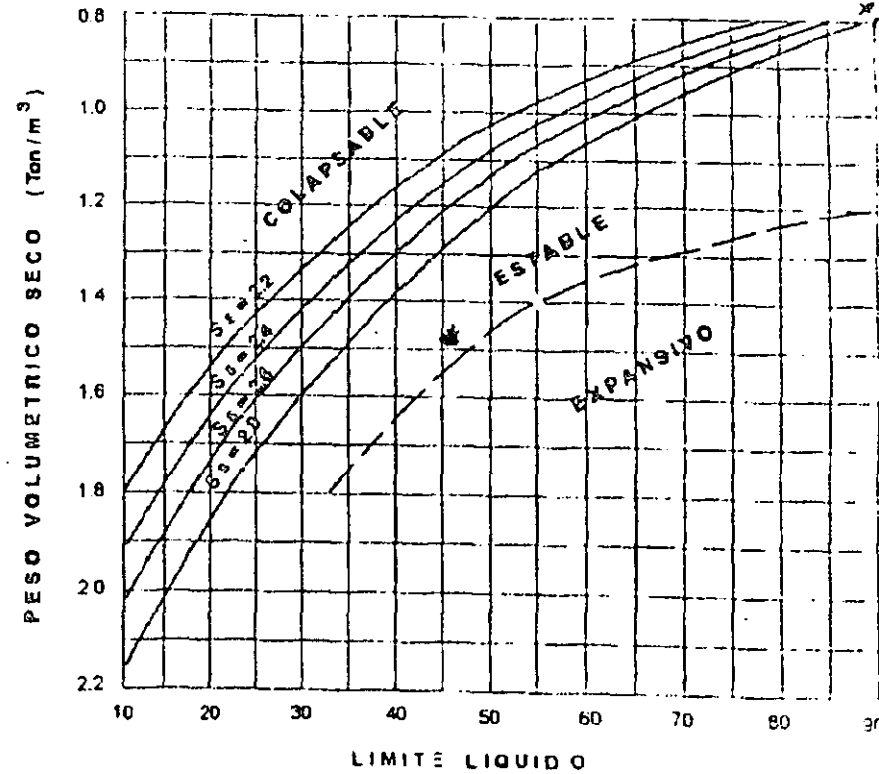
GRAVA

FIGURA



CRITERIO DE GHAZZALY Y VJAYVERGIYA PARA LA PREDICCIÓN DEL POTENCIAL DE EXPANSIÓN EN ARCILLAS

CRITERIO DEL BUREAU OF RECLAMATION PARA LA IDENTIFICACIÓN DE SUELOS EXPANSIVOS Y COLAPSABLES



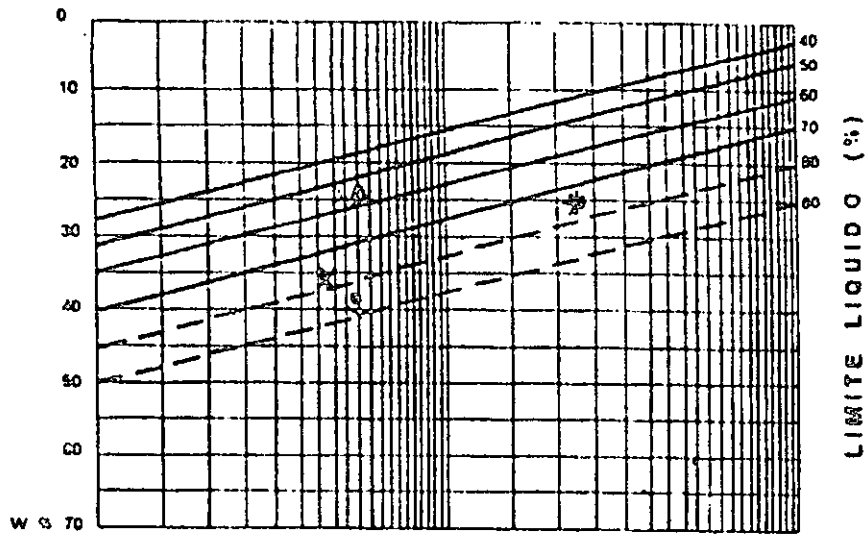
- p z: 1.0 - 1.5 m
- o z: 1.5 - 2.0 m
- A z: 2.0 - 3.0 m
- ★ z: 2.0 - 2.5 m

FIGURA. 46

IDENTIFICACION DE LOS SUELO POTENCIALMENTE EXPANSIVOS

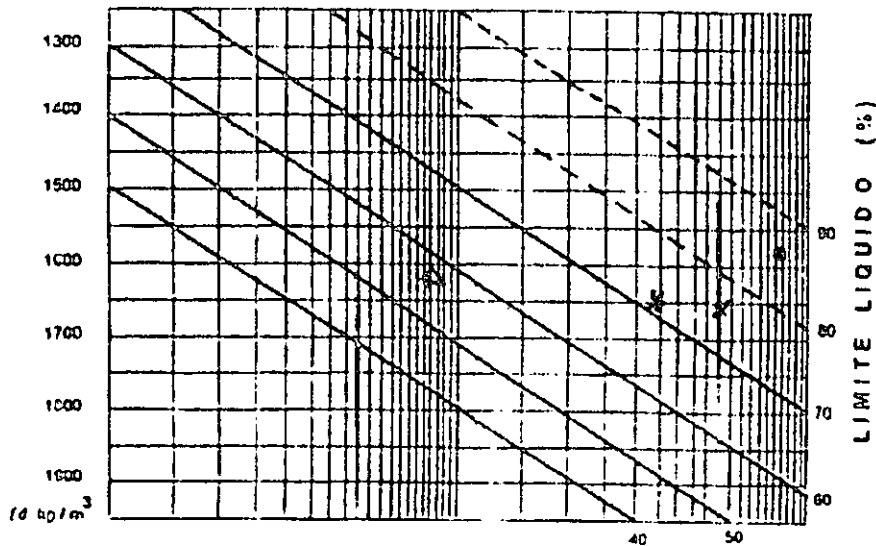
GRADO DE EXPANSION

baja media alta muy alta

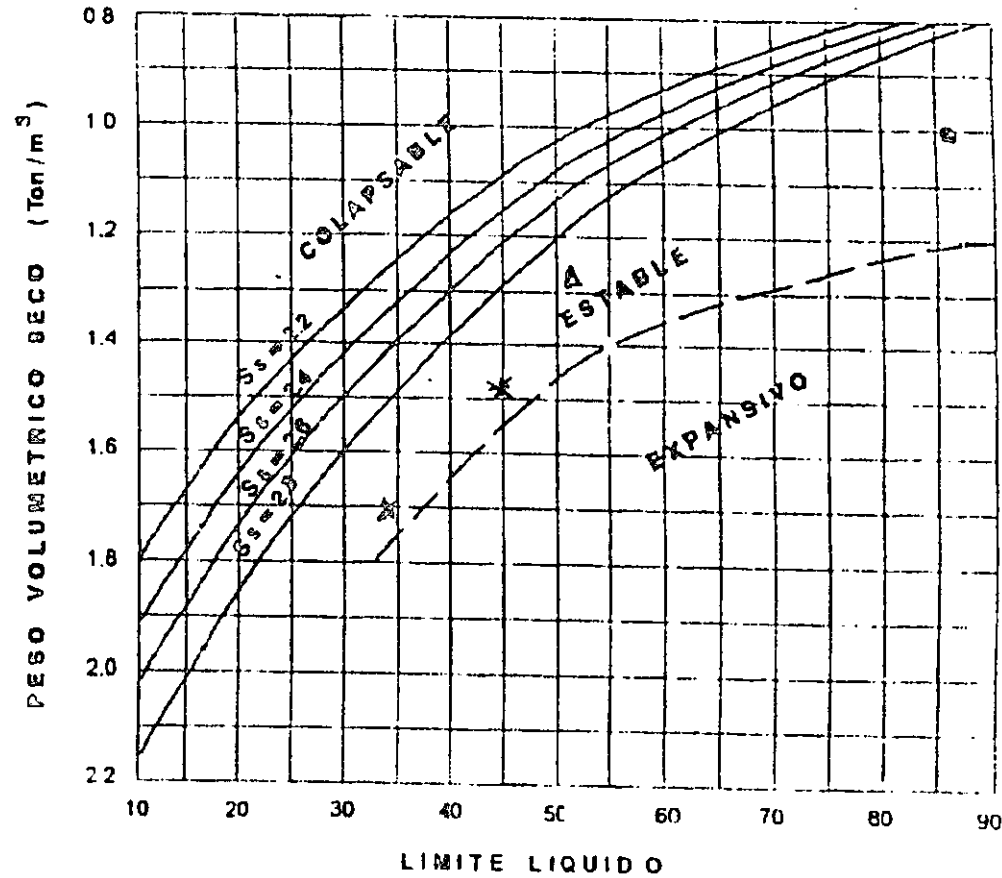


GRADO DE EXPANSION

baja media alta muy alta



CRITERIO DEL BUREAU OF RECLAMATION PARA LA IDENTIFICACION DE SUELOS EXPANSIVOS Y COLAPSABLES

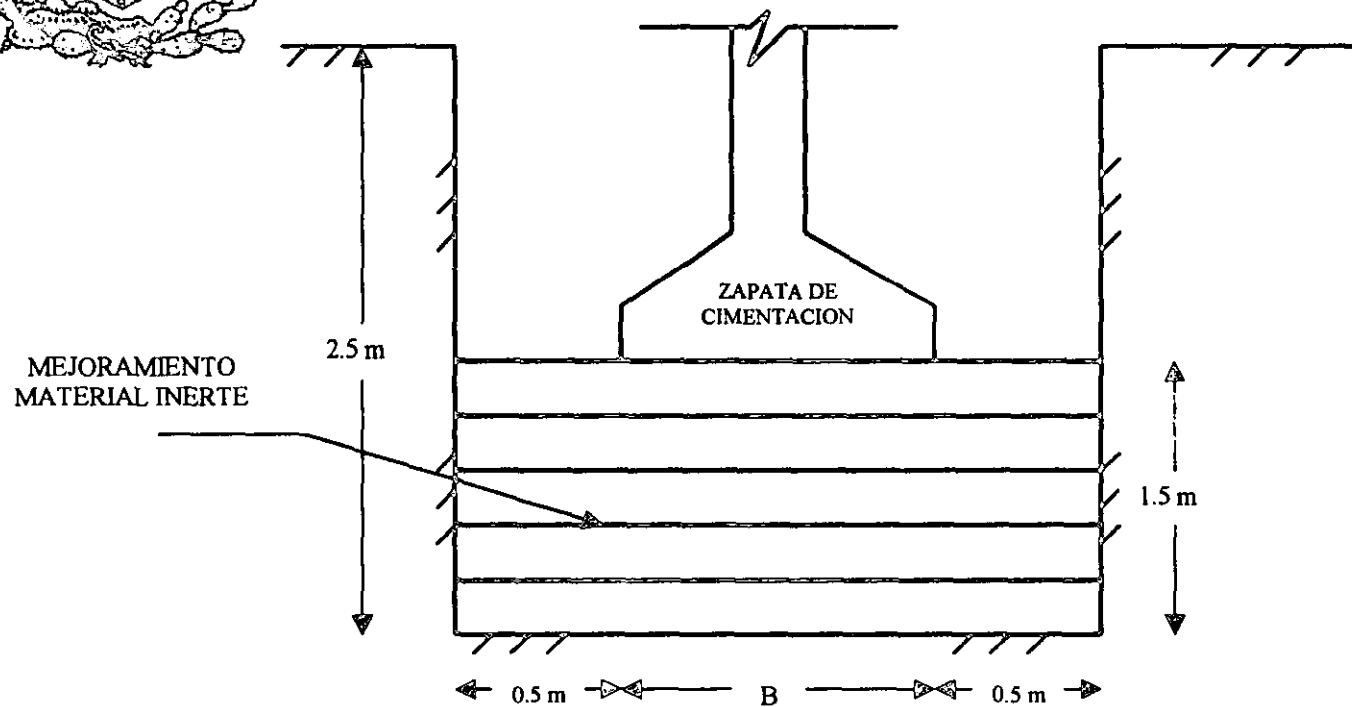


- x z = 3.0 - 5.0
- z = 5.0 - 7.2
- △ z = 8.8 - 12.5
- * z = 2.0 - 2.50

CRITERIO DE GHAZZALY Y VIJAYVERGIYA PARA LA PREDICCIÓN DEL POTENCIAL DE EXPANSION EN ARCILLAS

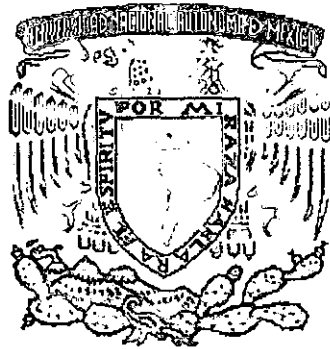
FIGURA. 47

IDENTIFICACION DE LOS SUELOS POTENCIALMENTE EXPANSIVOS



RECOMENDACIÓN PARA DESPLANTE DE CIMENTACION.

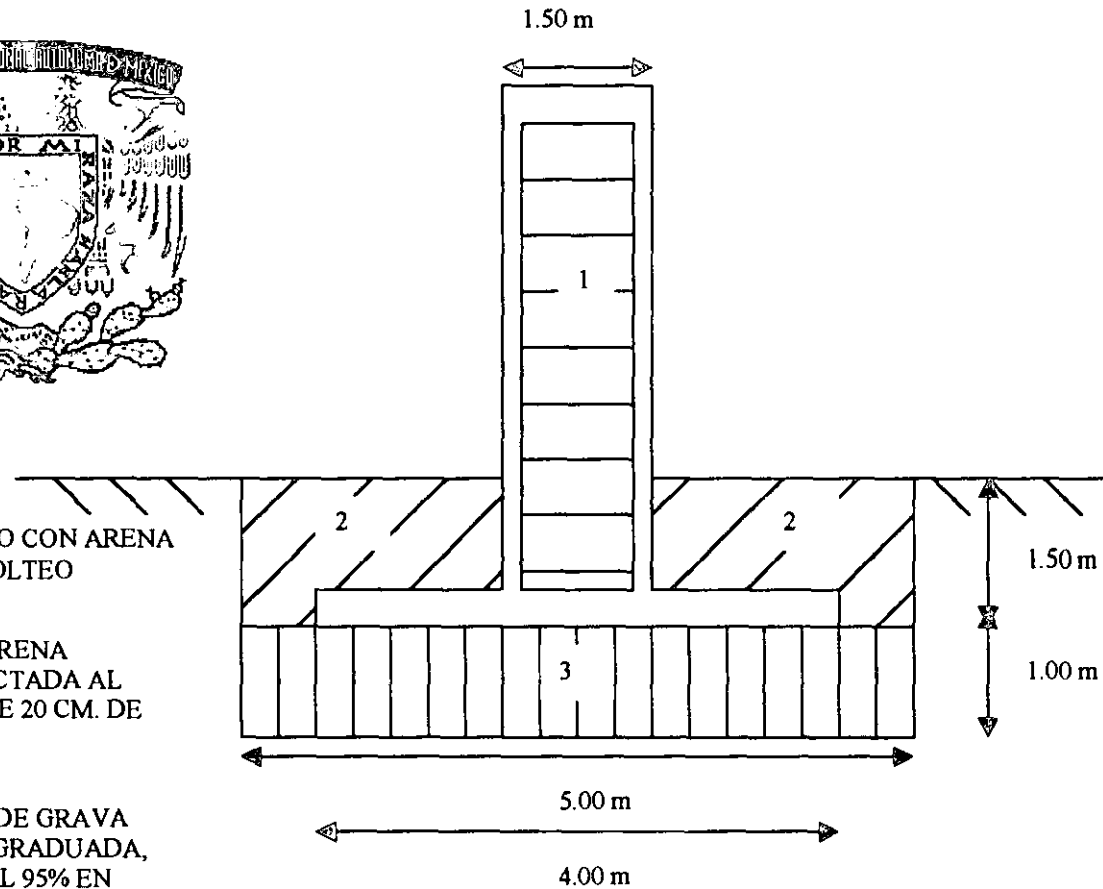
FIGURA 48



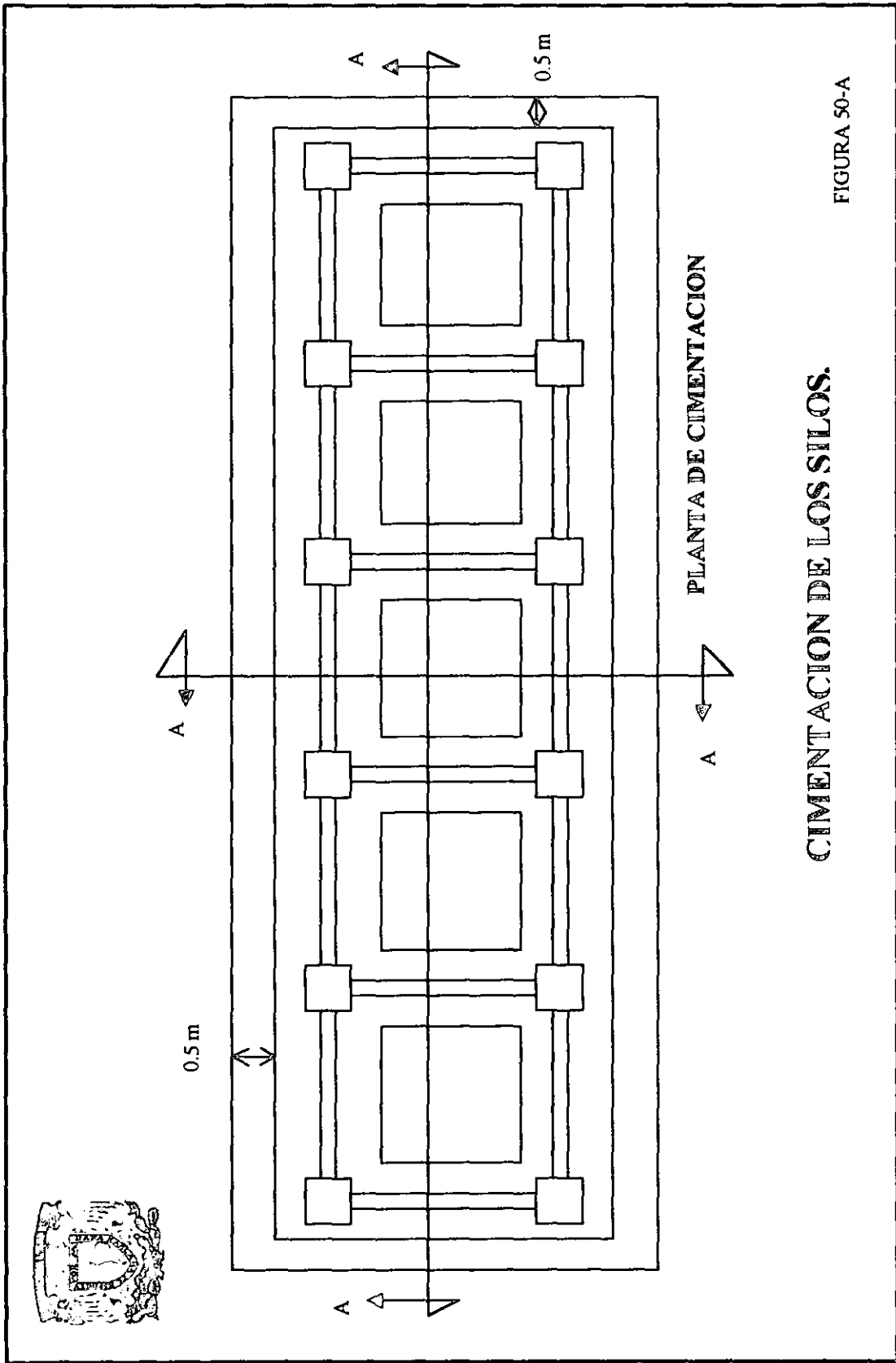
1 MURO RELLENO CON ARENA
COLOCADA A VOLTEO

2 RELLENO DE ARENA
LIMOSA COMPACTADA AL
90% EN CAPAS DE 20 CM. DE
ESPESOR

3 PLATAFORMA DE GRAVA
ARENOSA BIEN GRADUADA,
COMPACTADA AL 95% EN
CAPAS DE 20 CM. DE ESPESOR

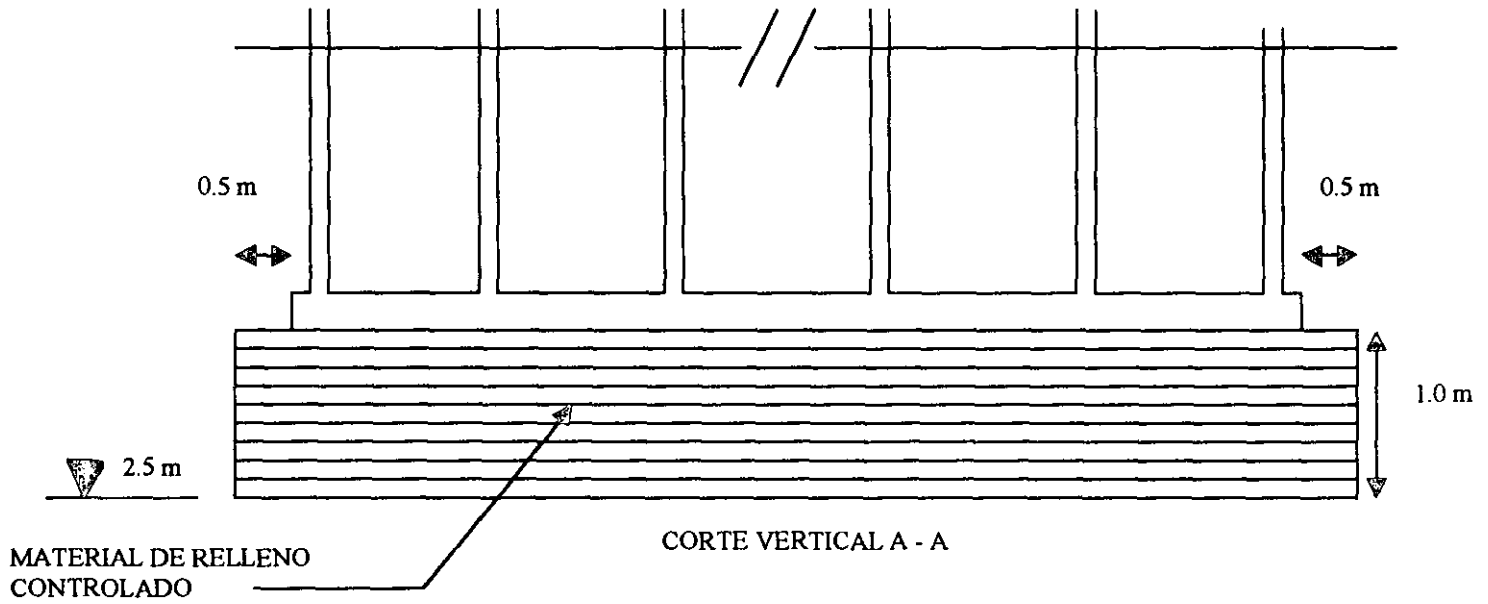
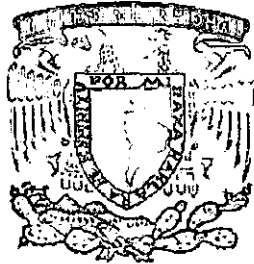


CIMENTACION DE LOS MUROS DE CONTENCION.



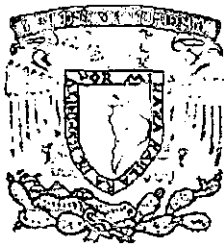
CIMENTACION DE LOS SILOS.

FIGURA 50-A



CIMENTACION DE LOS SILOS.

FIGURA 50-B



MURO TIPO "H" RELLENADO CON ARENA COLOCADA A VOLTEO

SEPARACION (INTERNA) DE LOS
MUROS = 20 CM

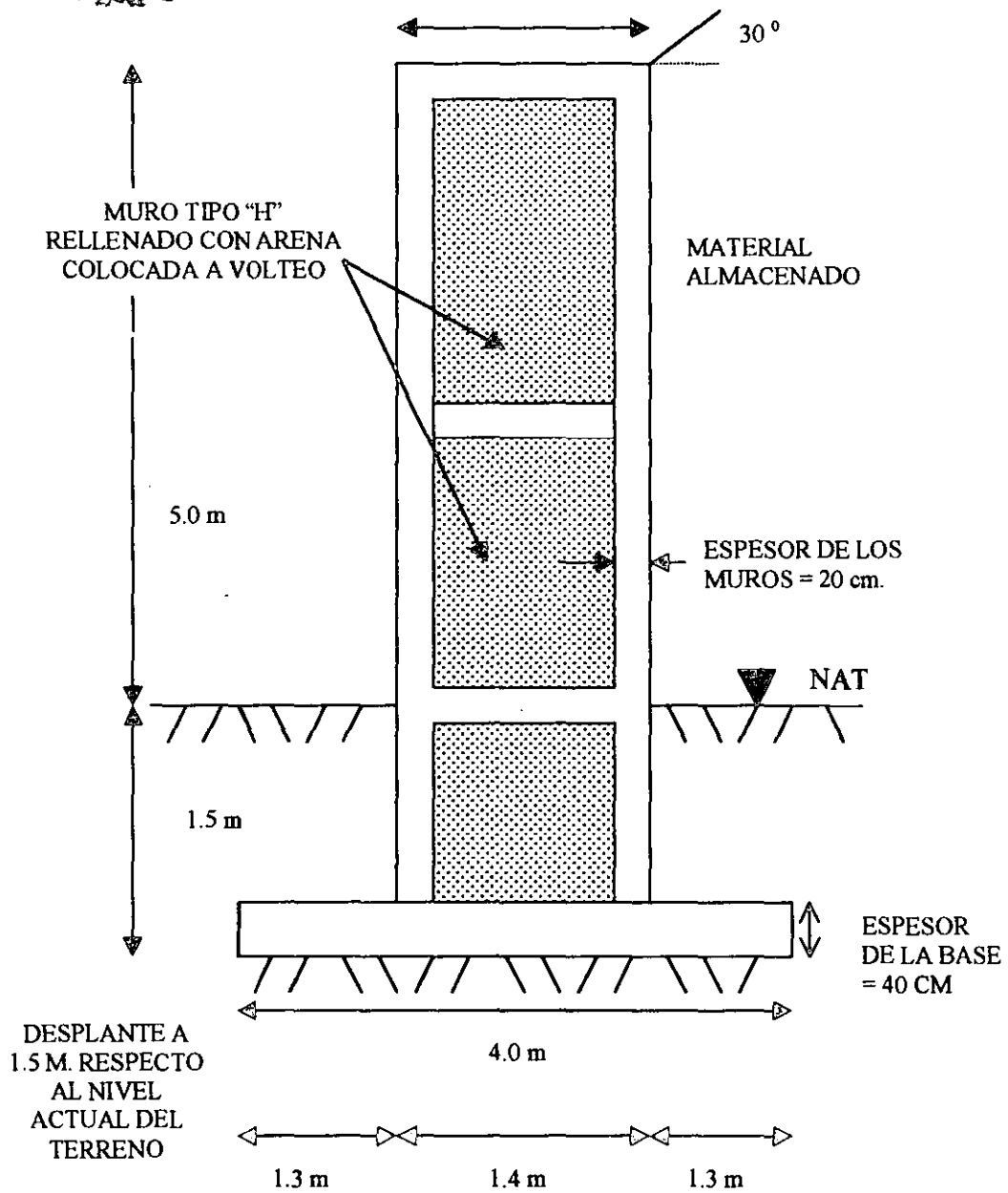
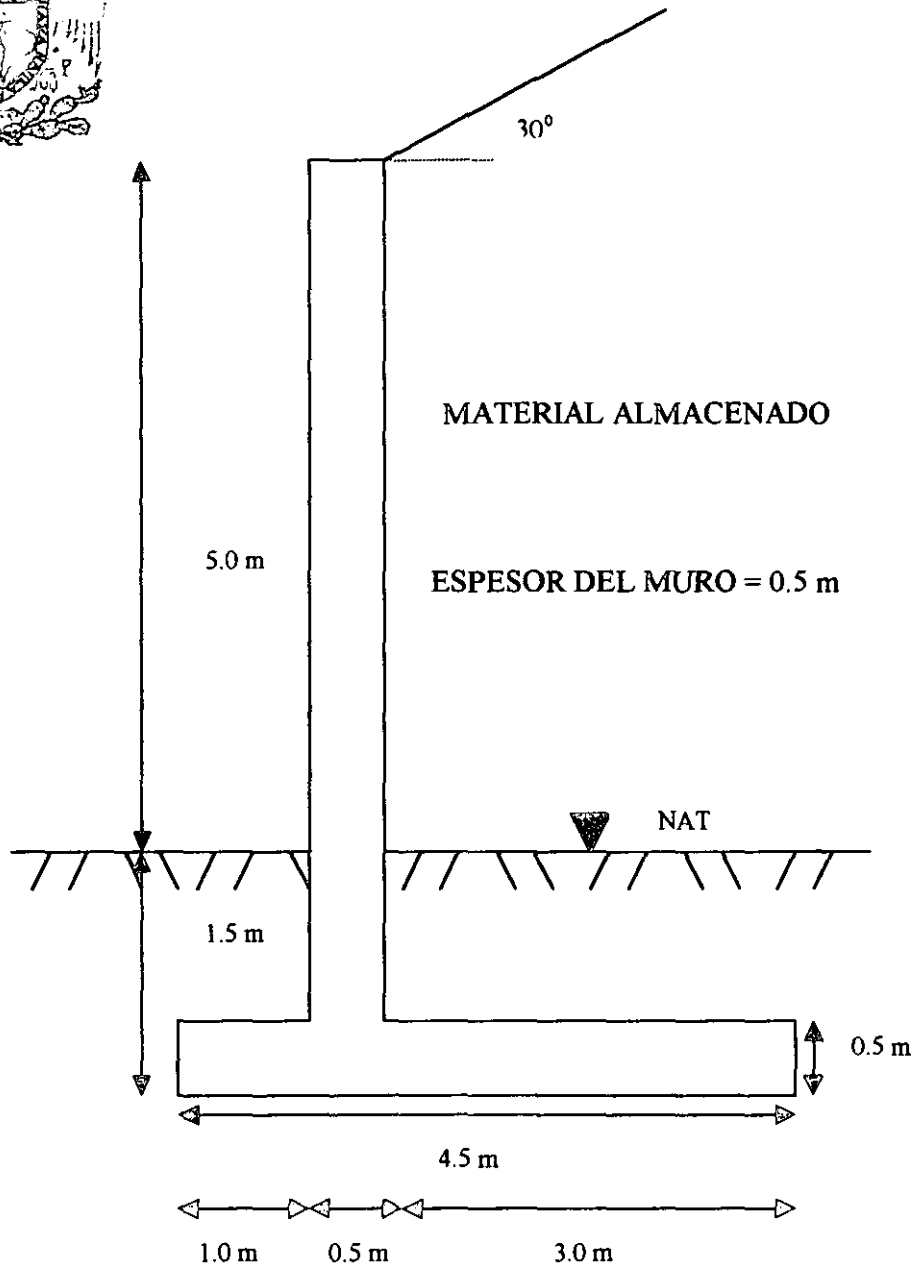
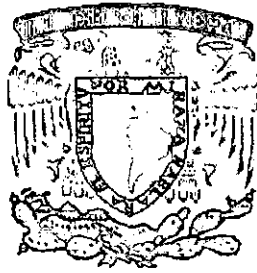


FIGURA 51



DESPLANTE A 1.5 m RESPECTO AL
NIVEL ACTUAL DEL TERRENO

FIGURA 52



MURO TIPO "H"
HUECO

ESFUERZO DE TENSION
= 85.30 ton/m²

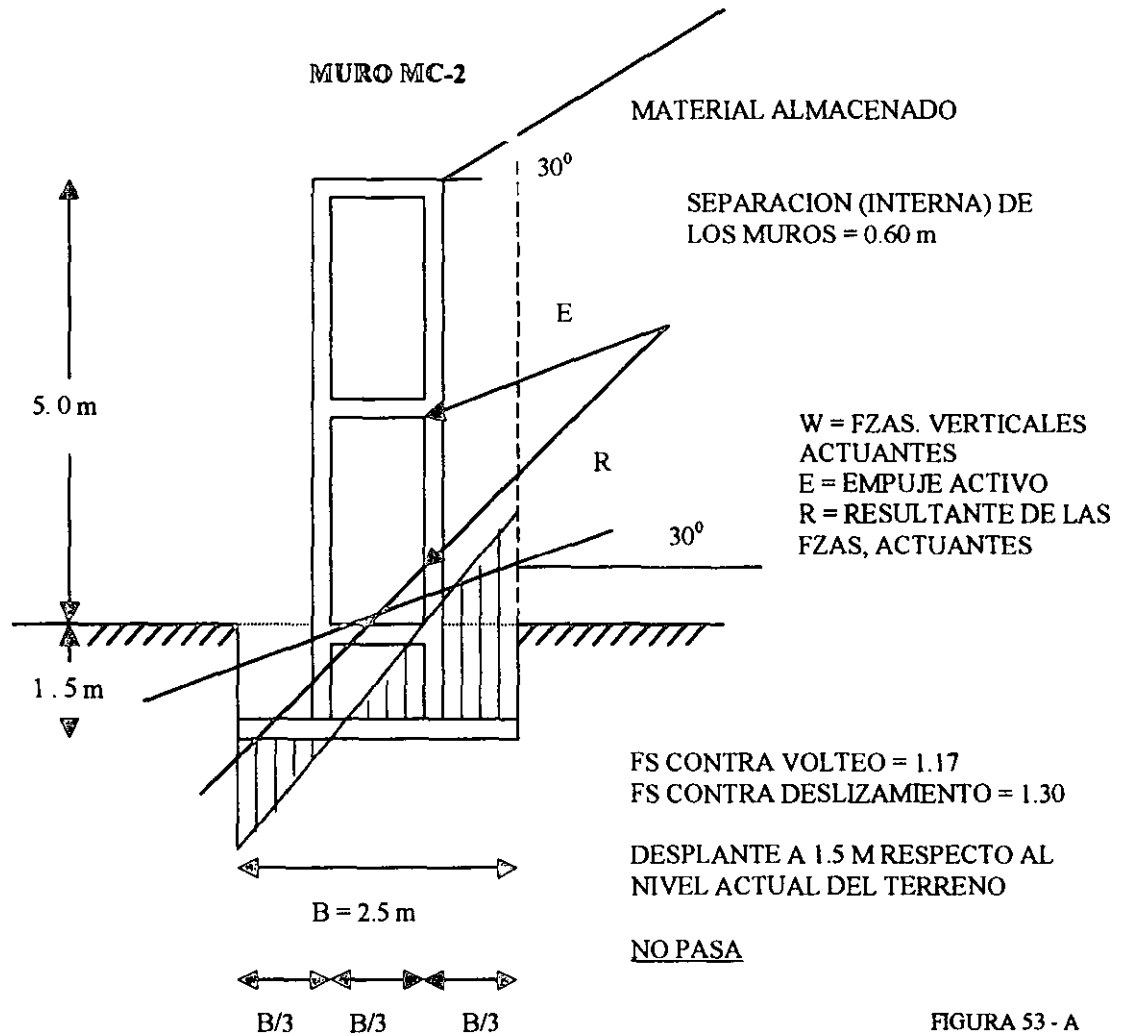
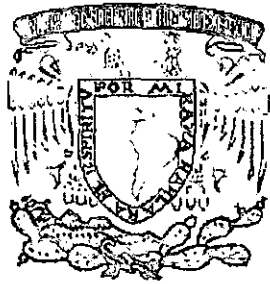


FIGURA 53 - A



MURO TIPO "H"
RELLENADO CON ARENA
COLOCADA A VOLTEO

ESFUERZO DE TENSION =
19.52 ton/m²

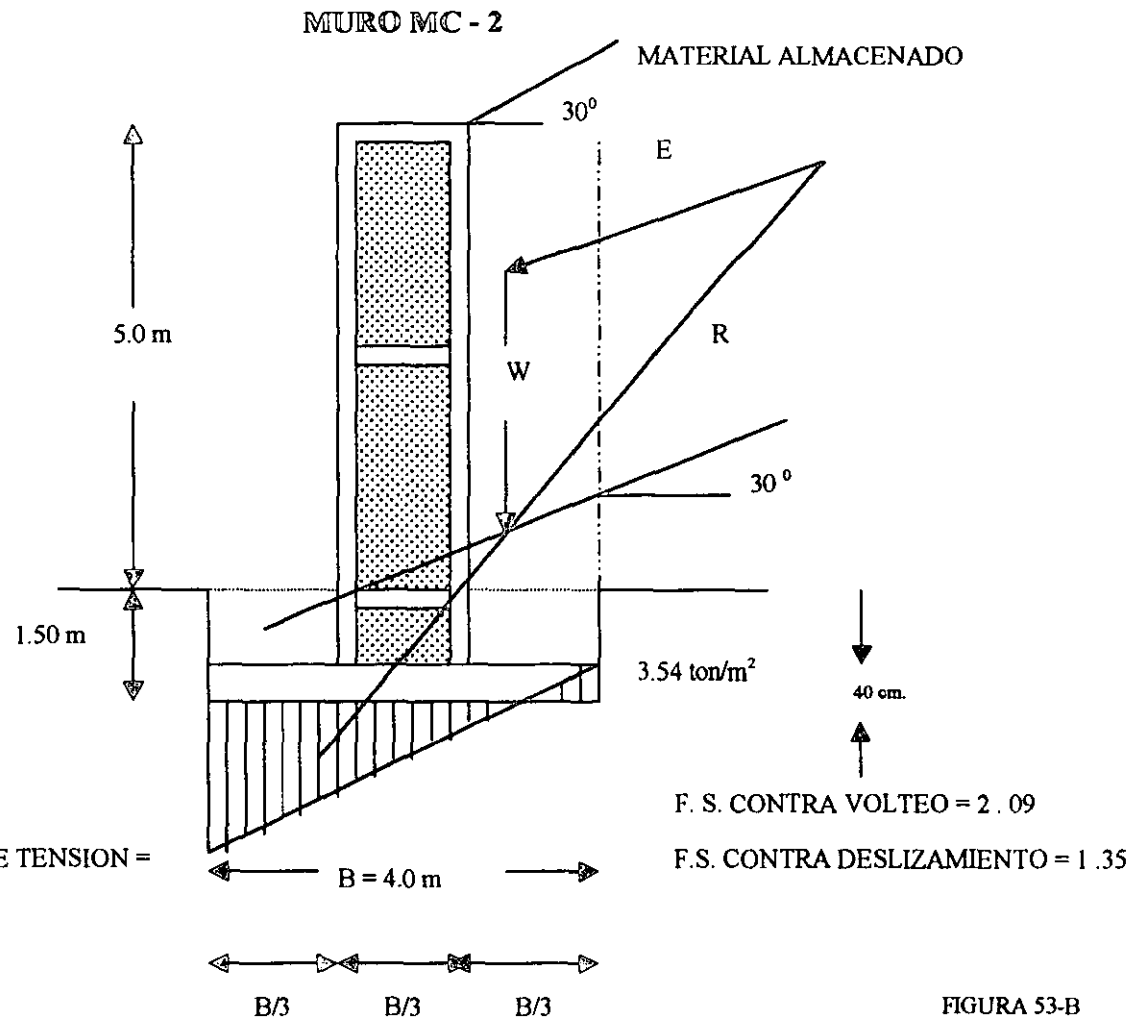


FIGURA 53-B



W = FZAS. VERTICALES ACTUANTES

E = EMPUJE ACTIVO

R = RESULTANTE DE LAS FZAS. ACTUANTES.

DESPLANTE A 1.5 m CON RESPECTO AL NIVEL ACTUAL DEL TERRENO

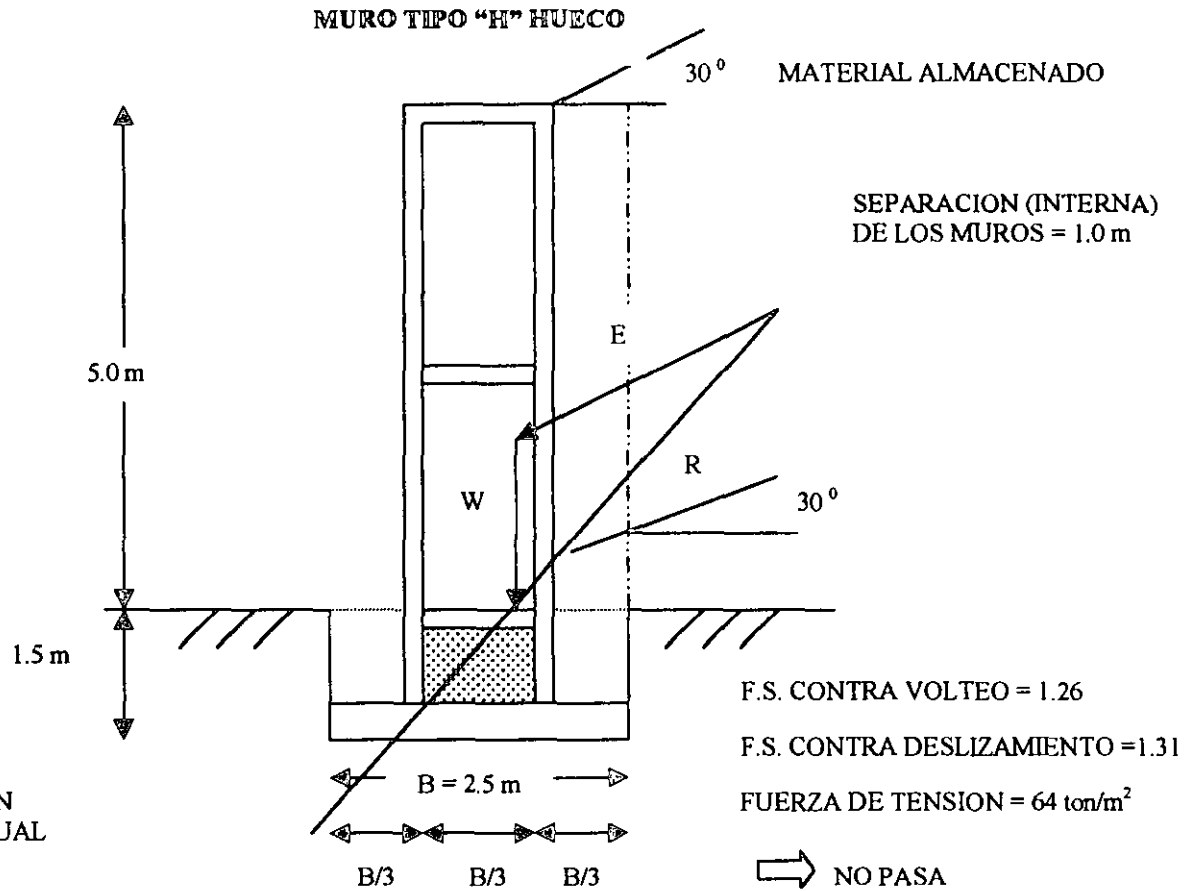
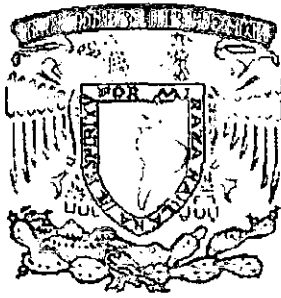


FIGURA 54



SEPARACION (INTERNA) DE LOS MUROS = 0.9 m

W = FZAS. VERTICALES ACTUANTES.

E = EMPUJE ACTIVO

R = RESULTANTE DE LAS FZAS. ACTUANTES.

MURO MC - 2

MURO TIPO "H"
HUECO

MATERIAL ALMACENADO

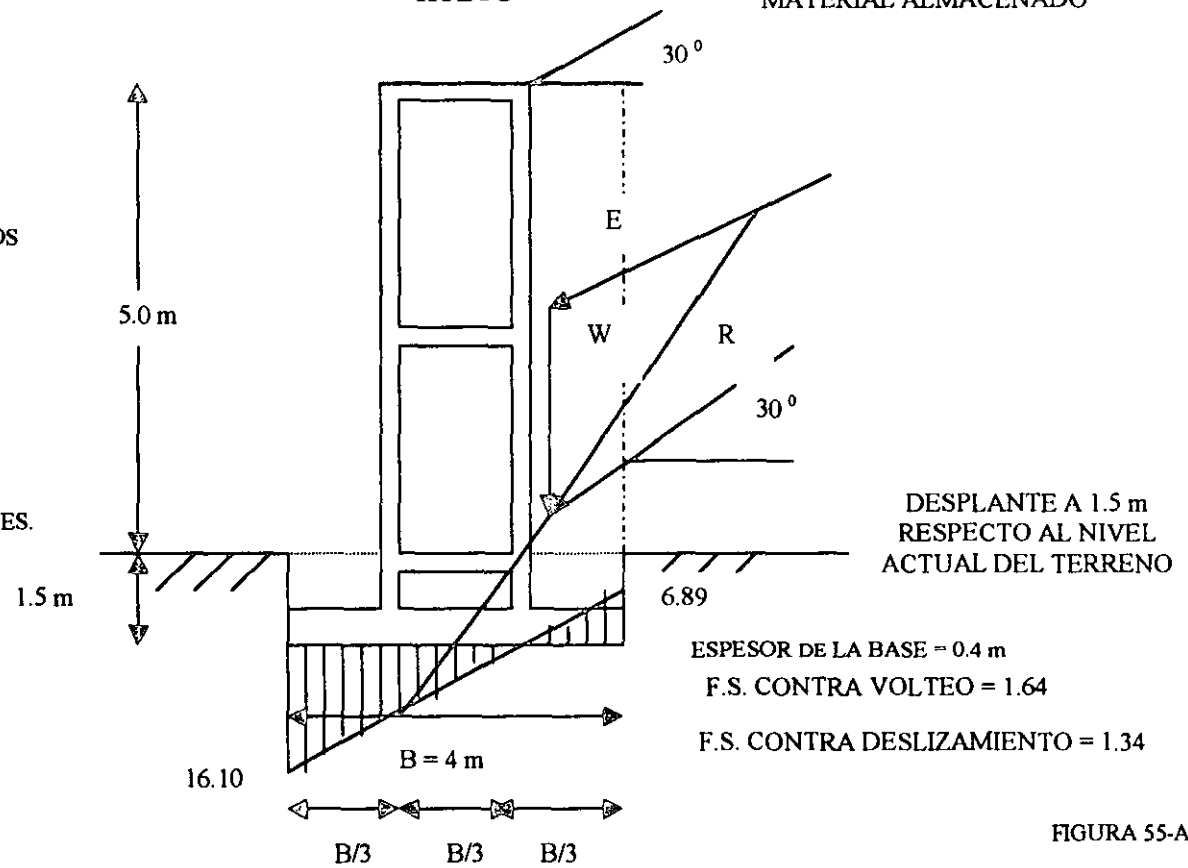
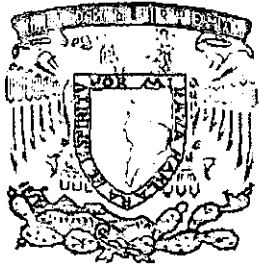


FIGURA 55-A



MURO MC - 2

MURO TIPO "H" HUECO

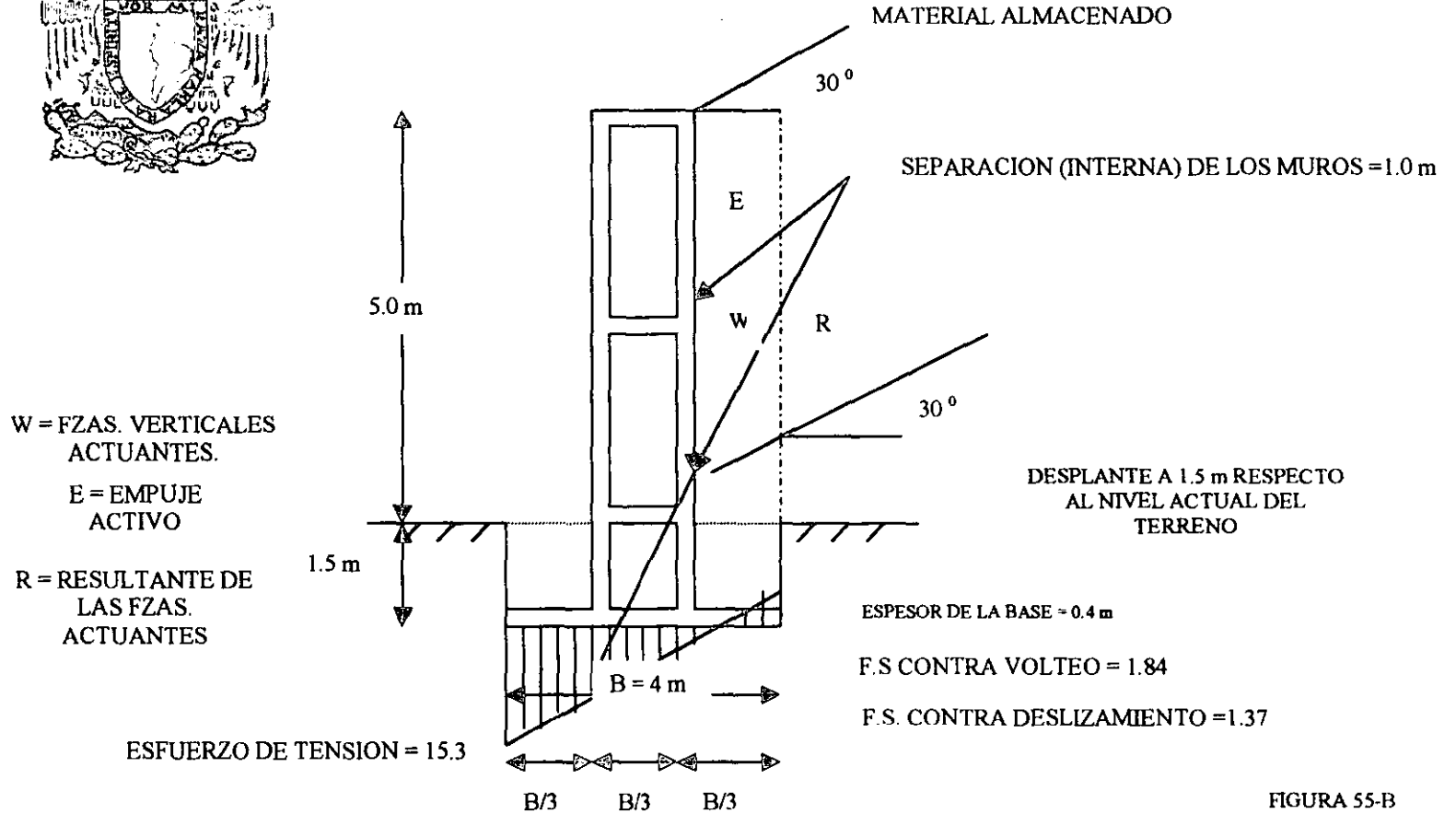


FIGURA 55-B



MURO MC - 2
MURO TIPO "H" RELLANDO CON
ARENA COLOCADA A VOLTEO

MATERIAL ALMACENADO

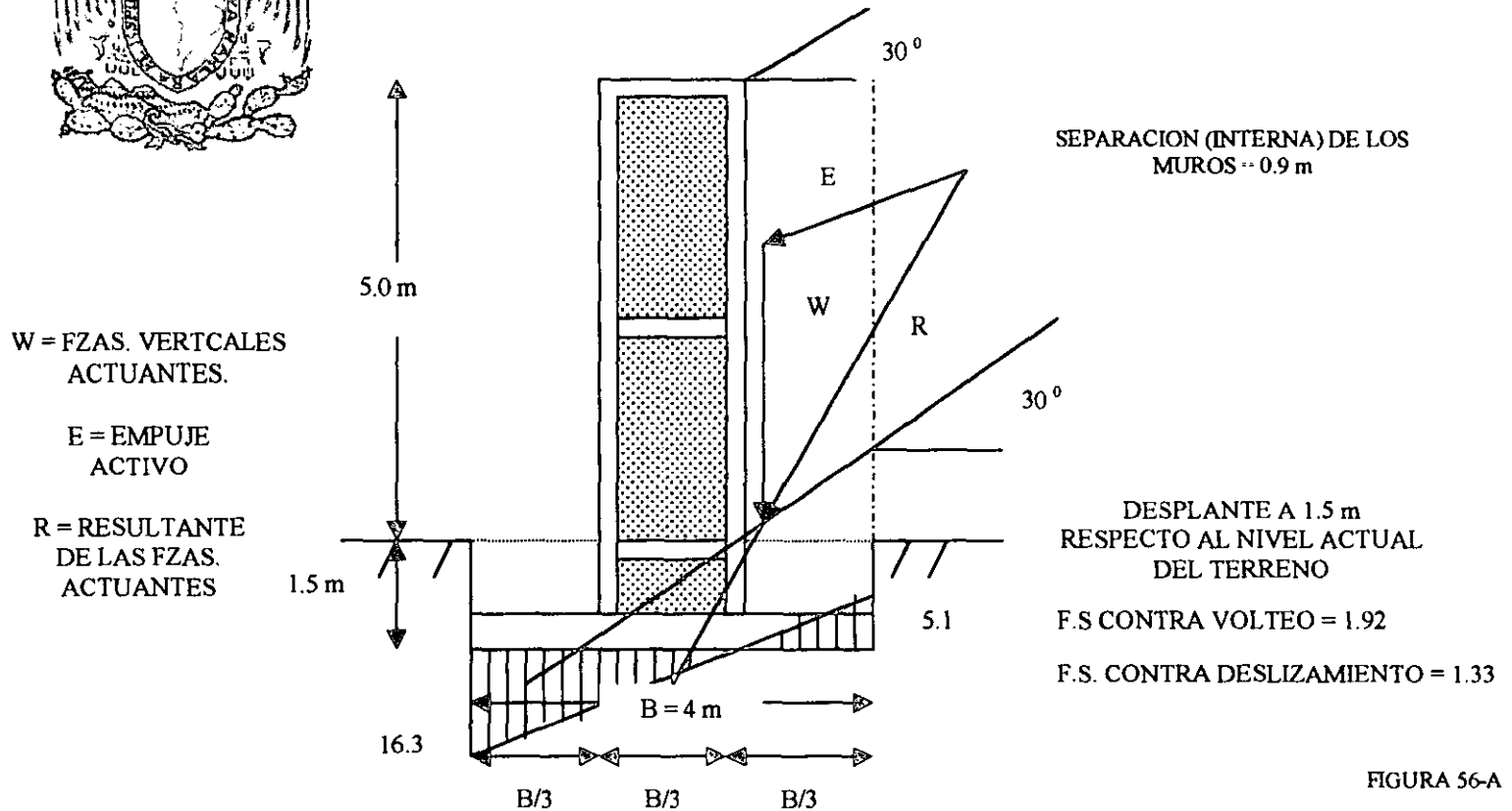
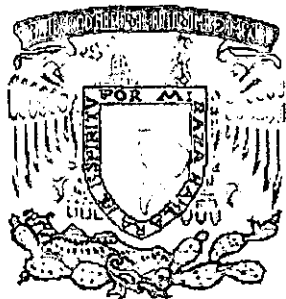


FIGURA 56-A



MURO MC-2

MATERIAL ALMACENADO

MURO TIPO "H"
RELLENADO CON
ARENA COLOCADA A
VOLTEO.

SEPARACION (INTERNA) DE
LOS MUROS=1.0 m

W=FUERZAS VERTICALES
ACTUANTES
E=EMPUJE ACTIVO
R=RESULTANTE DE LAS
FUERZAS ACTUANTES.

ESFUERZO DE TENSION=15.3

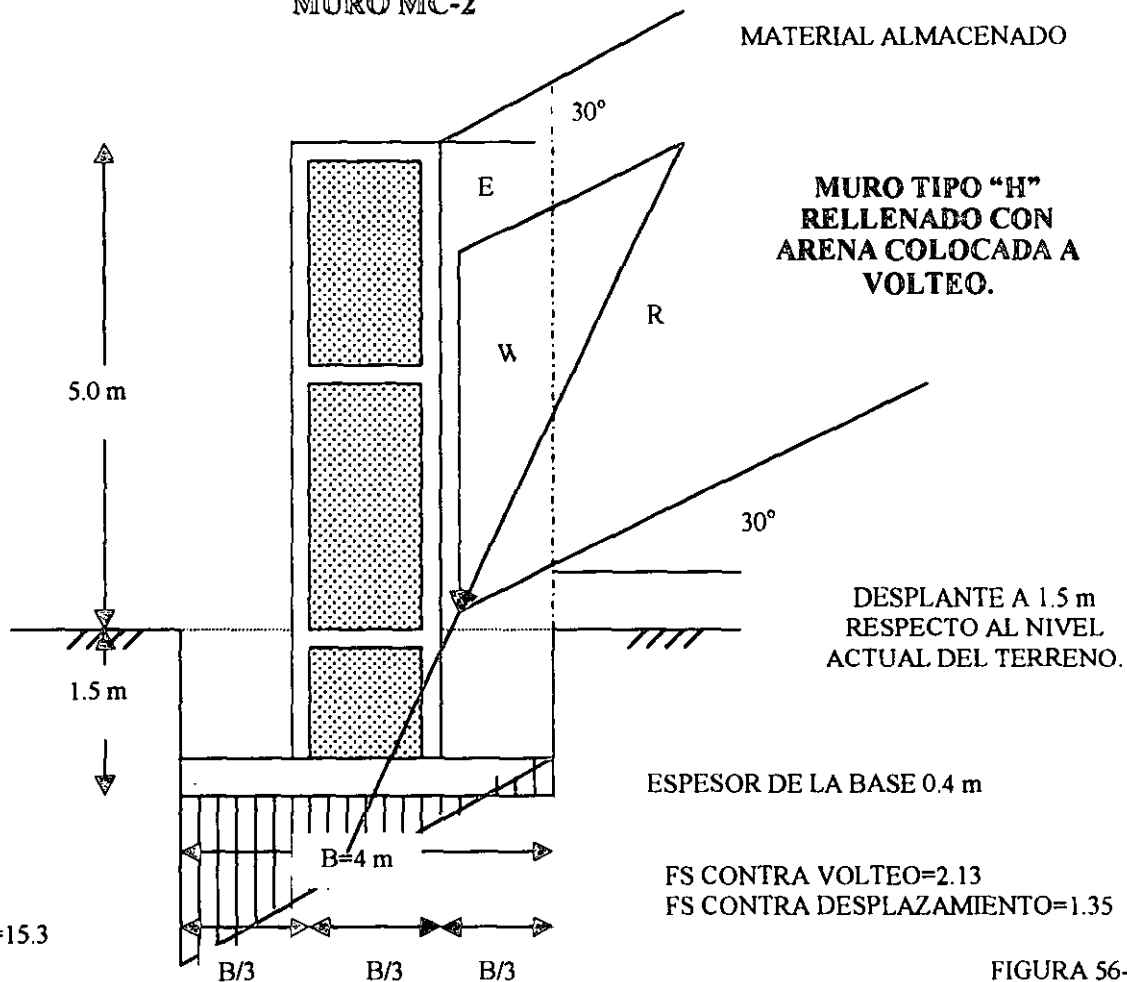


FIGURA 56-B



**MURO DE
 CONCRETO ARMADO
 TIPO CANTILIVER**

**W = FZAS. VERTICALES
 ACTUANTES.**
E = EMPUJE ACTIVO
**R = RESULTANTE DE LAS
 FZAS. ACTUANTES**

MURO MC - 1 Y MC - 3

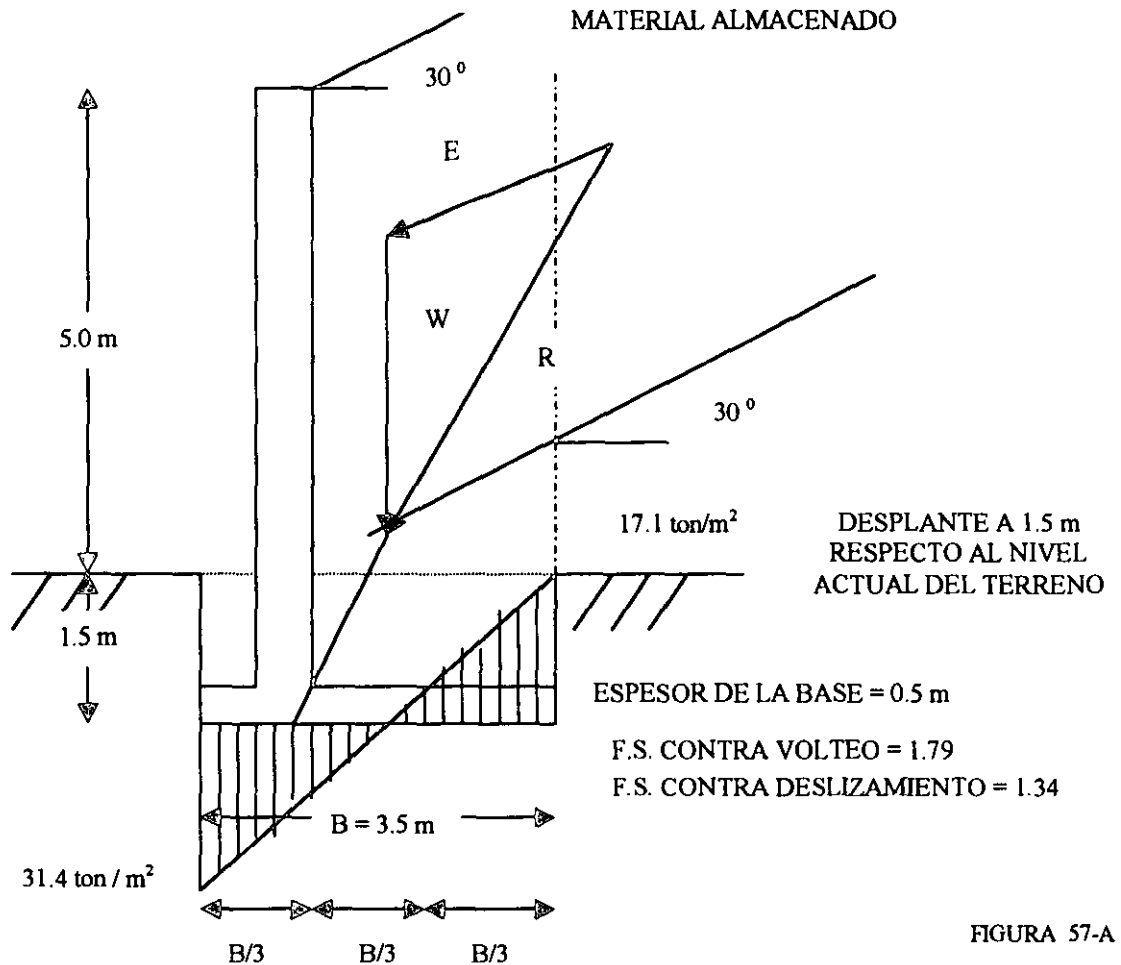


FIGURA 57-A



MURO DE CONCRETO
ARMADO TIPO CANTILIVER

MURO MC - 1 Y
MURO MC - 3

MATERIAL ALMACENADO

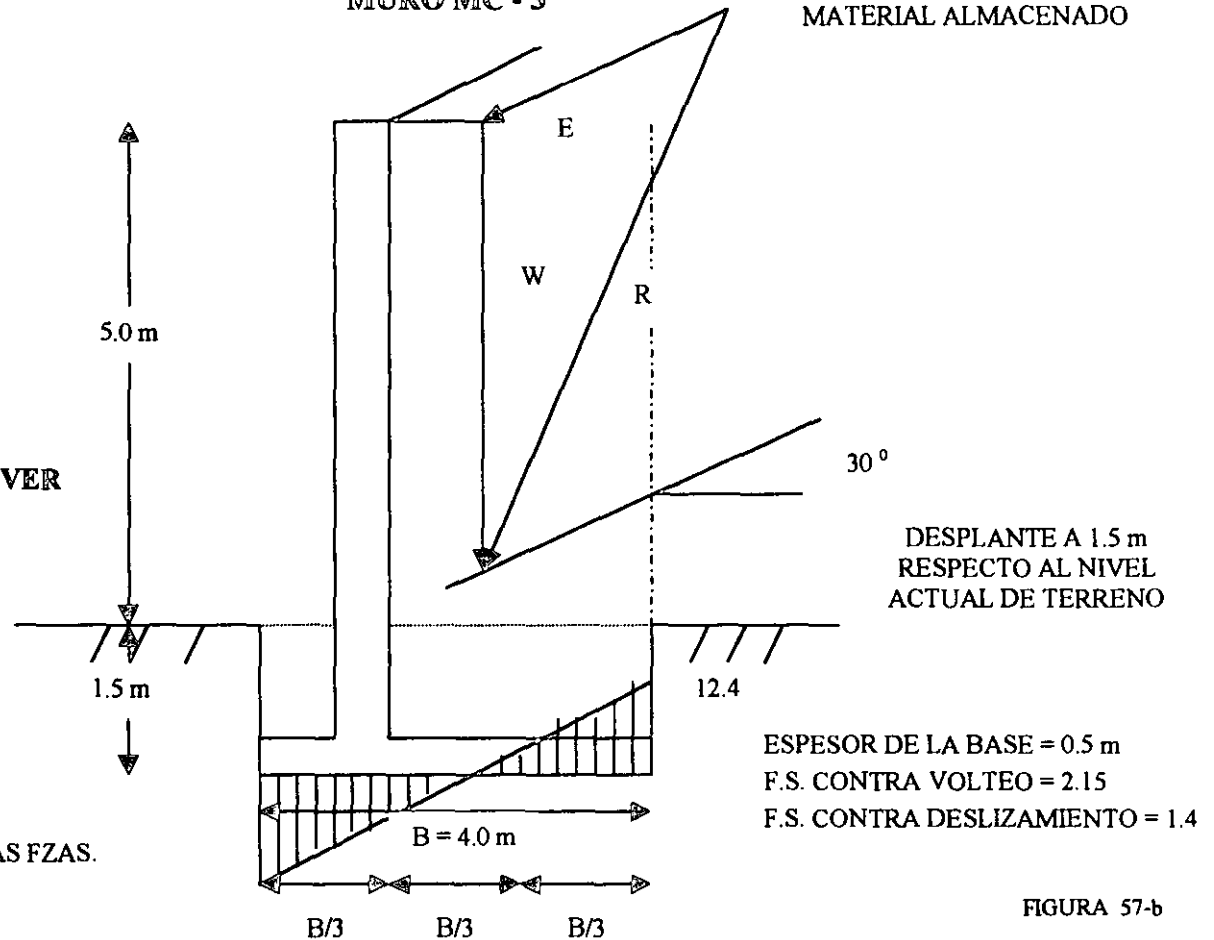
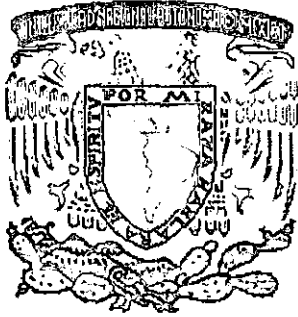


FIGURA 57-b



MURO MC - 1 Y MURO MC - 3

W = FZAS. VERTICALES ACTUANTES
E = EMPUJE ACTIVO
R = RESULTANTE DE FZAS. ACTUANTES

F.S. CONTRA VOLTEO = 2.56
F.S. CONTRA DESLIZAMIENTO = 1.33

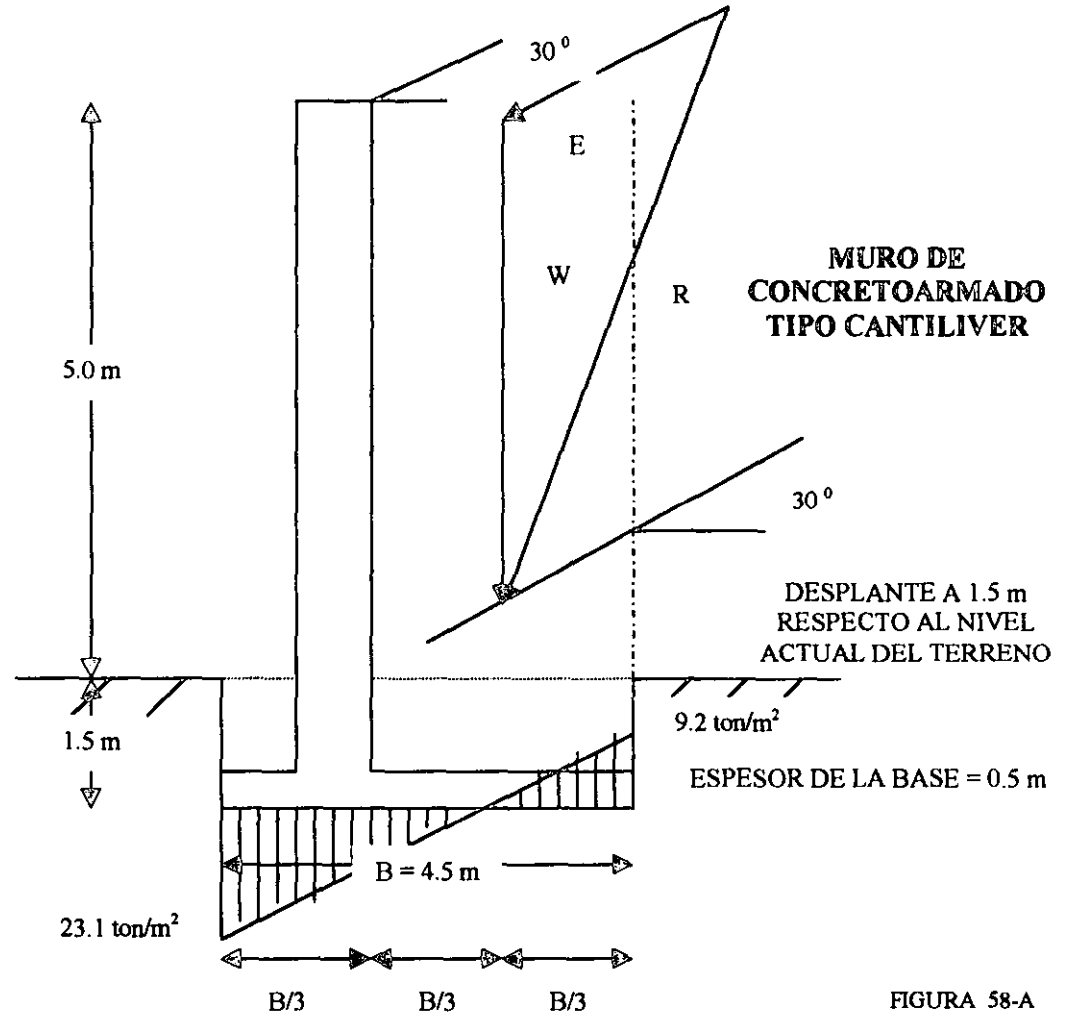


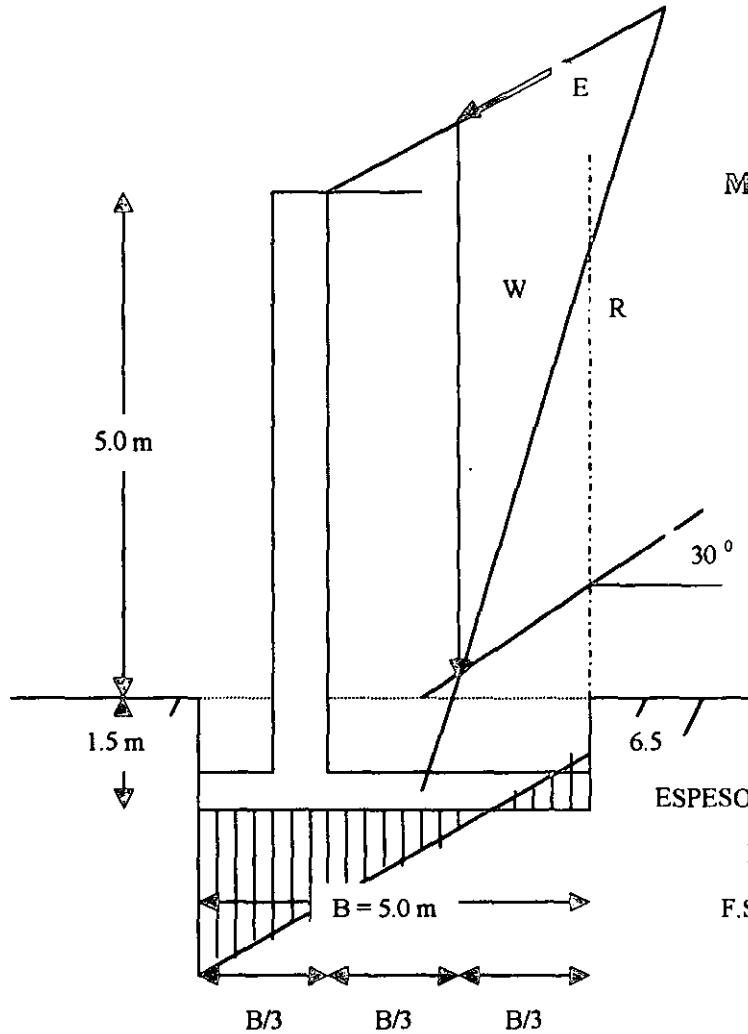
FIGURA 58-A



W = FZAS. ACTUANTES
VERTICALES

E = EMPUJE ACTIVO

R = RESULTANTE DE LAS
FZAS. ACTUANTES



MURO MC - 1 Y MURO MC - 3

MURO DE CONCRETO
ARMADO TIPO
CANTILIVER

DESPLANTE A 1.5 m
RESPECTO AL NIVEL
ACTUAL DE TERRENO

ESPESOR DE LA BASE = 0.5 m

F.S. CONTRA VOLTEO = 2.89

F.S. CONTRA DESLIZAMIENTO = 1.41

FIGURA 58-B



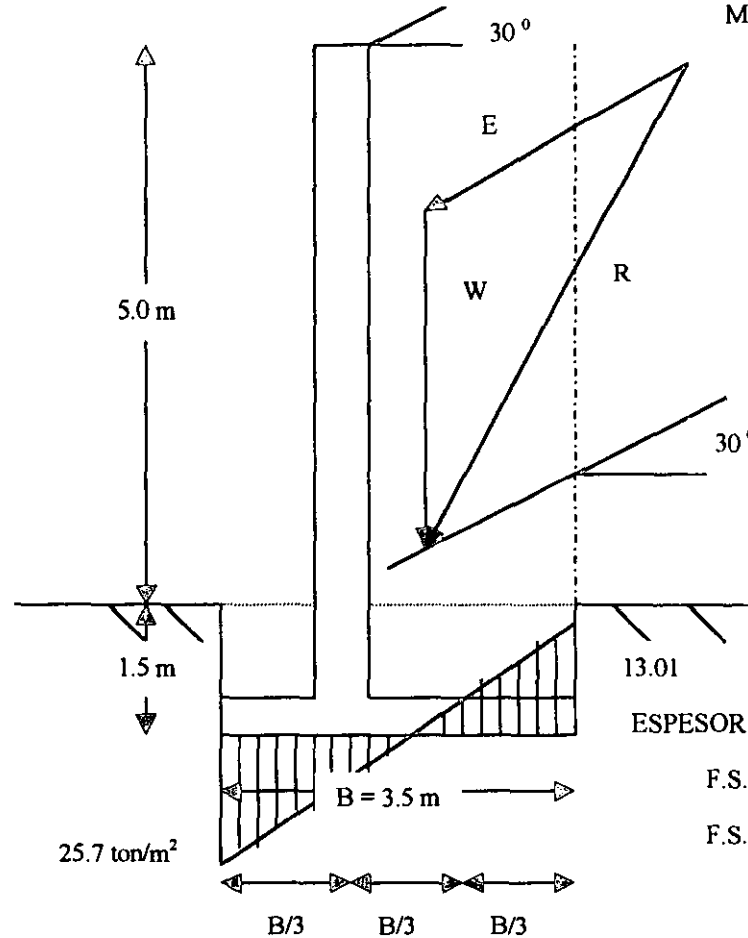
MURO MC -1 Y MURO MC -3

MATERIAL ALMACENADO

MURO DE CONCRETO ARMADO TIPO CANTILIVER

DESPLANTE A 1.5 m RESPECTO AL NIVEL ACTUAL DE TERRENO

W = FZAS. VERTICALES ACTUANTES
E = EMPUJE ACTIVO
R = RESULTANTE DE LAS FZAS. ACTUANTES



ESPESOR DE LA BASE = 0.5 m

F.S. CONTRA VOLTEO = 1.75

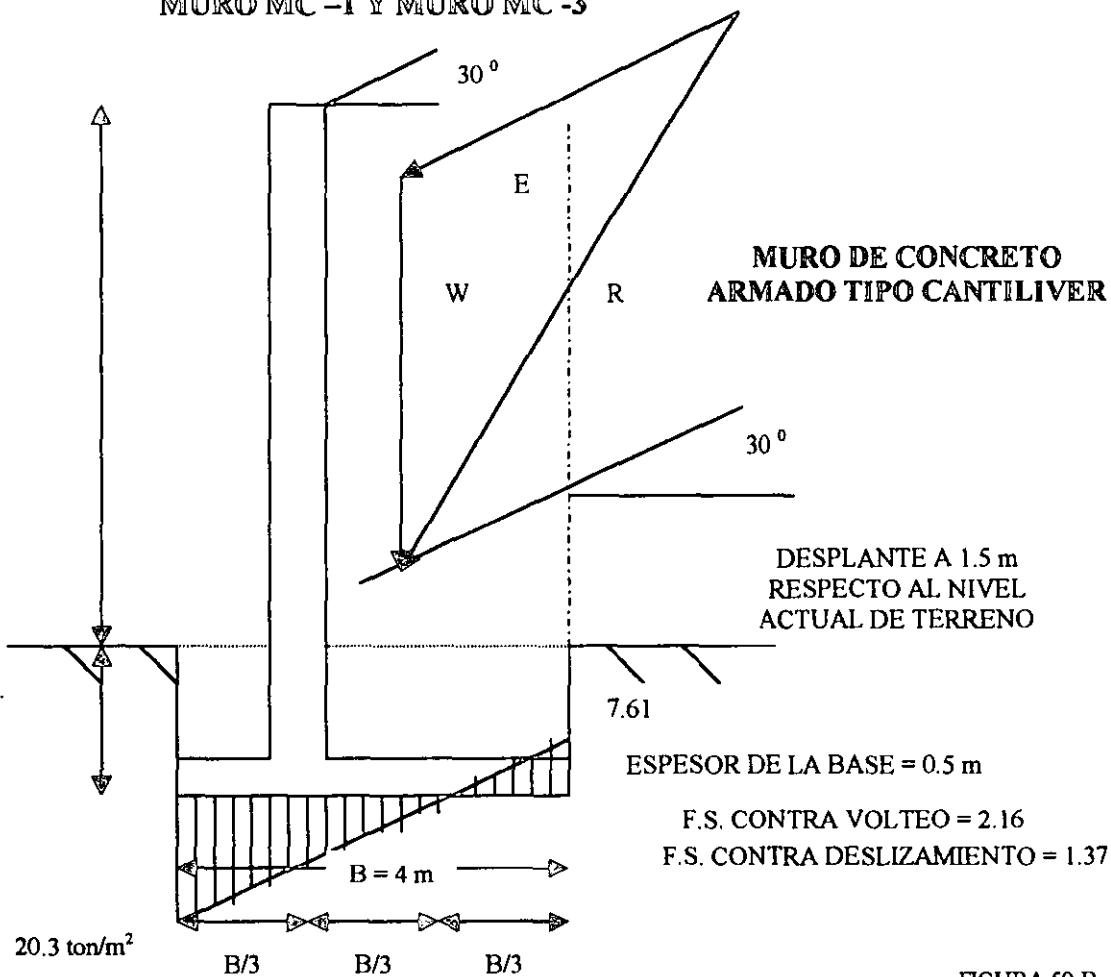
F.S. CONTRA DESLIZAMIENTO = 1.35

FIGURA 59-A



MURO MC -1 Y MURO MC -3

W = FZAS. VERTICALES ACTUANTES
E = EMPUJE ACTIVO
R = RESULTANTE DE LAS FZAS. ACTUANTES



MURO DE CONCRETO ARMADO TIPO CANTILIVER

DESPLANTE A 1.5 m RESPECTO AL NIVEL ACTUAL DE TERRENO

7.61

ESPESOR DE LA BASE = 0.5 m

F.S. CONTRA VOLTEO = 2.16
F.S. CONTRA DESLIZAMIENTO = 1.37

20.3 ton/m²

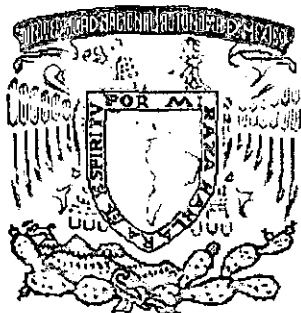
B = 4 m

B/3

B/3

B/3

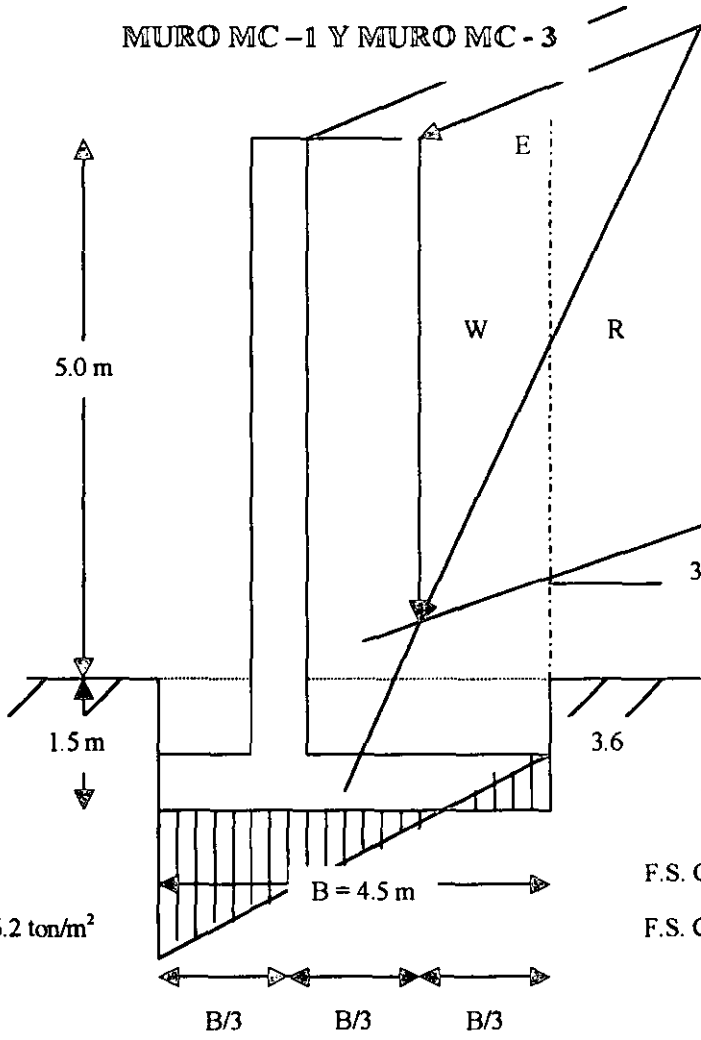
FIGURA 59-B



MURO MC-1 Y MURO MC-3

W = FZAS. VERTICALES ACTUANTES
E = EMPUJE ACTIVO
R = RESULTANTE DE LAS FZAS. VERTICALES

ESFUERZO DE TENSION = 16.2 ton/m²



MURO DE CONCRETO ARMADO TIPO CANTILIVER

DESPLANTE A 1.5 m RESPECTO AL NIVEL ACTUAL DE TERRENO

ESPESOR DE LA BASE = 0.5 m

F.S. CONTRA VOLTEO = 2.54

F.S. CONTRA DESLIZAMIENTO = 1.35

FIGURA 60-A



MURO MC - 1 Y MURO MC - 3

W = FZAS. VERTICALES
ACTUANTES
E = EMPUJE ACTIVO
R = RESULTANTE DE LAS FZAS.
ACTUANTES

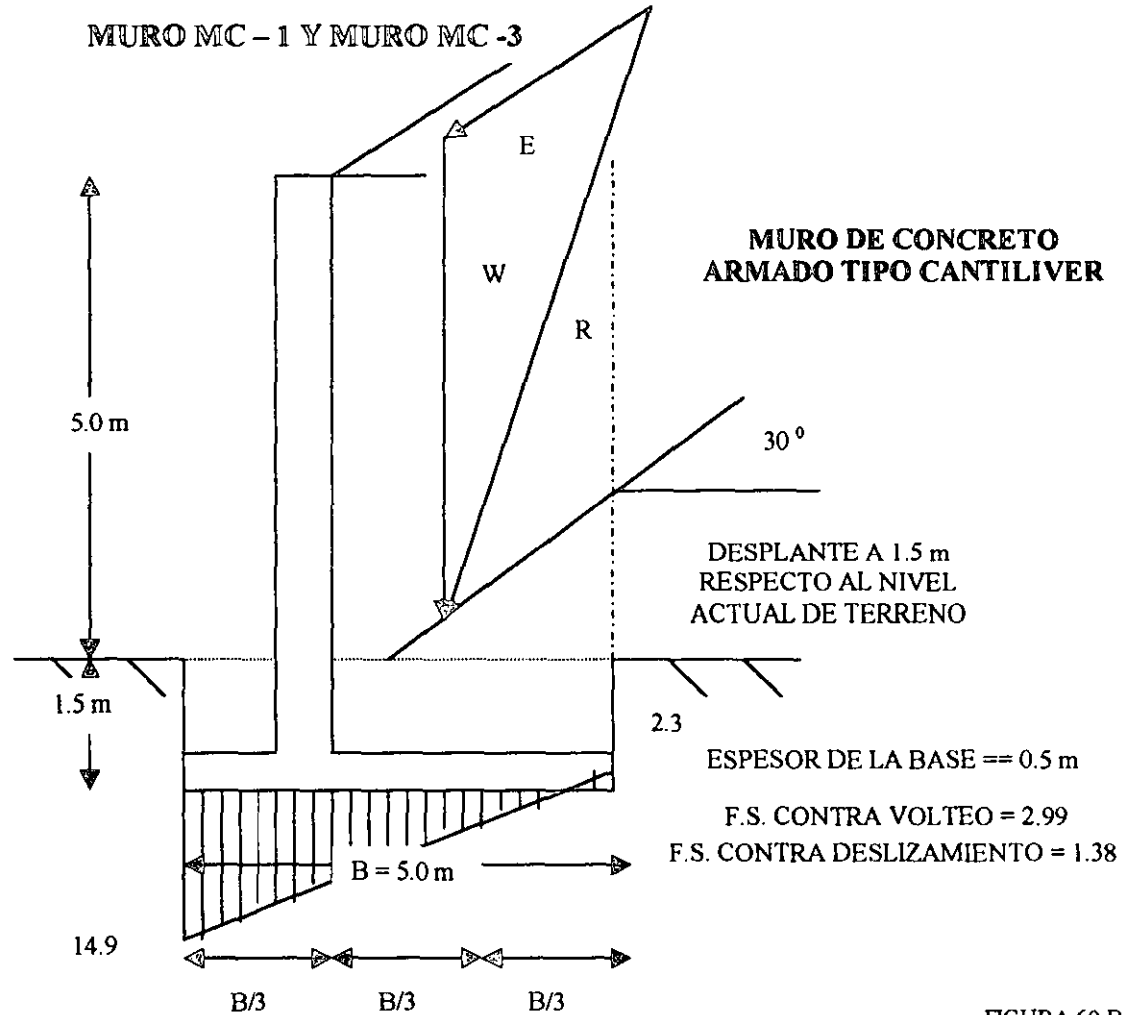


FIGURA 60-B

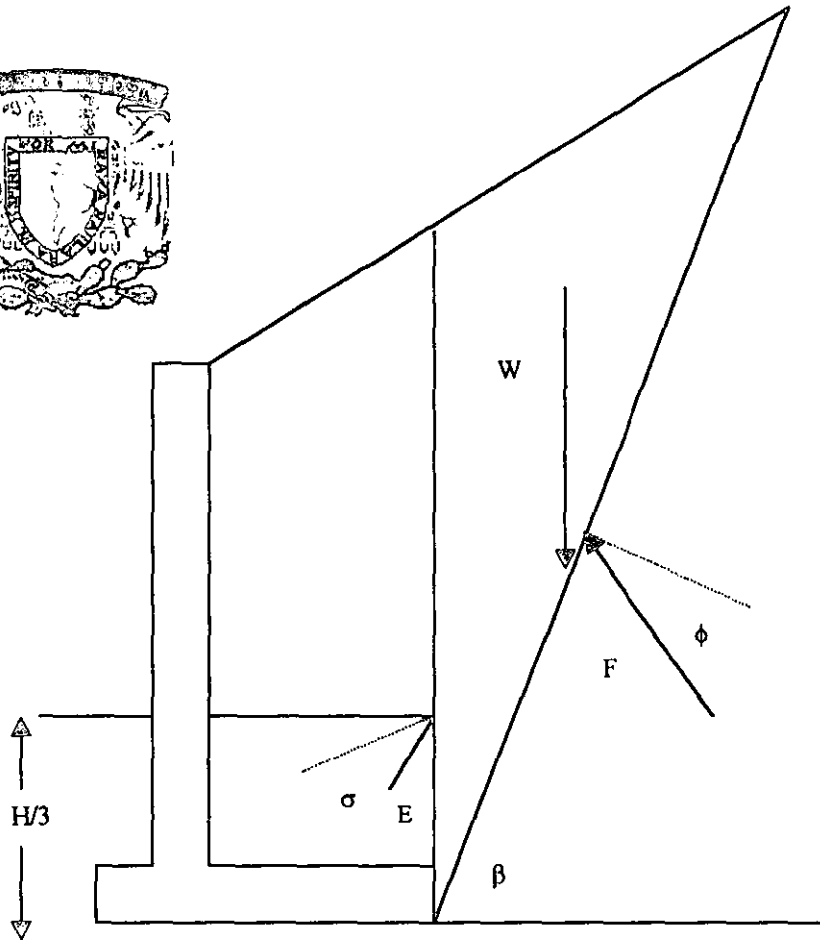
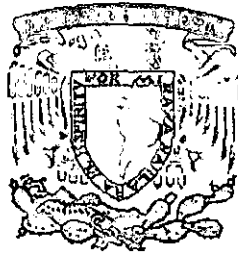
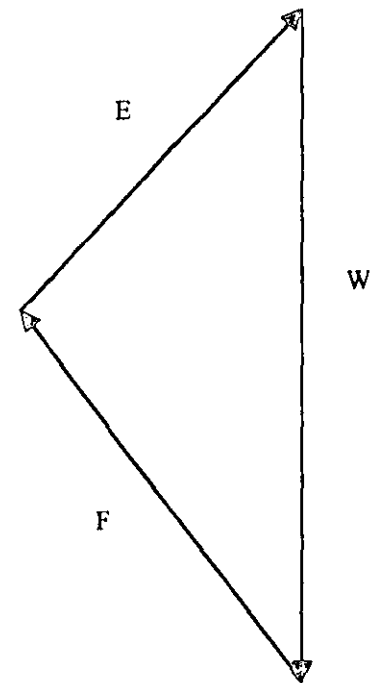
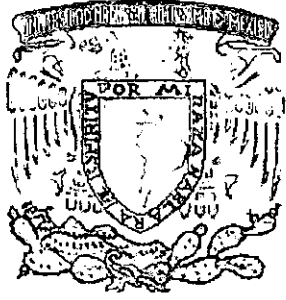


DIAGRAMA DE CUERPO
LIBRE SOBRE LA CUÑA
DE SUELO



POLIGONO DE FUERZAS
ACTUANTES SOBRE LA
CUÑA DE SUELO

FIGURA 61



ESQUEMA
SIMPLIFICADO DE LAS
FUERZAS QUE
INTERVIENEN EN EL
ANÁLISIS POR VOLTEO
EN UN MURO DE
RETENCIÓN

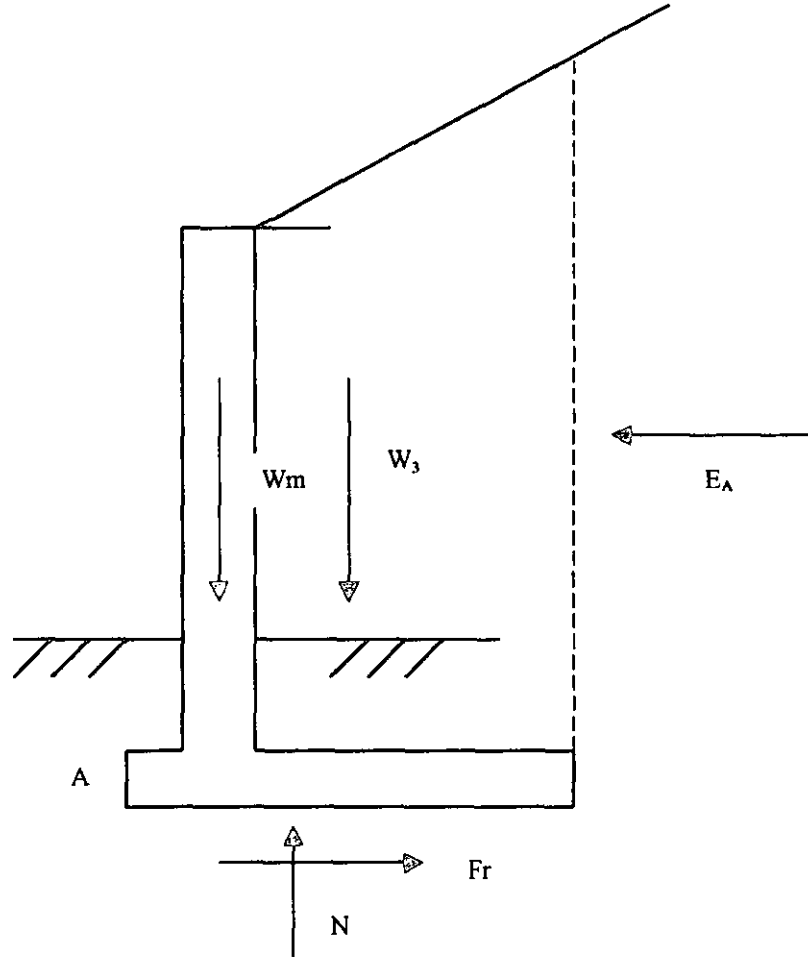


FIGURA 62

MÉTODO GRÁFICO DE CULLMAN

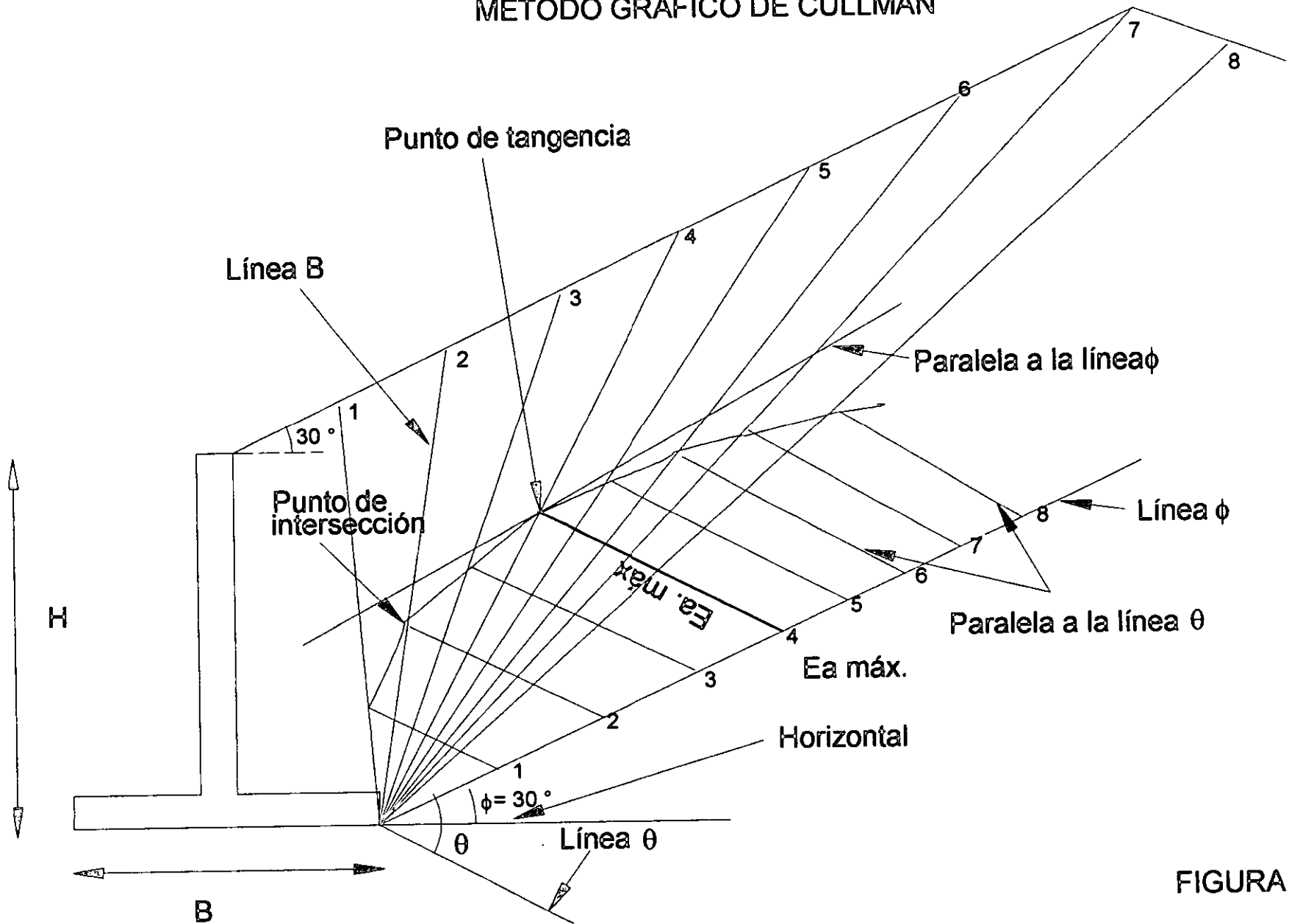


FIGURA 63

MÉTODO GRÁFICO DE CULLMAN

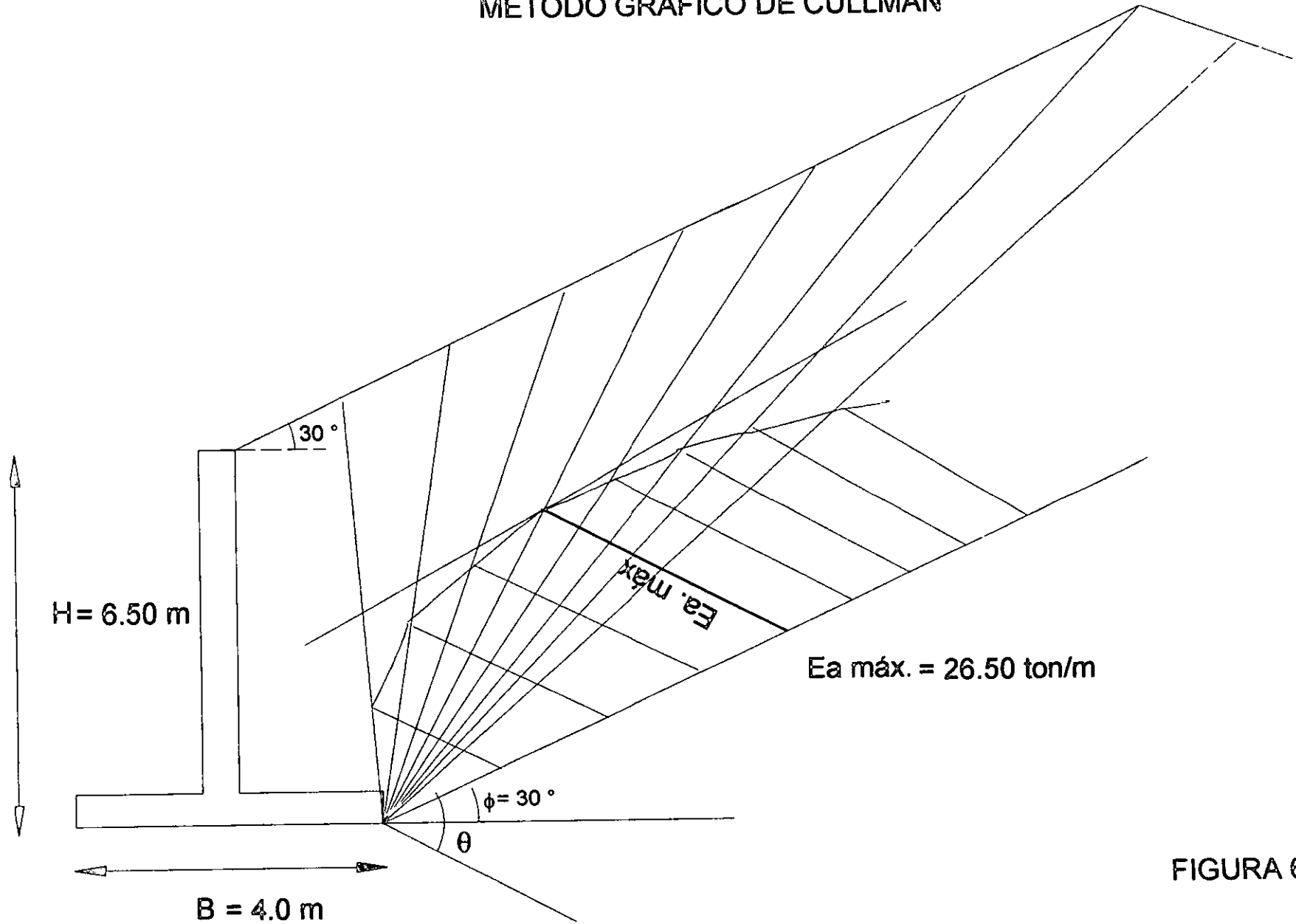
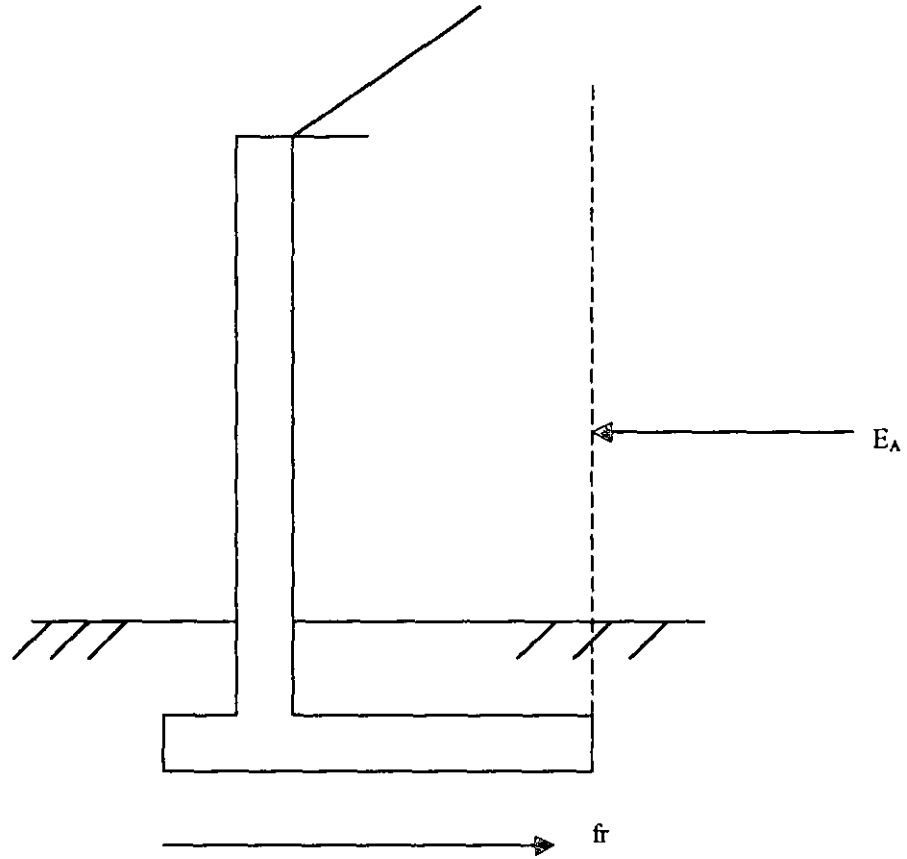
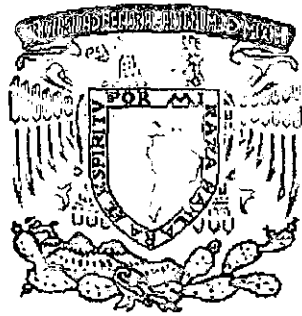
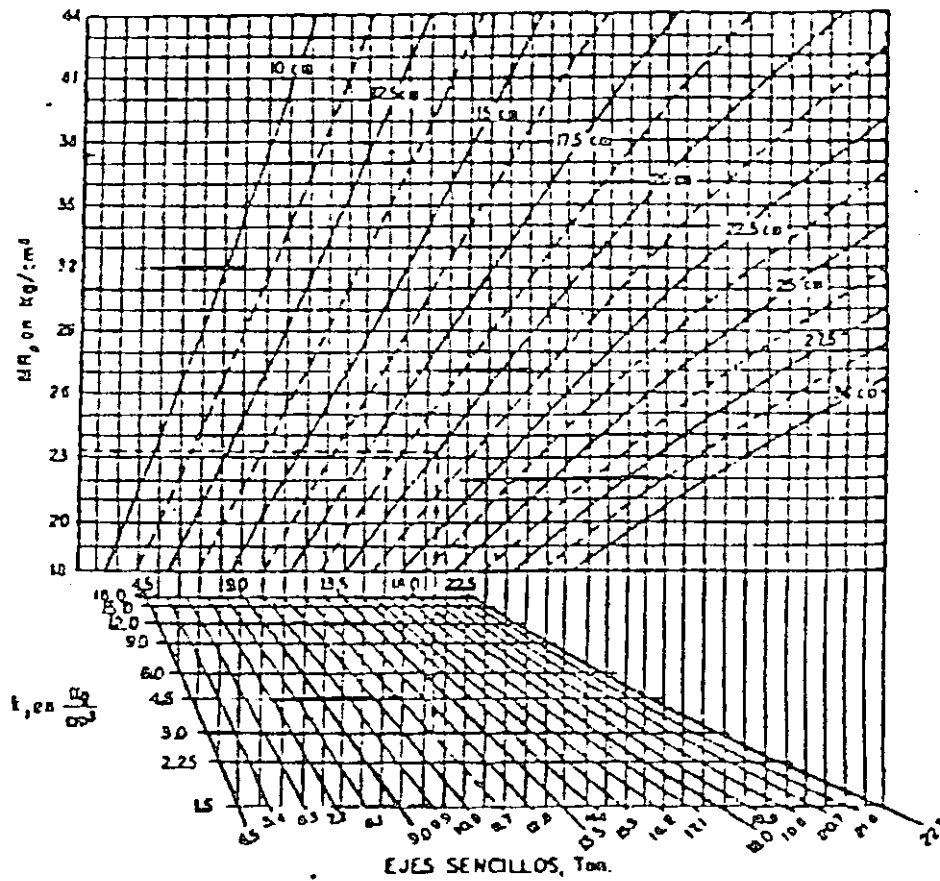


FIGURA 64

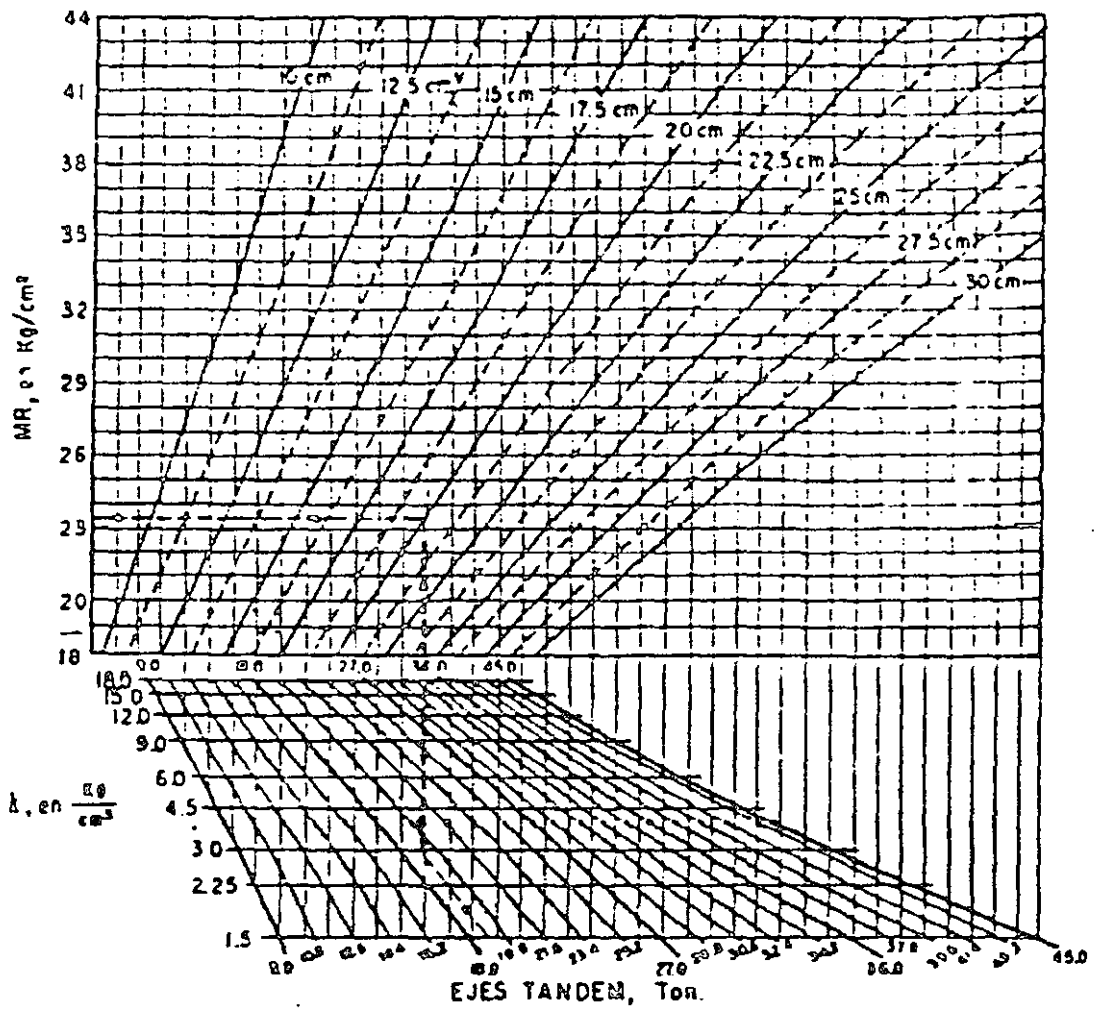


FUERZAS QUE INTERVIENEN EN EL
ANÁLISIS DEL MURO POR
DESLIZAMIENTO

FIGURA 65



NOMOGRAMA.



Gráfica de diseño, para carga en tandem.
 Pavimentos rígidos de carreteras.

FIGURA 67

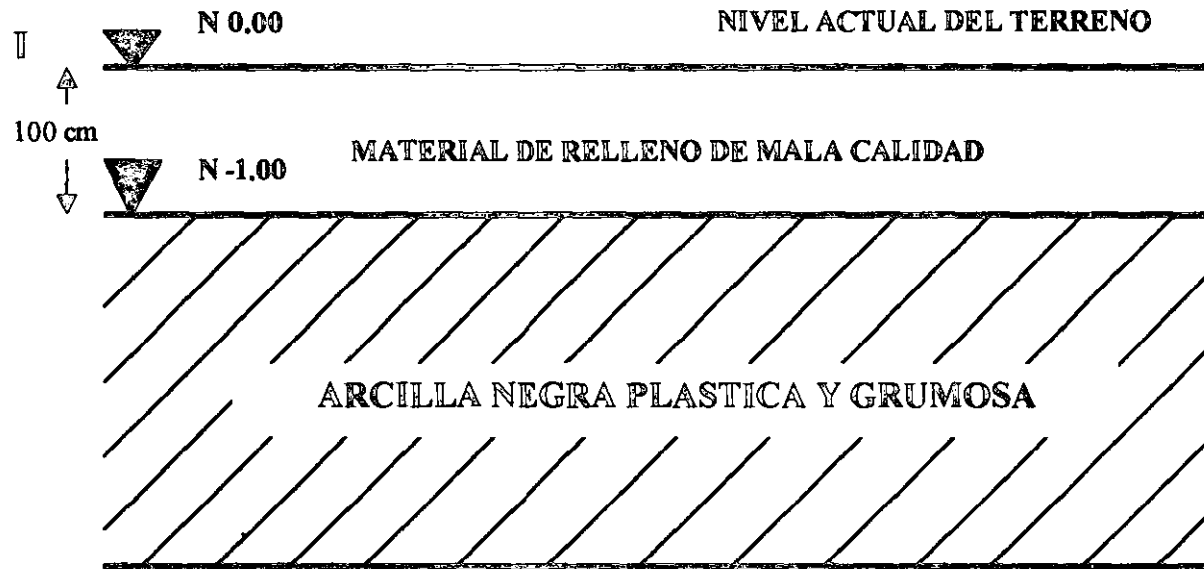
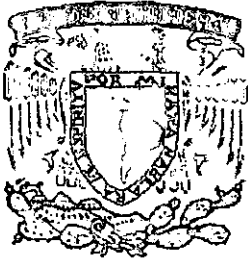


FIGURA 68-A

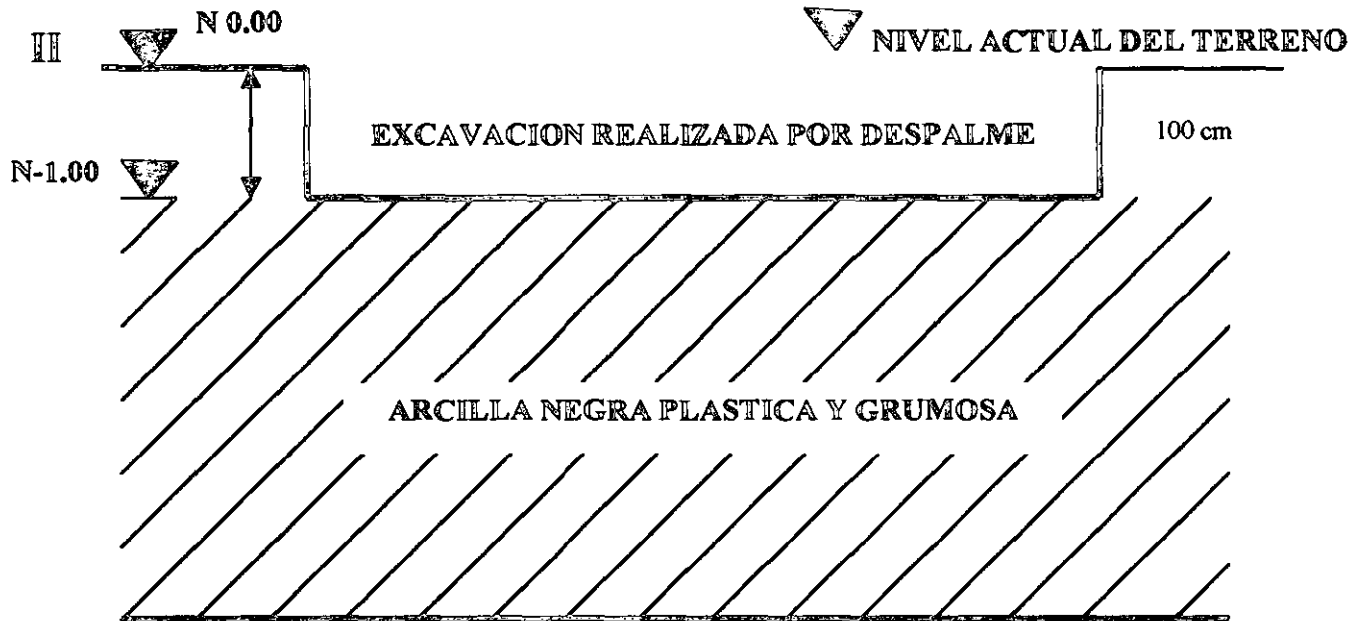
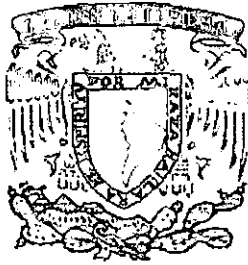
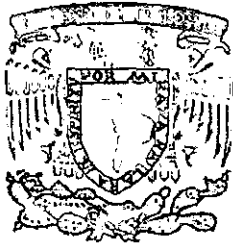


FIGURA 68-B



III

N 0.00

NIVEL ACTUAL DEL TERRENO

EXCAVACION REALIZADA POR DESPALME

100 cm

20 cm

GRAVA ARENOSA

N - 1.00

ARCILLA NEGRA PLASTICA Y GRUMOSA

FIGURA 69-A

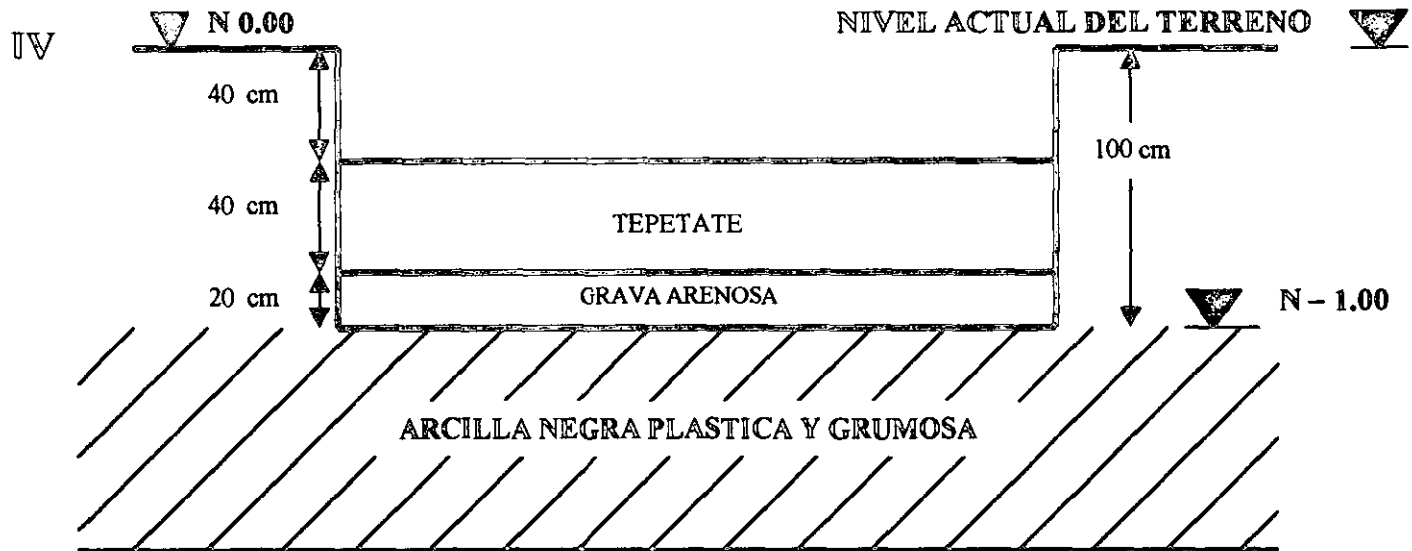
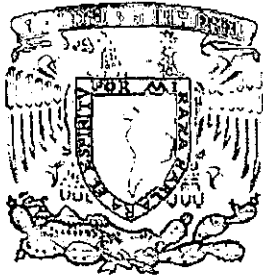


FIGURA 69-B

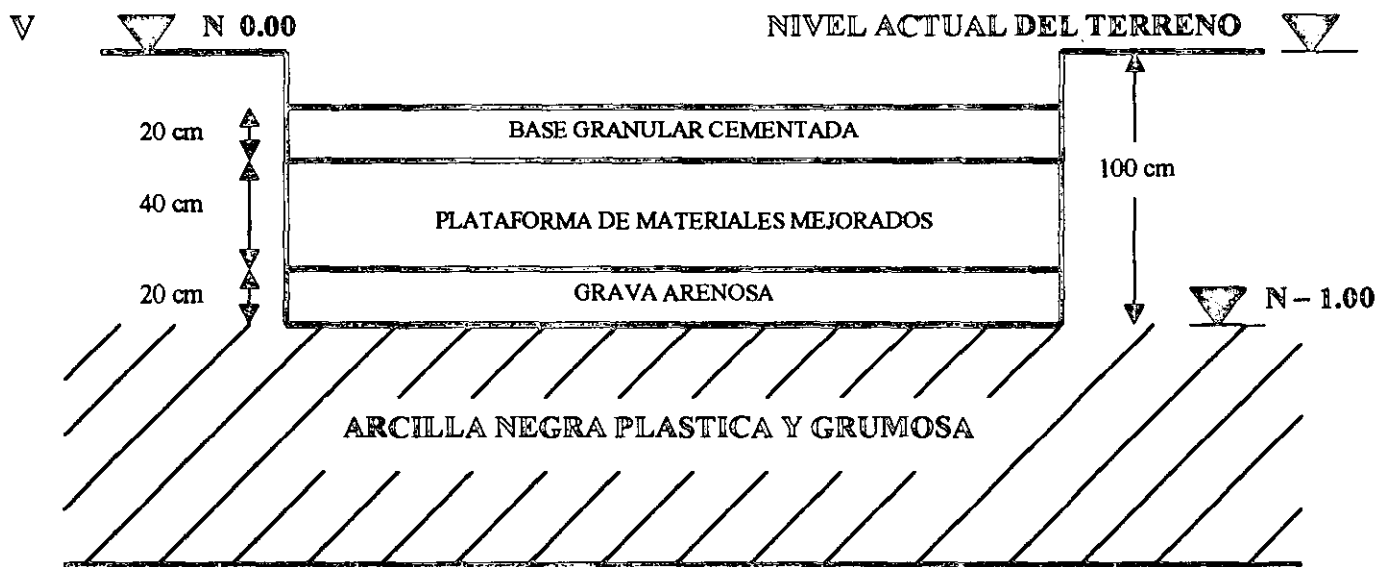
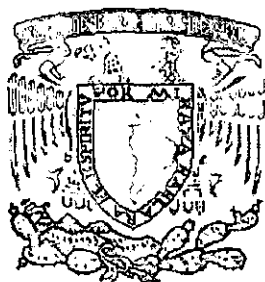


FIGURA 69-C

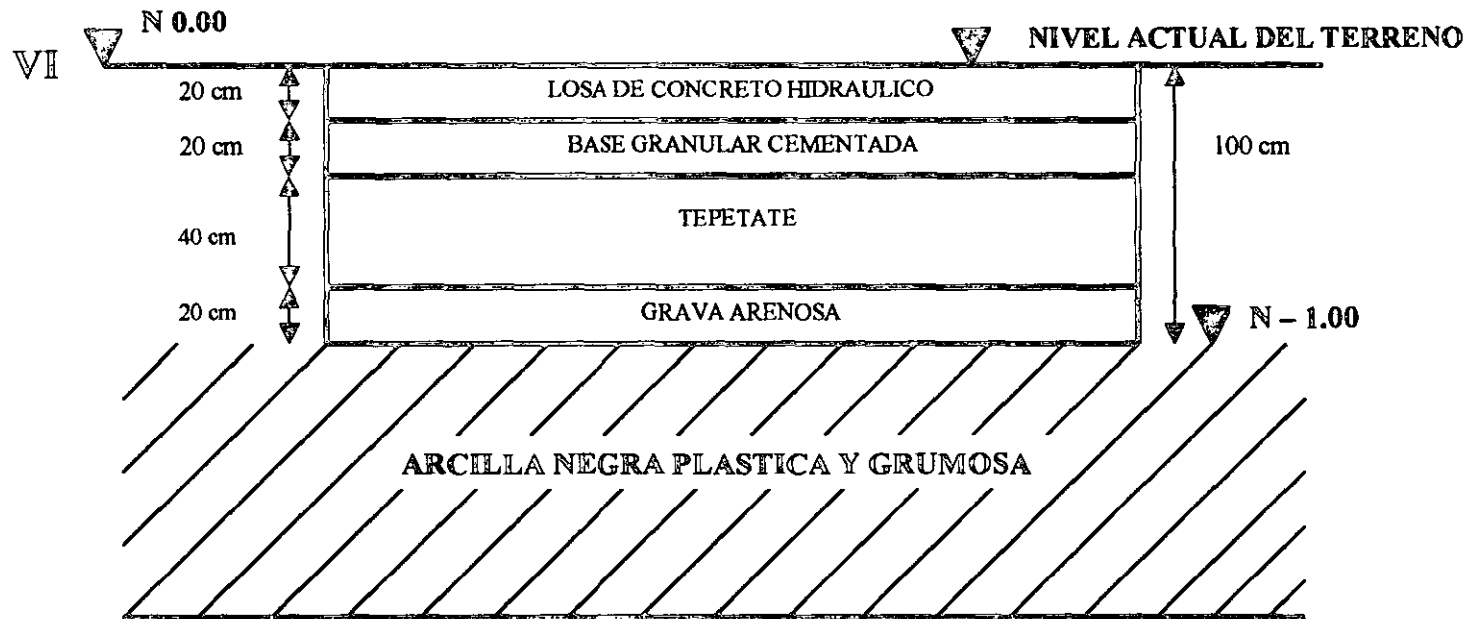
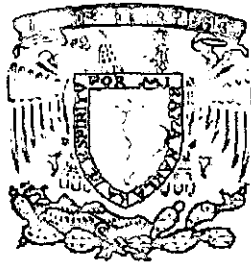
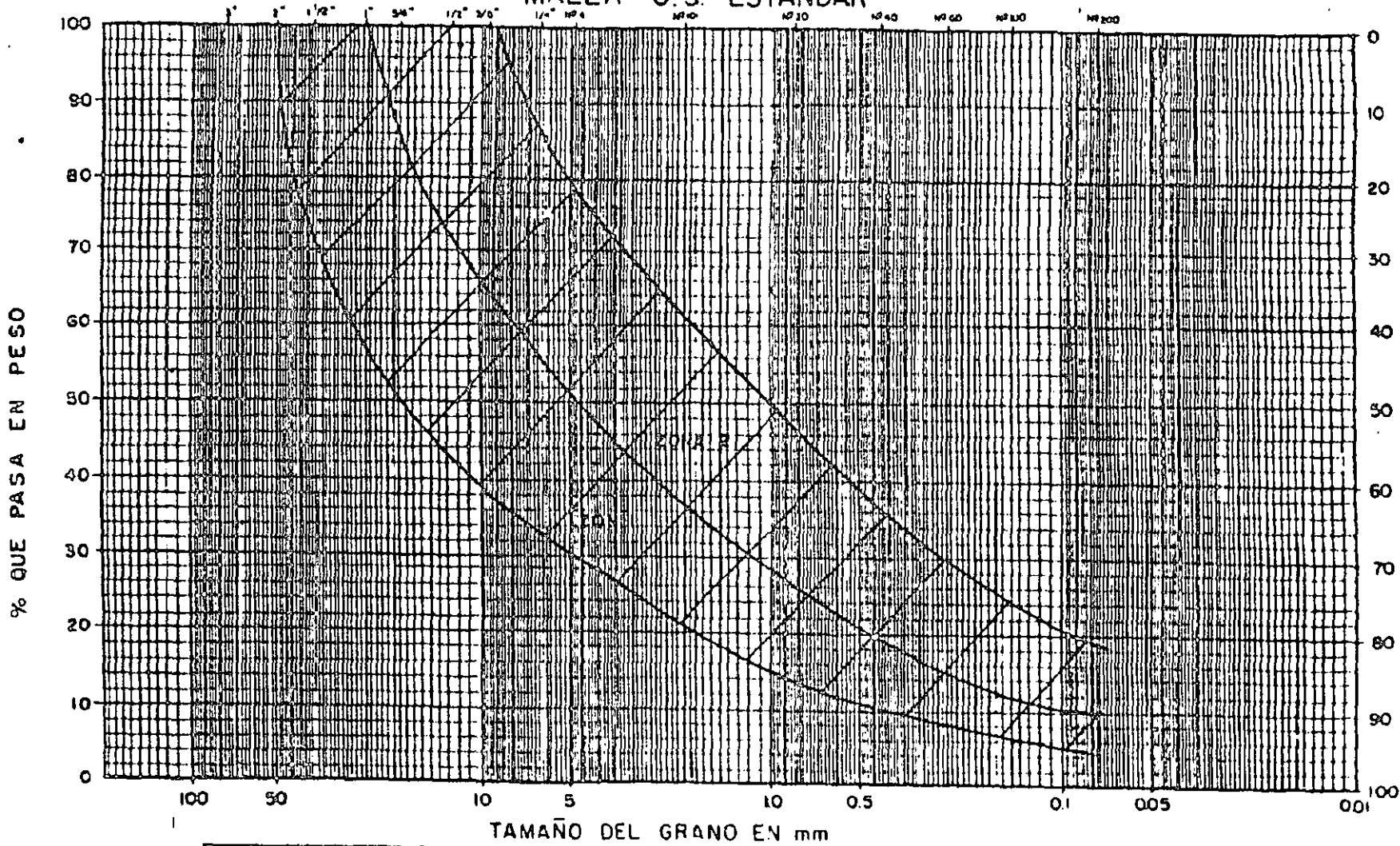


FIGURA 70

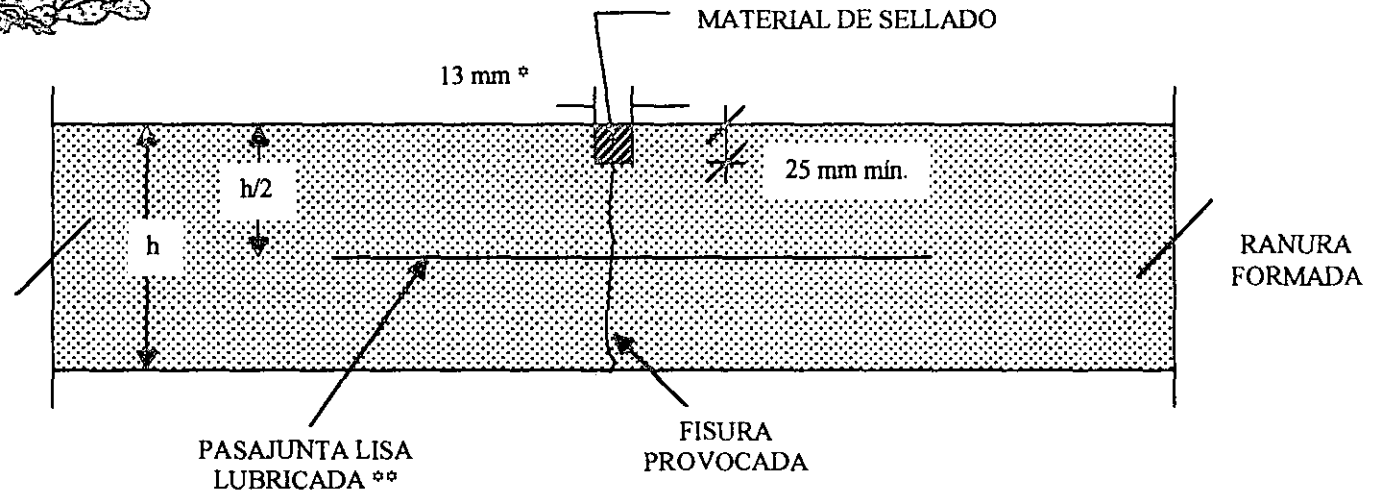
MAILLA U.S. ESTANDAR



| | | | | | | | | | |
|----------|--------|--|------|--|--------|---------|------|--------|---------|
| COL. 603 | GRAVA | | | | ARENA | | | LIMO o | ARCILLA |
| | GRUESA | | FINA | | GRUESA | MEDIANA | FINA | | |

| PROFUNDIDAD MUESTRA MEDIA | Nº | SÍMBOLO | D ₁₀ | D ₃₀ | D ₆₀ | $C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$ | $C_c = \frac{D_{30}^2}{D_{10} \times D_{60}}$ | GRAVA | ARENA | FINOS | CONTENIDO DE AGUA NATURAL | GRUPO SUCS |
|---------------------------|----|---------|-----------------|-----------------|-----------------|-------------------------------|---|-------|-------|-------|---------------------------|------------|
| m | - | | mm | mm | mm | - | - | % | % | % | % | |
| | | | | | | | | | | | | |

ZONAS 1 Y 2 ESPECIFICACIONES PARA BASE

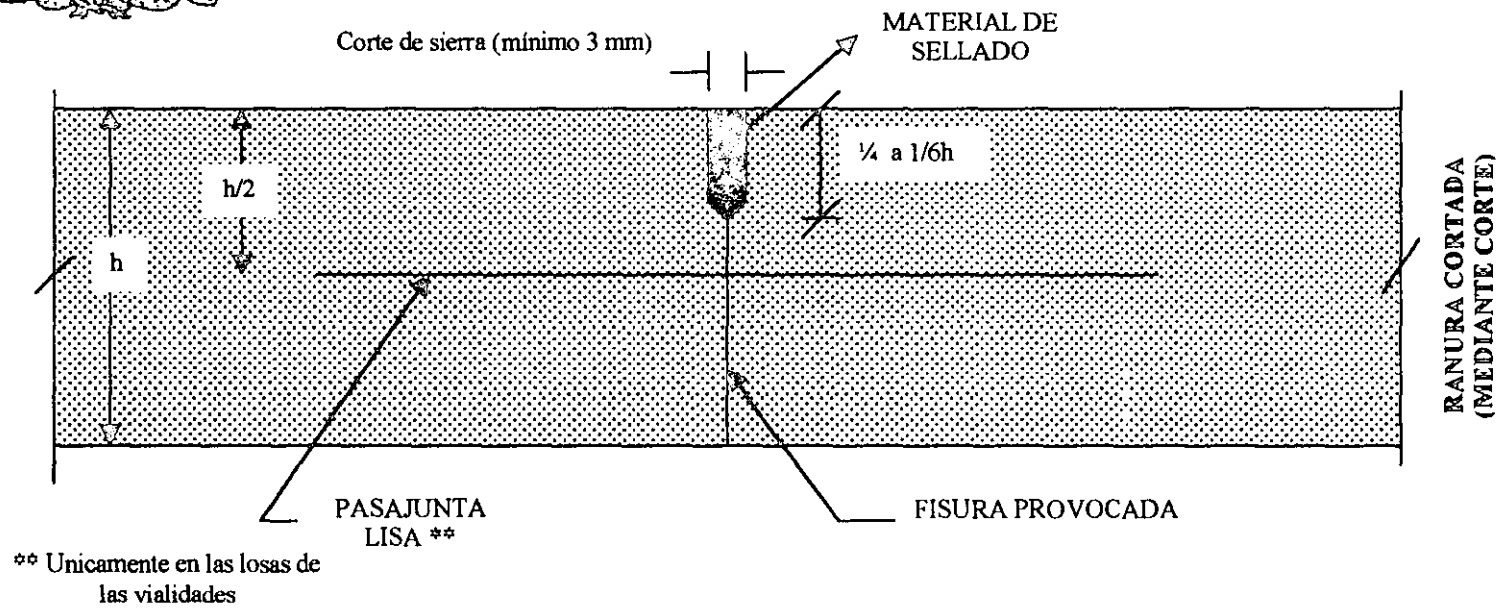
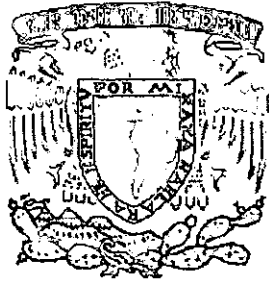


* Para formar la ranura se coloca una tira delgada de material no compresible, (tira metálica) que posteriormente será retirada para efectuar el sellado

** Únicamente en las losas de las vialidades

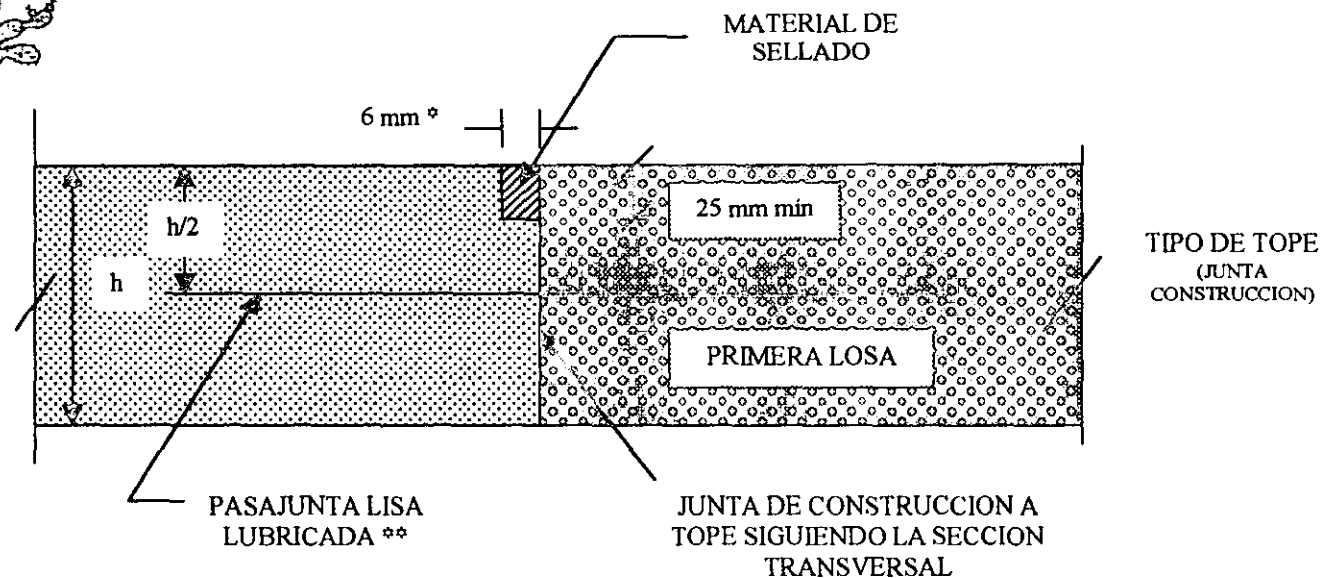
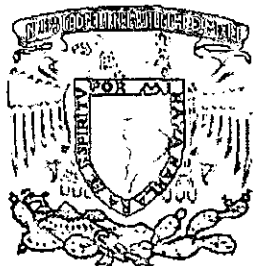
JUNTAS TRANSVERSALES DE CONTRACCION

FIGURA 72-A



JUNTAS TRANSVERSALES DE CONTRACCION

FIGURA 72-B

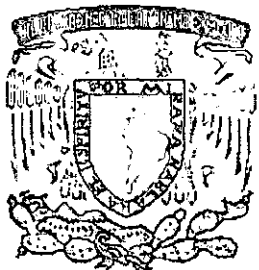


* PARA FORMAR LA RANURA SE COLOCA UNA TIRA DELGADA DE MATERIAL NO COMPRESIBLE (TIRA METALICA) QUE POSTERIORMENTE SERA RETIRADA PARA EFECTUAR EL SELLADO

** Unicamente en las losas de las vialidades

JUNTAS TRANSVERSALES DE CONTRACCION

FIGURA 72-C



JUNTA DE EXPANSION

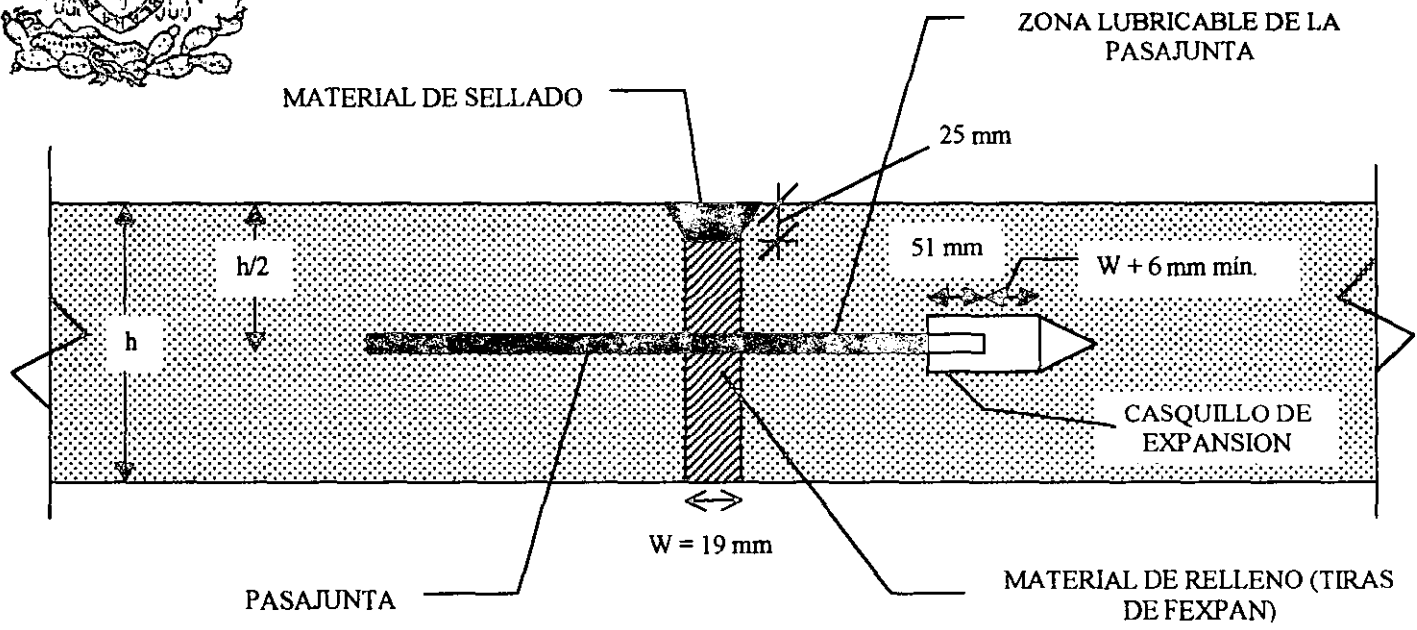
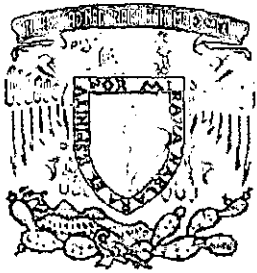
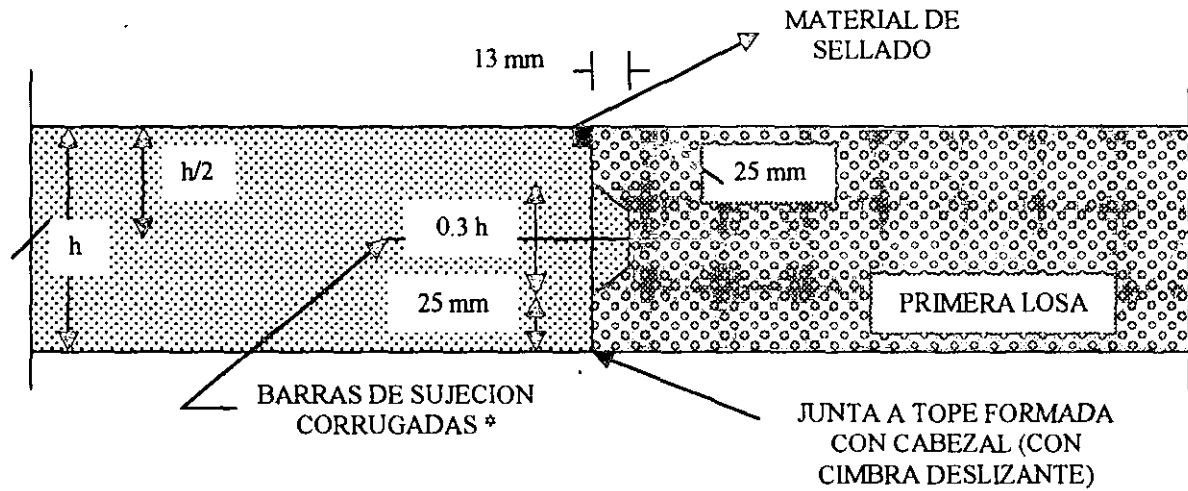


FIGURA 73



a) CONSTRUCCION POR BANDA

a₁) JUNTA MACHIHEMRADA LONGITUDINAL



* Unicamente en franjas exteriores

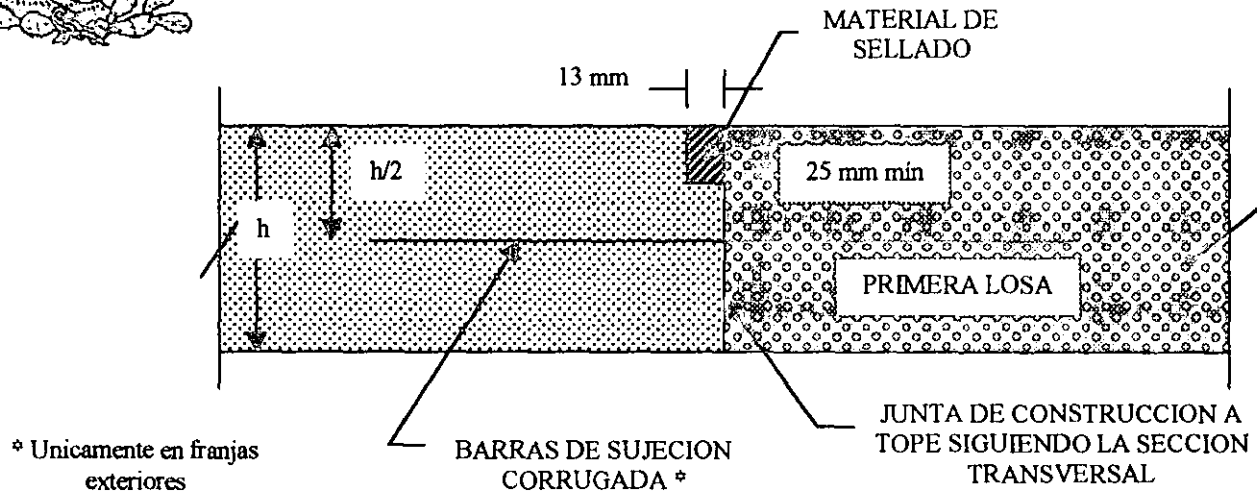
JUNTAS DE CONSTRUCCION

FIGURA 74-A



a) CONSTRUCCION POR BANDA

a₂) JUNTA A TOPE TRANSVERSAL



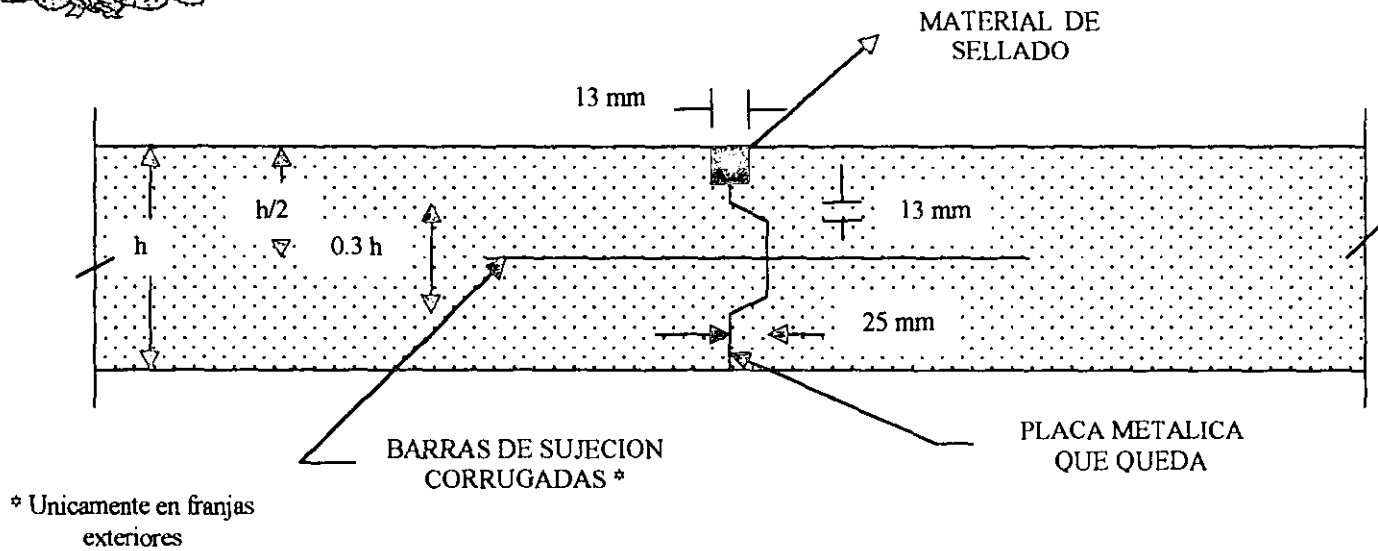
JUNTAS DE CONSTRUCCION

FIGURA 74-B



b) CONSTRUCCION DEL AREA
TOTAL DEL PAVIMENTO

b₁) JUNTA MACHIHEMRADA



JUNTAS DE CONSTRUCCION

FIGURA 74-C

ANEXO I

ESPECIFICACIONES DE MATERIALES Y DE

PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO DEL

PAVIMENTO RÍGIDO

**ANEXO I ESPECIFICACIONES DE MATERIALES Y DE PROCEDIMIENTO
CONSTRUCTIVO DEL PAVIMENTO RIGIDO**

**ESPECIFICACIONES PARA LA CONSTRUCCIÓN
DE LOS PAVIMENTOS RÍGIDOS**

A. Espesor de la losa de concreto hidráulico.

Será de 15 y 18 cm para el piso de las naves y el pavimento de la vialidad exterior, respectivamente, según se especifica en el estudio de Mecánica de Suelos.

B. Niveles

Para llegar a los niveles de proyecto deberá eliminarse la capa de suelo que contiene materia orgánica o materiales arcillosos. El material producto del despilme será desechado. Y se procederá a la construcción del terraplén que se especifica en el capítulo 7 del estudio de Mecánica de Suelos.

Todas las referencias topográficas existentes en un lugar se respetarán durante la construcción, tales como: alineamientos, niveles, señalamientos, etc., reponiéndose en caso en que se dañen o alteren.

**ANEXO I ESPECIFICACIONES DE MATERIALES Y DE PROCEDIMIENTO
CONSTRUCTIVO DEL PAVIMENTO RIGIDO**

C. Materiales

Para construir los pavimentos se requerirán materiales para base.

C.1 Para base

a) De granulometría

La curva granulométrica quedará comprendida entre el límite inferior de la zona 1 y el superior de la zona 2 (ver figura 71), adoptando una forma semejante a la de las curvas que limitan las zonas, y no tener cambios bruscos de pendiente.

La relación del porcentaje, en peso, que pasa la malla No. 200 a la que pasa la malla No. 40, no deberá ser superior a 0.65.

b) De contratación lineal, valor cementante, valor relativo de soporte (CBR), tamaño máximo y peso volumétrico seco máximo, las siguientes:

Zonas Granulométricas del Material

| | | |
|--------------------------------------|----------|----------|
| Contracción lineal, % | 3.5 máx. | 2.0 máx. |
| Valor cementante, Kg/cm ² | 4.5 mín. | 3.5 mín. |

**ANEXO I ESPECIFICACIONES DE MATERIALES Y DE PROCEDIMIENTO
CONSTRUCTIVO DEL PAVIMENTO RIGIDO**

| | | |
|---|--------------|--------------|
| Valor relativo de soporte, % | 80 mín. | 80 mín. |
| Tamaño máximo del agregado | 1 1/2 " máx. | 1 1/2 " máx. |
| Peso volumétrico seco máximo, Kg / m ³ | 1800 mín | 1800 mín |

D. Procedimiento constructivo para terracerías y base

D.1 Se despalmará el terreno en el espesor necesario para eliminar la capa del suelo orgánico y los materiales de relleno

El material producto del despalme del área verde será desechado.

D.2 Los materiales que se emplearán en las terracerías se mezclarán mediante una motoconformadora hasta obtener una revoltura homogénea en su constitución y granulometría.

D.3 Se construirá la capa subrasante con un espesor mínimo de 40 cm compactada al 95 % con respecto a la prueba Proctor, con material que cumpla las especificaciones.

D.4 A continuación se hará una escarificación de 5 cm de profundidad en la subrasante y se colocará la base cuyo espesor será de 20 cm, compactada al 98 % de su peso volumétrico seco máximo.
Para compactar se deberá humedecer y homogeneizar el material hasta alcanzar un valor cercano a la humedad óptimo (+ - 2%).

ANEXO I ESPECIFICACIONES DE MATERIALES Y DE PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO DEL PAVIMENTO RIGIDO

E. Moldes

El concreto se vaciará en moldes metálicos indeformables, que no sufran variaciones en sus alineamientos y niveles, fijados firmemente a la base.

Antes del vaciado se engrasarán las superficies que estarán en contacto con el concreto. Los moldes no se removerán antes que el concreto haya endurecido lo suficiente, para soportar sin deterioro las maniobras respectivas, siendo este lapso de 24 horas como mínimo.

F. Juntas

Las juntas serán de tres tipos :

a) Juntas transversales de contracción

El objeto de una junta de contracción es limitar los esfuerzos de tensión a valores permisibles. Como estas juntas deben estar en libertad de abrirse la continuidad del refuerzo se interrumpe en la junta. Esta junta se construye formando una ranura en la superficie del piso. Las juntas irán espaciadas a una distancia de 6.0 m en las losas de los pisos de las naves y del pavimento del patio de maniobras.

Estas juntas consisten en ranuras cuya profundidad será la tercera parte del espesor de la losa, las cuales se harán por medio de cortadoras especiales de

ANEXO I ESPECIFICACIONES DE MATERIALES Y DE PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO DEL PAVIMENTO RIGIDO

abrasivo o diamante industrial, con un ancho de 3 mm. El tiempo que debe transcurrir entre el colado y el corte será de 72 horas.

Las ranuras se limpiarán perfectamente y se llenarán con un material elástico, resistente al efecto de los solventes, al calor de los motores y al intemperismo. Debe ser adherente a las paredes y permitir dilataciones y contracciones sin agrietarse. Se recomiendan dispositivos mecánicos para transmisión de cargas entre juntas, mediante pasajuntas lisas lubricadas, únicamente en las losas del patio de maniobras. Para este propósito se podrán emplear barras lisas de $\frac{1}{2}$ " de diámetro y de 70 cm de longitud, espaciadas a cada 1.0 m.

En la figura 72 se presentan los detalles recomendados para el diseño de una junta de contracción transversal.

b) Juntas transversales de expansión o dilatación (únicamente en el pavimento expuesto a la intemperie).

La función principal de una junta de expansión es proporcionar el espacio para que tenga lugar la expansión del pavimento y por consiguiente evitar que se originen esfuerzos de compresión que pudieran causar daños al mismo.

El ancho del espacio para expansión por junta, será de 19mm. Es necesario colocar dispositivos para transmisión de cargas en las juntas de expansión, consistentes en pasajuntas. La separación entre estas juntas deberá ser a cada 48 m como máximo, y tendrán varillas pasajuntas lisas de 60 cm de longitud, $\frac{1}{2}$ " de diámetro y separadas a cada 30 cm.

ANEXO I ESPECIFICACIONES DE MATERIALES Y DE PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO DEL PAVIMENTO RIGIDO

En las juntas de expansión, los extremos libres de las pasajuntas deberán penetrar en un casquillo metálico adecuado, que permita el movimiento de la pasajunta dentro del concreto durante un ciclo de expansión. La junta deberá sellarse con material compresible e impermeable (asfalto No.8), los detalles recomendados para el diseño de juntas de expansión se muestran en la figura 73.

c) Juntas de construcción

Estas pueden ser de dos tipos :

Longitudinales. El pavimento se dividirá longitudinalmente en fajas de ancho de 5.0 m, en el piso de las naves, y de 3.0 m en el patio de maniobras, entre estas fajas existirán juntas longitudinales de construcción que pueden ser planas o machihembradas, mediante el uso de cimbra deslizante. Podrá efectuarse la junta plana provocándola mediante un corte con regla cuando aún el concreto esté fresco (en proceso de fraguado) o dejando ahogada una cimbra machihembrada.

Transversales. El vaciado longitudinal se hará en forma continua dependiendo del avance del contratista, haciendo una junta transversal plana o machihembrada al terminar el trabajo diario, o por interrupción imprevista, respetando la modulación de proyecto.

Al retirar los moldes (en el caso de utilizarlos) y en cuanto la superficie esté suficientemente seca, se procederá a pintarla con cemento asfáltico No. 6 u 8, o similar, hasta lograr un espesor uniforme de 3 mm antes de proceder al vaciado de la losa contigua. Se recomienda la instalación de barras de sujeción

ANEXO I ESPECIFICACIONES DE MATERIALES Y DE PROCEDIMIENTO
CONSTRUCTIVO DEL PAVIMENTO RIGIDO

para la transmisión de cargas entre las juntas constituidas por barras corrugadas de $\frac{1}{2}$ " de diámetro y 70 cm de longitud, espaciadas a cada 1.0 m, únicamente en la junta de construcción de las franjas exteriores al área del pavimento.

Los detalles de diseño recomendados para las juntas de construcción tanto articuladas como planas se muestran en la figura 74.

G. Concreto hidráulico

El concreto por emplearse deberá de tener una resistencia mínima a la compresión a la edad de 28 días de 300 Kg/cm^2 .

El revenimiento del concreto será entre 8 y 12 cm.

H. Colocación y vibrado del concreto

Antes de iniciar la colocación del concreto, se deberá humedecer la superficie de la base hasta saturarla, pero sin que se formen charcos.

Será conveniente utilizar una espaciadora tipo tolva que reciba el concreto del camión de descarga lateral y lo deposite de manera uniforme sobre todo el ancho del piso.

La altura de caída del concreto no deberá ser mayor de 50 cm.

**ANEXO I ESPECIFICACIONES DE MATERIALES Y DE PROCEDIMIENTO
CONSTRUCTIVO DEL PAVIMENTO RIGIDO**

J. Curado del concreto para el piso

Inmediatamente después de terminarse el colado de las losas, se procederá a cubrirlas con una membrana impermeable de algún producto aprobado por la dirección de la obra y que cumpla con la especificación ASTM-C-309 vigente, que se aplicará finamente atomizado y que mantendrá la humedad por un tiempo mínimo de 24 horas, al cabo de las cuales se podrá seguir usando esta membrana, manteniéndola en buenas condiciones, o alguno de los siguientes procedimientos durante siete días posteriores al colado.

- a) Riego de agua. Para conservar constante y eficientemente húmeda toda la superficie

- b) Lámina de agua Con un tirante de 5 cm retenida mediante bordes de arcilla.

- c) Arena húmeda Con espesor de 5 cm manteniéndola constantemente humedecida

K. Protección del concreto

El piso de concreto hidráulico terminado deberá protegerse contra el tránsito de vehículos o personas por un tiempo mínimo de siete días, si se emplea cemento de resistencia rápida y 14 días con concreto de resistencia normal.

BIBLIOGRAFÍA.

Peck, Ralph B, Hanson, Walter E, Thornburn, Thomas H. Ingeniería de Cimentaciones. Ed. Limusa S.A., Segunda Edición. México 1990.

Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones. Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal, Quinta Época No. 40, México, D.F., 12 de Noviembre de 1987.