



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

130  
ZET

FACULTAD DE INGENIERIA

**DISEÑO DE UNA LOSA DE CIMENTACION  
PARA UNA CASA DE INTERES SOCIAL**

**TESIS**

Que para obtener el título de :

**INGENIERO CIVIL**

Presenta

**LUIS ALONSO RANGEL CHAVIRA**



**FALLA DE ORIGEN**



Universidad Nacional  
Autónoma de México



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

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

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

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



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA DE  
MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA  
DIRECCION  
60-1-120/94

Señor  
**LUIS ALONSO RANGEL CHAVIRA**  
Presente.

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor **ING. HECTOR SANGINES GARCIA**, que aprobó esta Dirección, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de **INGENIERO CIVIL**.

**"DISEÑO DE UNA LOSA DE CIMENTACION PARA UNA CASA DE INTERES SOCIAL"**

- I. INTRODUCCION**
- II. MECANICA DE SUELOS**
- III. ESTADO LIMITE DE FALLA Y ESTADO LIMITE DE SERVICIO**
- IV. DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA LOSA**
- V. CONCLUSIONES**

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

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

Atentamente  
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"  
Cd. Universitaria, a 7 de junio de 1994.  
EL DIRECTOR.

ING. JOSE MANUEL COVARRUBIAS SOLIS

*ml.* JMCS/RCR\*nl1

**A MIS PADRES:**

**YOLANDA CHAVIRA DE RANGEL**

**GUSTAVO RANGEL ZAVALA**

**A MIS HERMANOS:**

**GUSTAVO ALBERTO,**

**MIGUEL ANGEL Y**

**ALEJANDRA**

**POR SU APOYO MORAL, POR SUS PALABRAS DE ALIENTO EN  
LOS MOMENTOS MAS ADECUADOS, POR EL AMOR MUY A SU  
MANERA DE DEMOSTRARMELO Y SOBRE TODO POR LOS  
SACRIFICIOS REALIZADOS EN ESTA ETAPA DE MI VIDA, A  
TODOS CON CARINO Y RESPETO.**

**GRACIAS.**

## **AGRADECIMIENTOS**

*En mi etapa de formación he tenido contratiempos, que con la ayuda de amigos, familiares y profesores he podido superar y que prefiero no mencionar por temor a omitir a uno de ellos, que de alguna manera participaron e hicieron más fácil el camino para cumplir mis proyectos.*

*Quiero agradecer a la UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO por brindarme la oportunidad de estudiar una profesión.*

*Quiero agradecer al Ing. Hector Sangines García por la paciencia y el apoyo que me brindo en la realización de esta tesis.*

**A TODOS GRACIAS.**

# **DISEÑO DE UNA LOSA DE CIMENTACION PARA UNA CASA DE INTERES SOCIAL**

**INDICE** **i**

## **CAPITULO I**

### **INTRODUCCION**

**1.1 Antecedentes** **1**

**1.2 Objetivos y alcances** **1**

## **CAPITULO II**

### **MECANICA DE SUELOS**

**2.1 Investigación del subsuelo** **3**

**2.2 Pruebas indice** **7**

**2.2.1 Determinación del contenido natural del agua** **7**

**2.2.2 Limite de plasticidad** **8**

**2.2.3 Clasificación visual y al tacto** **8**

**2.2.4 Densidad de solidos** **10**

**2.2.5 Por ciento de finos** **11**

**2.3 Propiedades mecánicas** **12**

**2.3.1 Compresión simple** **12**

**2.3.2 Prueba triaxial** **12**

**2.3.3 Consolidación unidimensional** **13**

**2.3.4 Rebote elástico** **14**

<b>2.4 Gráficas y tablas</b>	<b>15</b>
------------------------------	-----------

### **CAPITULO III**

#### **ESTADO LIMITE DE FALLA Y ESTADO LIMITE DE SERVICIO**

<b>3.1 Cargas que transmite la casa al nivel de cimentación</b>	<b>27</b>
<b>3.2 Determinación del área de la cimentación</b>	<b>29</b>
<b>3.3 Estado límite de falla</b>	<b>32</b>
<b>3.3.1 Primera combinación de cargas</b>	<b>32</b>
<b>3.3.2 Segunda combinación de cargas</b>	<b>35</b>
<b>3.4 Estado límite de servicio</b>	<b>38</b>
<b>3.4.1 Asentamiento diferido</b>	<b>39</b>
<b>3.4.2 Asentamiento instantaneo</b>	<b>41</b>
<b>3.4.3 Giro de la cimentación.</b>	<b>45</b>

### **CAPITULO IV**

#### **DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA LOSA**

<b>4.1 Diseño estructural de la losa</b>	<b>46</b>
<b>4.2 Diseño estructural de la contratrabe</b>	<b>52</b>
<b>4.3 Figuras</b>	<b>55</b>

### **CAPITULO V**

#### **CONCLUSIONES**

<b>5.1 Conclusión del análisis del suelo</b>	<b>62</b>
<b>5.2 Conclusión de los estados límite de falla y de servicio</b>	<b>62</b>

**5.3 Conclusión del diseño estructural**

**63**

**5.4 Conclusión general**

**63**

## **BIBLIOGRAFIA**

# **CAPITULO I**

## **INTRODUCCION**

### **1.1 ANTECEDENTES**

*El presente trabajo pretende dar un ejemplo de los estudios a realizar, para poder determinar el tipo de cimentación, adecuado en base al estudio del terreno, por medio de la mecánica de suelos.*

*Obtenidos los resultados y la elección del tipo de cimentación se revisan los estados limite de falla y de servicio correspondientes a la cimentación seleccionada. La revisión se desarrolla paso a paso teniendo una función del tipo académico. Finalmente se elabora el diseño estructural de la cimentación.*

### **1.2 OBJETIVOS Y ALCANCES**

*El estudio se realiza en base a una casa del tipo medio económico; ya que en la actualidad la demanda de este tipo de construcciones es mayor que la de cualquier otro tipo. Se pretende dar un análisis de seguimiento para los estudios y diseño de cimentación del tipo somera, para nuestro caso mas específico el de una losa de cimentación. Es importante reconocer que no se realizan los estudios de mecánica de suelos o una adecuada exploración para las construcciones generalmente del tipo A, debido principalmente a las dimensiones de la misma, pero es importante tener en cuenta la situación en la que se encuentra la ciudad de México debido a la extracción del agua del subsuelo y no tomar a la ligera ningún tipo de construcción por pequeña que sea.*

*El análisis se realiza en una de las zonas de riesgo del D.F. ubicada en la zona sur*

*correspondiéndole la zona geotécnica denominada como zona - II, la cual se reconoce como zona de transición, en la cual existen variaciones significativas en el espesor de los suelos comprensibles, sobre el estudio correspondiente a este tipo de suelo se ampliara mas en el capítulo II.*

*En base a los estudios obtenidos de las muestras de suelo que se analicen se obtienen datos de las propiedades índice y mecánicas del suelo. El conocimiento de las propiedades del suelo nos auxilian en el análisis de los estados limite de falla y de servicio; el estudio correspondiente se lleva a cabo en el capítulo III.*

*El inmueble a analizar corresponde a un local comercial en la planta baja y una casa habitación en la planta alta. La estructura esta considerada de columnas de concreto armado desplantadas sobre una contratrase que distribuirá las cargas a la cimentación. Las columnas rematan en su parte superior con traveses de cerramiento con las cuales forman marcos sobre las cuales se apoyan traveses invertidos que a la vez son el soporte para la losa; para rigidizar la estructura los muros serán de tabique rojo recocido. Se considera importante el conocimiento del tipo de estructuración del inmueble para tener en cuenta los elementos mecánicos actuantes al momento de analizar y diseñar la cimentación ( losa de cimentación ), diseño que es tratado en el capítulo IV.*

# **CAPITULO II**

## **MECANICA DE SUELOS**

### **2.1 Investigación del subsuelo para la zona-II**

**Existen irregularidades en el contacto entre diversas formaciones y variaciones en el espesor de suelos comprensibles. Se buscarán evidencias de rellenos superficiales recientes o antiguos.**

**Las exploraciones mínimas que se deben llevar a cabo en el subsuelo para cumplir con el artículo 220 del reglamento son referidas en la tabla 1 de las normas técnicas complementarias para diseño y construcción de cimentaciones; las cuales nos indican que se tomara una muestra por cada 80m de perímetro y que además no se tomaran las muestras a menos de 2m de profundidad bajo el nivel de desplante.**

**Además:**

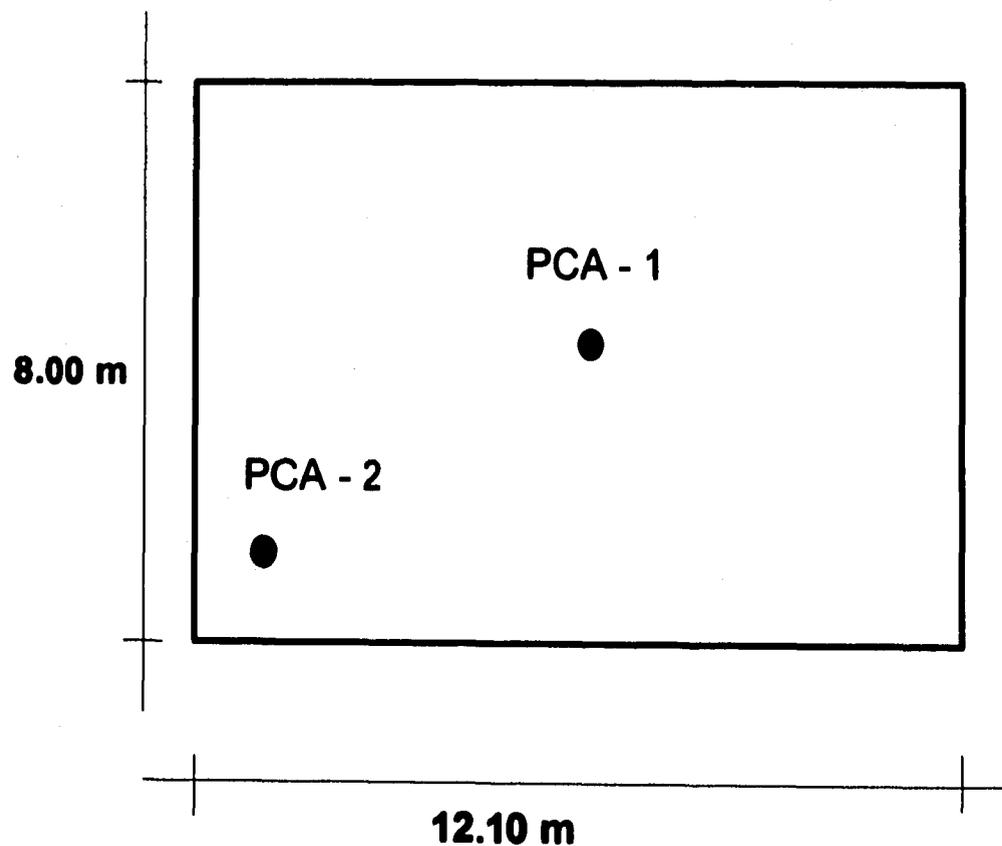
- 1.- Se realizará una inspección superficial detallada después de la limpieza y el despalme del predio para detección de rellenos suelto o grietas.**
- 2.- Se realizará pozo a cielo abierto o sondeos para determinar la estratigrafía y propiedades índice de los materiales del subsuelo.**
- 3.- En caso de considerarse en el diseño del cimiento un incremento neto de presión mayor a 4 T/m<sup>2</sup> bajo zapatas o 1.5 T/m<sup>2</sup> bajo cimentaciones a base de losa, el valor recomendado deberá justificarse a partir de resultados de las pruebas de laboratorio o de campo realizadas.**

*El trabajo de campo consistió en la excavación de un pozo de dimensiones suficientes para que un técnico pudiera directamente bajar a examinar los diferentes estratos de suelo en su estado natural, así como las condiciones referentes al contenido de agua.*

*A este procedimiento de exploración en el campo que se llevo a cabo en 2 ocasiones se le conoce como pozo a cielo abierto.*

*La excavación correspondiente se llevo a cabo hasta los 2.40 m de profundidad.*

*La ubicación en el terreno de la exploración se muestra en la fig.1*



**FIGURA 1**

*Las estratigrafías encontradas de los pozos PCA-1 y PCA-2 se muestran en las fig. 2 y fig. 3 respectivamente.*

**ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES DEL SUBSUELO**

**SONDEO PCA - 1**

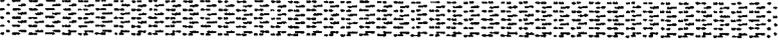
<b>Nº</b>	<b>ESTRATO</b>	<b>PROF.</b>	<b>DESCRIPCION DE PROPIEDADES</b>
		<i>m</i>	
		0	
			<b>TIERRA VEGETAL</b>
1	A	0.20	
			<p><i>W = 75 % LL = 75 % LP = 57 %</i></p> <p><i>Ss = 2.8</i></p> <p><i>Peso volumétrico = 1.20 t/m<sup>3</sup></i></p> <p><i>Se trata de una arcilla limosa de consistencia firme, inorgánica de mediana a alta plasticidad de color café ( posible origen aluvial )</i></p>
2	B	2.40	

*Profundidad del nivel de agua freática (NAF). No se encontró. Las propiedades indicadas corresponden a valores promedio en cada estrato.*

*fig. 2*

**ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES DEL SUBSUELO**

**SONDEO PCA - 2**

<b>Nº</b>	<b>ESTRATO</b>	<b>PROF.</b>	<b>DESCRIPCION DE PROPIEDADES</b>
		<i>m</i>	
		<b>0</b>	
			<b>TIERRA VEGETAL</b>
<b>1</b>	<b>A</b>	<b>0.20</b>	
			<b>W = 63 % LL = 68 % LP = 57 %</b>
			<b>Ss = 2.87</b>
			<b>Peso volumétrico = 1.25 t/m<sup>3</sup></b>
			<b>Se trata de una arcilla limosa de consistencia firme, inorgánica de mediana a alta plasticidad de color café ( posible origen aluvial )</b>
<b>2</b>	<b>B</b>	<b>2.40</b>	

**Profundidad del nivel de agua freática (NAF). No se encontró. Las propiedades indicadas corresponden a valores promedio en cada estrato.**

**fig. 3**

**Pruebas de laboratorio.-**

*Las muestras se sometieron a los siguientes ensayos de laboratorio*

**a) Propiedades índice**

*Contenido natural de agua*

*Clasificación visual y al tacto*

*Limites de plasticidad*

*Densidad de solidos*

*Por ciento de finos*

**b) Propiedades mecánicas**

*Compresión no confinada*

*Rebote elástico*

*Consolidación unidimensional*

*Triaxial rápida*

**2.2 PRUEBAS INDICE**

*A continuación se hace una descripción de las pruebas realizadas a las muestras de suelo obtenidas.*

**2.2.1 Determinación del contenido de agua natural.**

*Dada la muestra de suelo, se procede a pesar, se seca al horno durante 24 horas y se vuelve a pesar para obtener el peso seco de la muestra. Al peso de la muestra se le resta el peso seco y el resultado representa la humedad del suelo.*

### **2.2.2 Limite de Plasticidad.**

*La prueba consiste a partir de la muestra húmeda, se coloca en la copa de Casagrande, hasta obtener un valor consistente en el número de golpes, se toma una porción de la muestra y se determina el contenido de agua. El procedimiento se repite hasta obtener un mínimo de 4 valores del número de golpes correspondientes a diferentes contenidos de agua. Se dibuja la gráfica de contenido de agua contra número de golpes en escala logarítmica; la ordenada correspondiente a 25 golpes es el limite liquido del suelo.*

*Para la obtención del limite plástico se toma una muestra de 15 gr, se hace rodar hasta tener un rollito de aproximadamente 3 mm de diámetro, cuando se presentan señales de desmoramiento y agrietamiento se determina el contenido de agua. Se repite el procedimiento hasta contar con 3 valores mínimo. El limite plástico es el promedio de los 3 valores del contenido de agua.*

*El indice plástico es la diferencia del limite liquido y el limite plástico.*

*Los resultados se detallan en la fig. 4*

### **2.2.3 Clasificación visual y al tacto.**

*Las principales características para poder identificar un suelo fino en el campo son: dilatancia, tenacidad y resistencia en estado seco. Además del color y olor principalmente en suelos orgánicos. Este tipo de pruebas se efectúan en una muestra de suelo previamente cribado por la malla #40, si no se contara con la malla se somete a un procedimiento manual equivalente.*

**Dilatancia .-** Se prepara una pastilla de suelo de aproximadamente  $10 \text{ cm}^3$ , si es necesaria se le añade un poco de agua para dejar la muestra suave pero no pegajosa.

Teniendo la pastilla en la palma de la mano se agita horizontalmente, golpeando contra la otra mano en forma seca. La rapidez en la que la pastilla cambia su consistencia y con la que el agua aparece y desaparece define la intensidad de la reacción e indica el carácter de los finos del suelo.

Al disminuir la uniformidad del suelo la reacción se presenta de manera lenta, lo que indica poca uniformidad del suelo, debido a contenidos ligeros de arcilla que dan algo de plasticidad al suelo; se da en limos inorgánicos y orgánicos ligeramente plásticos y arcillas limosas.

Una reacción prácticamente nula indica la característica de arcillas orgánicas de alta plasticidad.

**Tenacidad .-** Se forma un rollito de 3 mm de diámetro aproximadamente el cual se hace rolar varias veces. La rigidez del rollo aumenta a medida que se acerca al límite plástico; sobrepasando el límite plástico los fragmentos en que se parta el rollo se juntan y amasan hasta el desmoramiento final.

La potencialidad de la fracción coloidal arcillosa se identifica por la mayor o menor tenacidad del rollito al acercarse al límite plástico y por la rigidez de la muestra al romperse finalmente entre los dedos. La debilidad del rollo en el límite plástico y la pérdida rápida de la coherencia de la muestra al rebasar este límite, indica la presencia de arcilla inorgánica de baja plasticidad o de materiales tales como de arcilla; que para nuestro caso se presenta con estas características.

Otro tipo de material puede presentar una característica de esponjosa al tacto y además débil

*cercano al límite plástico. Estas son características de una arcilla orgánica.*

*Resistencia en estado seco .- La muestra se amasa entre los dedos de la mano para dar el estado de suelo seco y al romperse por la presión a la que es sometida proporciona un índice de la reacción coloidal. La resistencia va proporcionalmente con la plasticidad del suelo analizado; así tenemos desde limos nulos de plasticidad sin ninguna resistencia en estado seco, hasta arcillas inorgánicas localizadas muy arriba de la línea A de la gráfica de plasticidad.*

*Color .- El material localizado en sitio presenta colores claros y brillantes; lo que indica la ausencia de materia orgánica coloidal.*

*Los colores oscuros son indicio de materia orgánica coloidal.*

*Olor .- Se presenta en suelos orgánicos y es más intenso si se encuentra húmedo.*

*Para suelos carentes de materia orgánica, el olor no llega a ser percibido.*

#### **2.2.4 Densidad de sólidos .**

*A partir de un matraz de 500 ml se le coloca un 20 % de muestra de suelo. Se conoce el peso del suelo, el peso del matraz calibrado para diferentes temperaturas de agua. Se comparan ambos pesos; además existe un factor de corrección por temperatura.*

*Se tiene entonces la expresión :*

$$S_s = \frac{W_s G}{W_{fW} - (W_{fW} - W_s)}$$

***S<sub>s</sub> : Densidad de solidos***

***G : Factor de corrección por temperatura***

***W<sub>s</sub> : Peso de solidos***

***W<sub>fw</sub> : Peso del matraz con agua***

### ***2.2.5 Por ciento de finos.***

***De la muestra obtenida se procede a secar hasta peso constante a temperatura de 110 grados ± 5 durante 24 horas. Se pesa el material, se criba y se pesa lo que permanezca retenido en cada malla, obteniendo el porcentaje de cada uno de ellos.***

<b><i>malla</i></b>	<b><i>% pasa</i></b>
<b><i>4</i></b>	<b><i>100 ( lo que no pase es contaminación de la arena)</i></b>
<b><i>8</i></b>	<b><i>80 - 100</i></b>
<b><i>16</i></b>	<b><i>50 - 85</i></b>
<b><i>30</i></b>	<b><i>25 - 60</i></b>
<b><i>50</i></b>	<b><i>10 - 30</i></b>
<b><i>100</i></b>	<b><i>2 - 10 ( polvo )</i></b>
<b><i>200</i></b>	

***Como el porcentaje de finos es mayor en este caso al 50 % no es necesario realizar la granulometria.***

## **2.3 PROPIEDADES MECANICAS**

### **2.3.1 Compresión Simple .**

*La prueba consiste en llevar la muestra a la falla con la aplicación de un esfuerzo axial. La resistencia del suelo a la compresión simple se ha usado como medida de sensibilidad de la estructura de un suelo a la deformación, comparando el valor del esfuerzo en un mismo suelo en los estados inalterados y remoldeado.*

*Durante el ensaye de la prueba las cargas se aplican cada minuto, 15 segundos antes de aplicar la siguiente carga, se toma la lectura de su deformación. Se toman datos del modo de falla y grietas. Si existe una falla frágil se termina la prueba, o si llega a una deformación de un 20%.*

*Se toma una porción de la muestra para determinar su contenido de agua. Finalmente se calculan las deformaciones correspondientes a los diferentes esfuerzos aplicados durante la prueba.* fig. 5

### **2.3.2 Prueba Triaxial.**

*De la muestra de suelo se procede a cortar un fragmento prismático; el cual se monta en un torno de labrado hasta darle forma de cilindro. Se procede a medir las dimensiones del cilindro, el material sobrante se le determina el contenido de agua.*

*El espécimen esta sujeto a presiones laterales debida al agua en la que esta contenido; la muestra se protege con una membrana impermeable. Para lograr el confinamiento, la muestra es colocada en una cámara con bases metálicas. En la base de la muestra se coloca piedras porosas. El agua de la cámara puede adquirir cualquier presión deseada por la acción*

*de un compresor comunicado con ella. La carga axial se transmite al espécimen por medio de un vástago que atraviesa la base superior de la cámara.*

*La presión que se ejerce con el agua que llena la cámara es hidrostática y produce, por lo tanto, esfuerzos principales sobre el espécimen, iguales en todas direcciones, tanto lateral como axialmente. En las bases del espécimen actuará, además de la presión del agua, el efecto transmitido por el vástago de la cámara desde el exterior. El resultado se representa en la gráfica de la fig. 6*

### **2.3.3 Consolidación Unidimensional.**

*Se coloca la muestra labrada en anillos, con vidrio en ambas caras de la muestra y con algodones en los costados para evitar la pérdida de humedad. Se procede a colocar en ambas caras de la muestra piedras porosas. Teniendo lista la muestra se coloca en la cazuela de consolidación; en donde se le agregara encima de la piedra porosa superior un anillo de carga y arriba de este un balón al centro.*

*Posteriormente se lleva la cazuela de consolidación al consolidometro y se monta el micrometro.*

*Se satura la muestra y se hace la observación de una posible expansión de la muestra.*

*La consolidación es un proceso de expulsión de agua, se debe mantener un nivel para que se tenga un flujo hacia el exterior.*

*Si a las 24 horas existe una estabilización, es decir, no se sigue marcando una variación en la deformación, se procede a aumentar la carga. Generalmente los esfuerzos que se aplican en esta prueba son : 0.125, 0.25, 0.50, 1, 2, 4, 8 y descarga. La prueba tiene una*

*duración de aproximadamente 2 semanas. ( tabla 1, figuras 7,8,9,10,11 y 12 ) .*

#### **2.3.4 REBOTE ELASTICO**

*La prueba de rebote elástico se lleva a cabo a través de un procedimiento de carga-descarga-carga, llevando el espécimen hasta la falla al completar el ciclo. El procedimiento de carga-descarga-carga se puede llevar en varias ocasiones, recibiendo el nombre de histéresis. Para nuestra muestra se realiza en solamente una ocasión, llegando a los resultados que se presenta en la fig. 13*

*En la compresibilidad se presentan fenómenos como la forma de progresar con el tiempo la compresión y el cambio de volumen causado por la remoción temporal de carga. Además de estos efectos se combinan con otro importante producido por el retardo debido a la baja permeabilidad de la arcilla. A causa de este retardo, por el cual la deformación bajo una carga dada necesita cierto tiempo para producirse, una curva e-p no tiene sentido físico definido, a menos que cada punto corresponda a un estado para el cual la relación de vacíos a carga constante ha alcanzado también un valor constante.*

*El efecto proveniente de la remoción de carga esta representado por la curva de descarga y aquel que resulta de una nueva aplicación por la curva de recompresión.*

*El área comprendida entre la curva de descarga y de recompresión es la que se conoce como lazo de histéresis.*

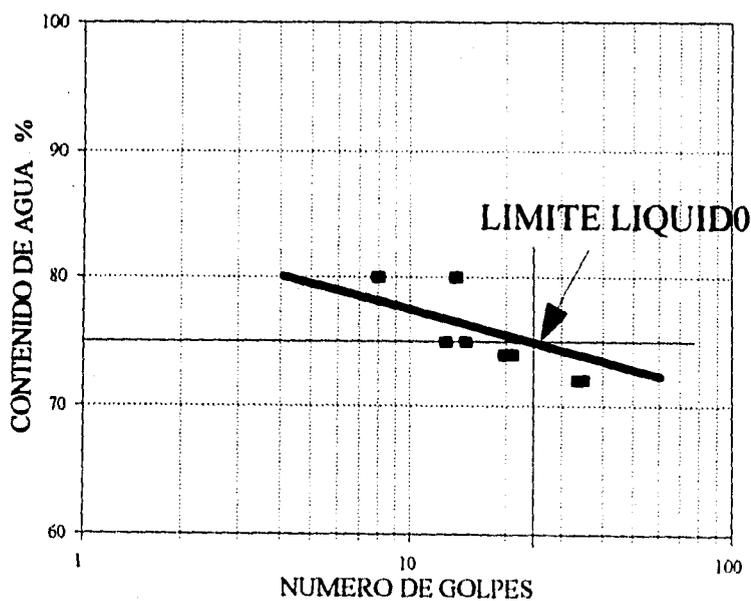
## LIMITE DE PLASTICIDAD Y HUMEDAD NATURAL

### LIMITE LIQUIDO

CAPSULA	N° DE	GOLPES	PESO CAPS. + SUELO HUM.	PESO CAPS. + SUELO SECO	PESO DEL AGUA	PESO DE CAPSULA	PESO DEL SUELO SECO	CONTENIDO DE AGUA
A	20	21	74.69	62.87	11.82	60.29	2.58	458
B	20	21	75.51	66.98	5.53	59.51	7.47	74
C	35	34	70.7	66.43	4.27	60.46	5.97	72
D	8	14	72.62	67.3	5.32	60.62	6.68	80
E	13	15	43.43	41.18	2.25	38.18	3	75

### LIMITE PLASTICO

O		60.46	60.05	0.41	59.28	0.77	53
P		62.25	61.62	0.63	60.27	1.05	60
Q		39.81	39.18	0.63	38.12	1.06	59



**W = 75 %**

**LL = 75 %**

**LP = 57.33 %**

**lp = 17.67 %**

**Fw = 2.56 %**

**Tw = 11.46**

**CLASIFICACION :**

**CH**

**LIMO ARCILLOSO  
DE MEDIA A  
ALTA PLASTICIDA**

**FIGURA 4**

### COMPRESION SIMPLE PCA-1

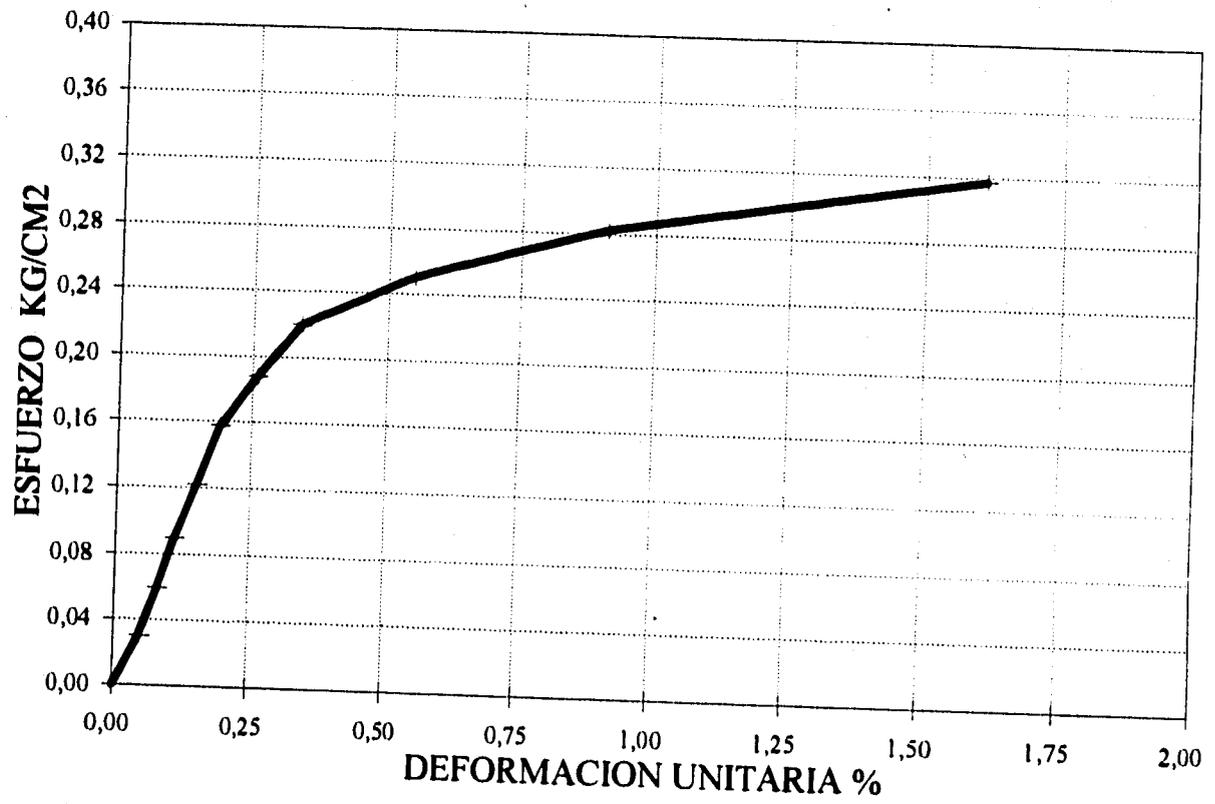
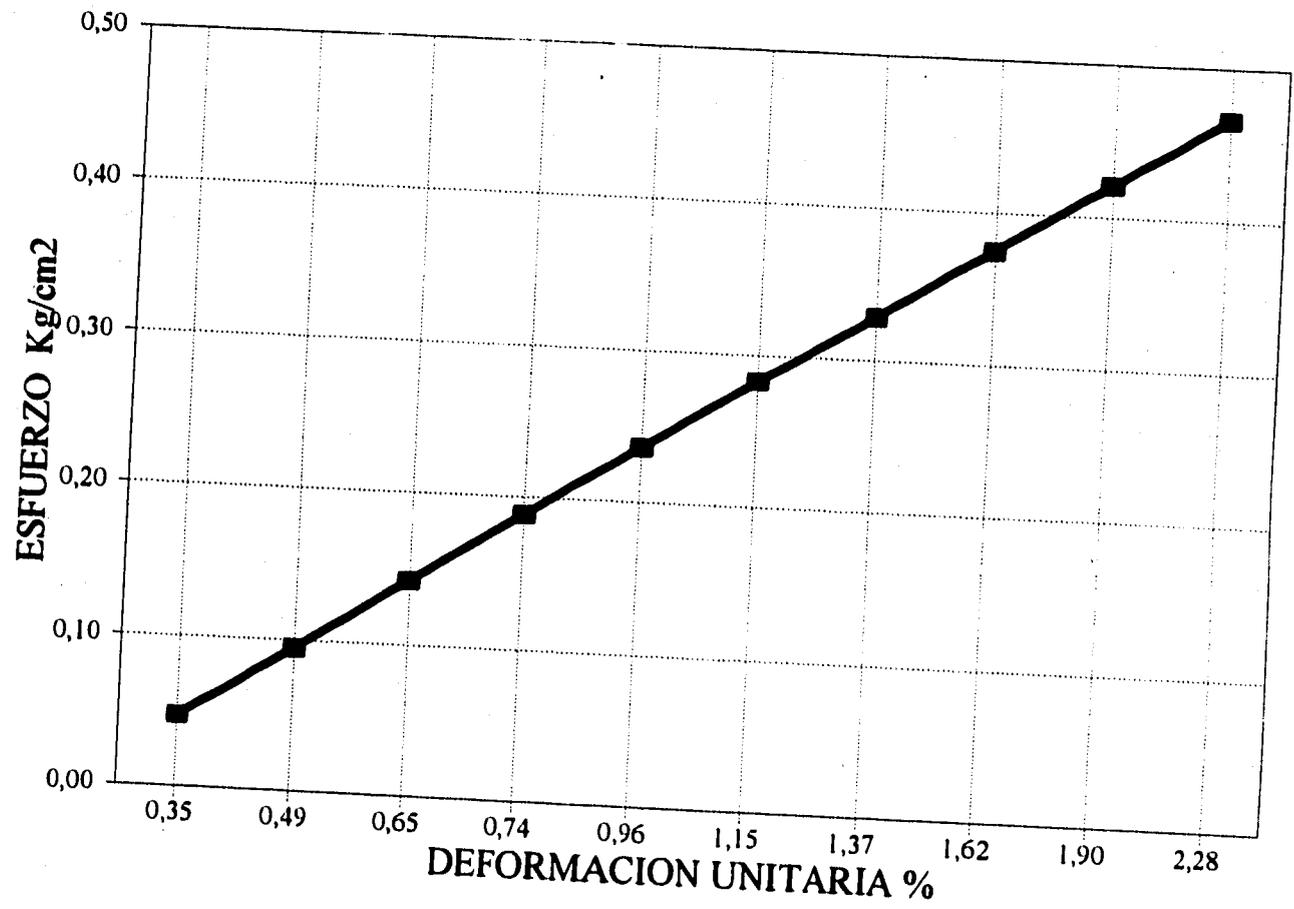


FIGURA 5

## PRUEBA TRIAXIAL



*figura 6*

## PRUEBA DE CONSOLIDACION

esfuerzo aplicado (kg/cm <sup>2</sup> )	lectura final (mm)	deformaci muestra (mm)	espesor muestr 2H (mm)	Hv 2H-Hs (mm)	relacion de vacio e	coeficiente compresibilidad av (cm <sup>2</sup> /gr)	Hi (cm)	Hi <sup>2</sup> cm <sup>2</sup>	t50 seg	coef.cons. Cv cm <sup>2</sup> /s	coef.perm. Km cm/s	mv cm <sup>2</sup> /gr	esfuerzo medio (kg/cm <sup>2</sup> )
0	18,36	0	20	17,353	6,52	1,60E-05	0,9999	0,9998				2,128E-06	0,0625
0,125	18,32	0,04	19,96	17,313	6,518	2,88E-04	0,997	0,9940				3,831E-05	0,1875
0,25	18,26	0,1	19,9	17,253	6,482	1,20E-04	0,994	0,9880	210	9,270E-04	1,5E-05	1,604E-05	0,375
0,5	18,18	0,179	19,82	17,174	6,452	1,26E-04	0,987	0,9742	720	2,660E-04	4,5E-06	1,691E-05	0,75
1	18,012	0,348	19,65	17,005	6,389	1,51E-04	0,975	0,9506	4200	4,460E-05	9,1E-07	2,044E-05	1,5
2	17,611	0,749	19,25	16,604	6,238	5,51E-04	0,893	0,7974				7,613E-05	3
4	14,68	3,68	16,32	13,673	5,136	2,80E-04	0,747	0,5580				4,563E-05	6
8	11,697	6,663	13,34	10,69	4,014	1,42E-05	0,677	0,4583				2,832E-06	6
4	11,847	6,513	13,49	10,84	4,071	3,40E-05	0,684	0,4679				6,705E-06	3
2	12,03	6,33	13,67	11,023	4,139	7,90E-05	0,693	0,4802				1,537E-05	1,5
1	12,238	6,122	13,88	11,231	4,218	1,78E-04	0,703	0,4942				3,411E-05	0,75
0,5	12,477	5,883	14,12	11,47	4,307	1,76E-04	0,71	0,5041				3,316E-05	0,375
0,25	12,592	5,768	14,23	11,585	4,351	1,03E-03	0,721	0,5198				1,925E-04	0,1875
0,125	12,937	5,423	14,58	11,93	4,48	3,92E-04	0,732	0,5358				7,153E-05	0,0625
0	13,067	5,293	14,7	12,06	4,529								

FIGURA 7

ESFUERZO = 0.5 Kgf / cm<sup>2</sup>  
 INCREMENTO ESFUERZO = 0.25 Kgf / cm<sup>2</sup>

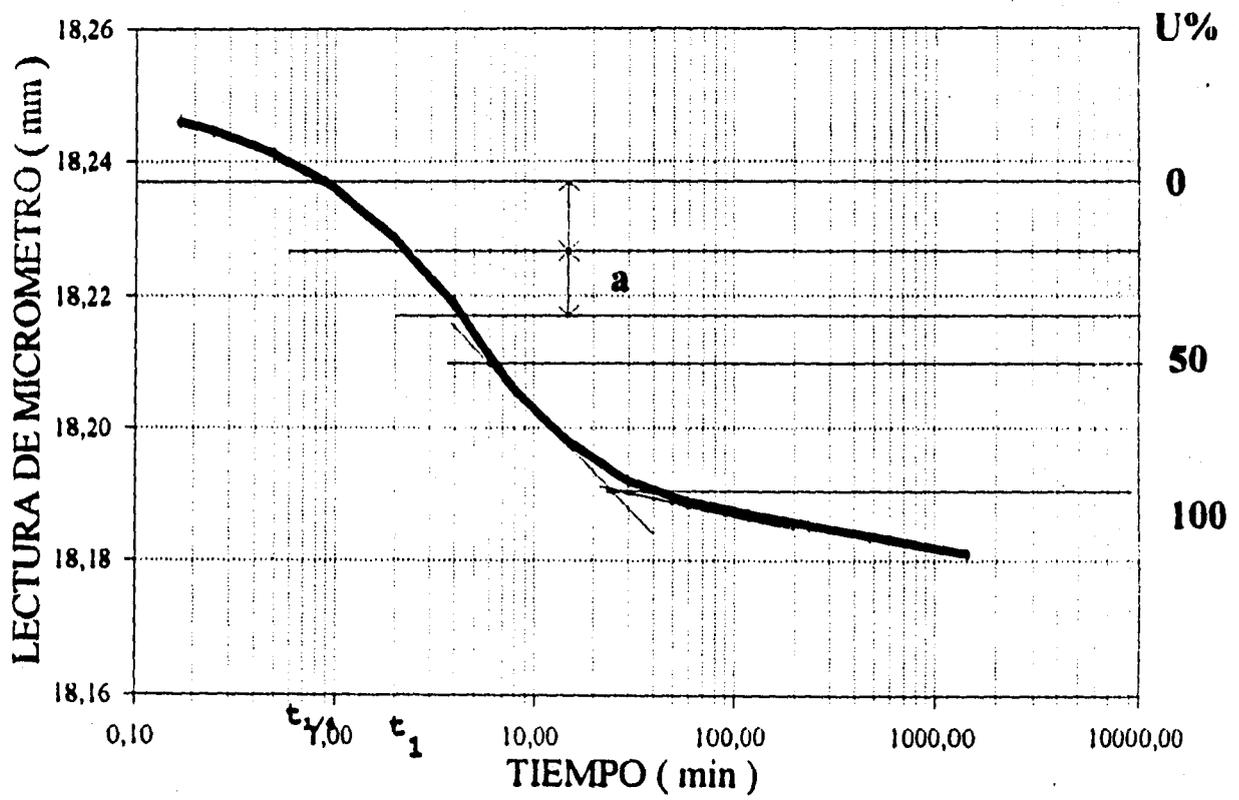


FIGURA 8

ESFUERZO = 1.00 Kgf / cm<sup>2</sup>  
INCRMENTO ESFUERZO = 0.50 Kgf / cm<sup>2</sup>

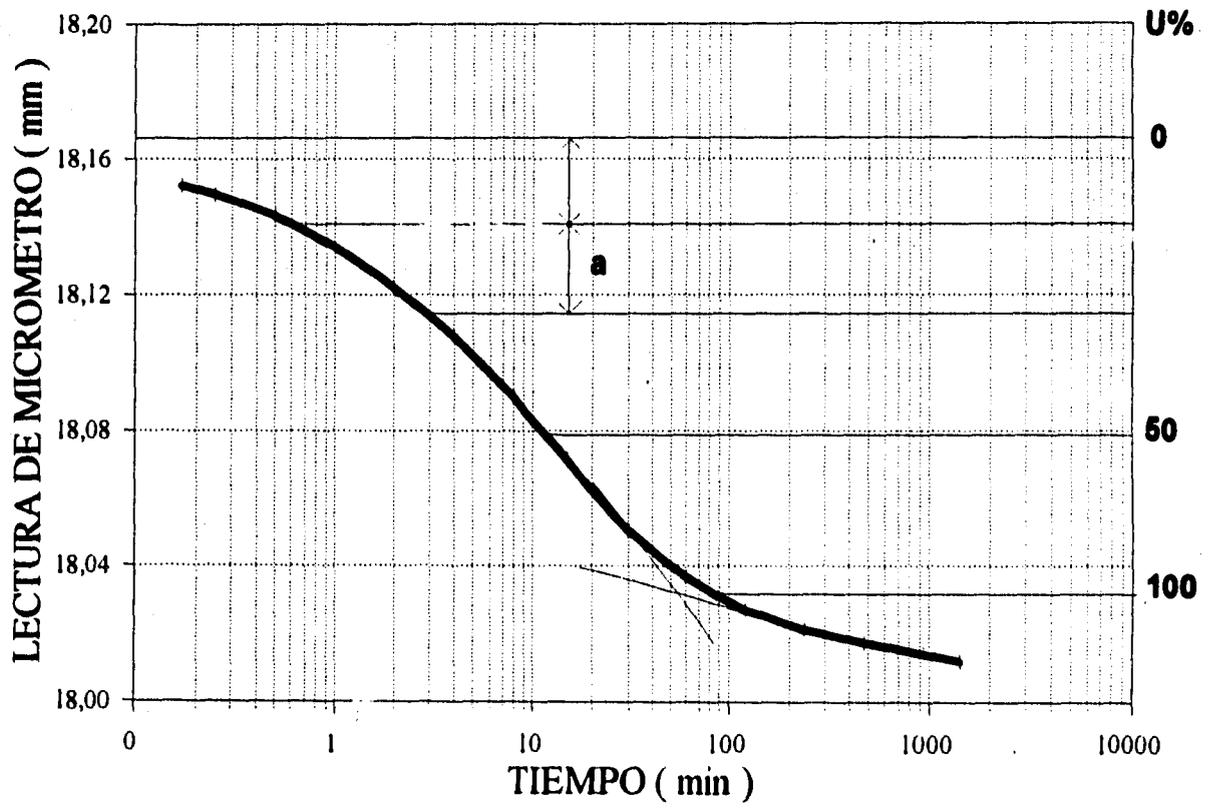


FIGURA 9

ESFUERZO = 2.00 Kgf / cm<sup>2</sup>  
INCREMENTO ESFUERZO = 1.00 Kgf / cm<sup>2</sup>

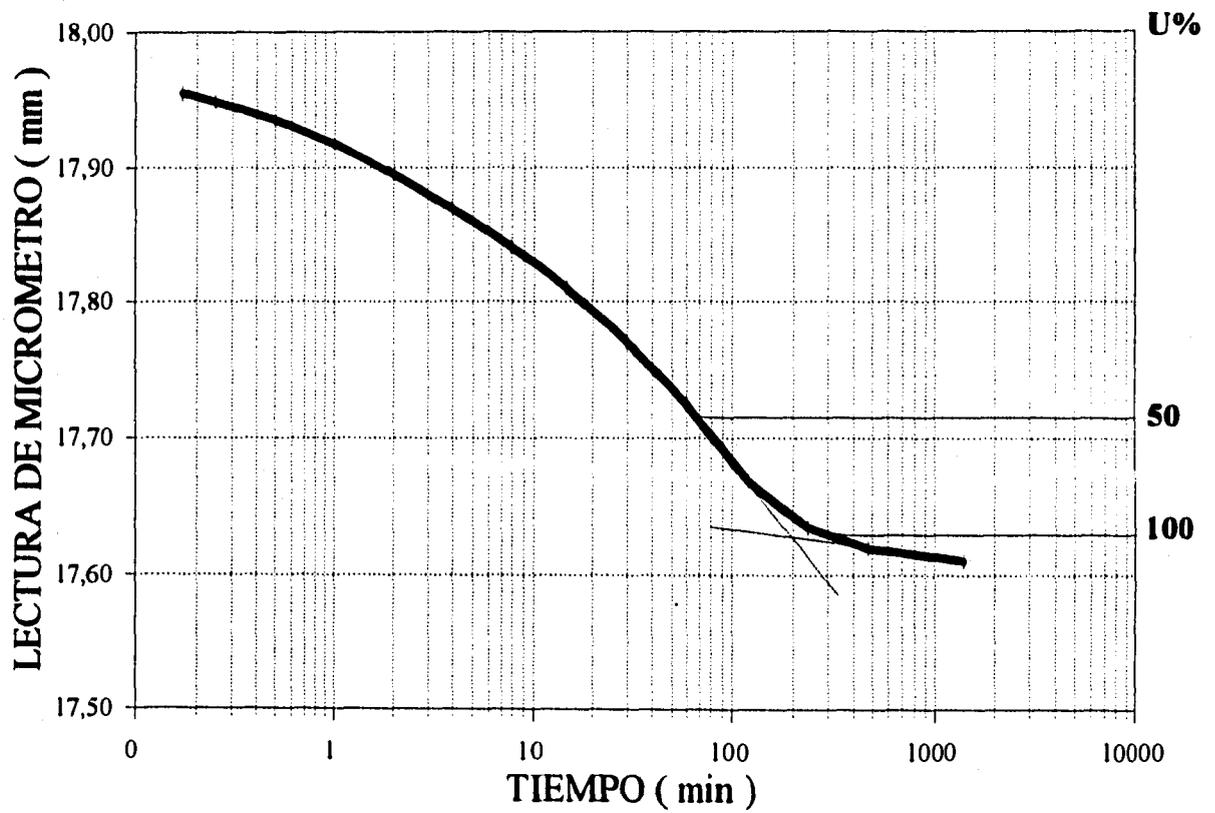


FIGURA 10

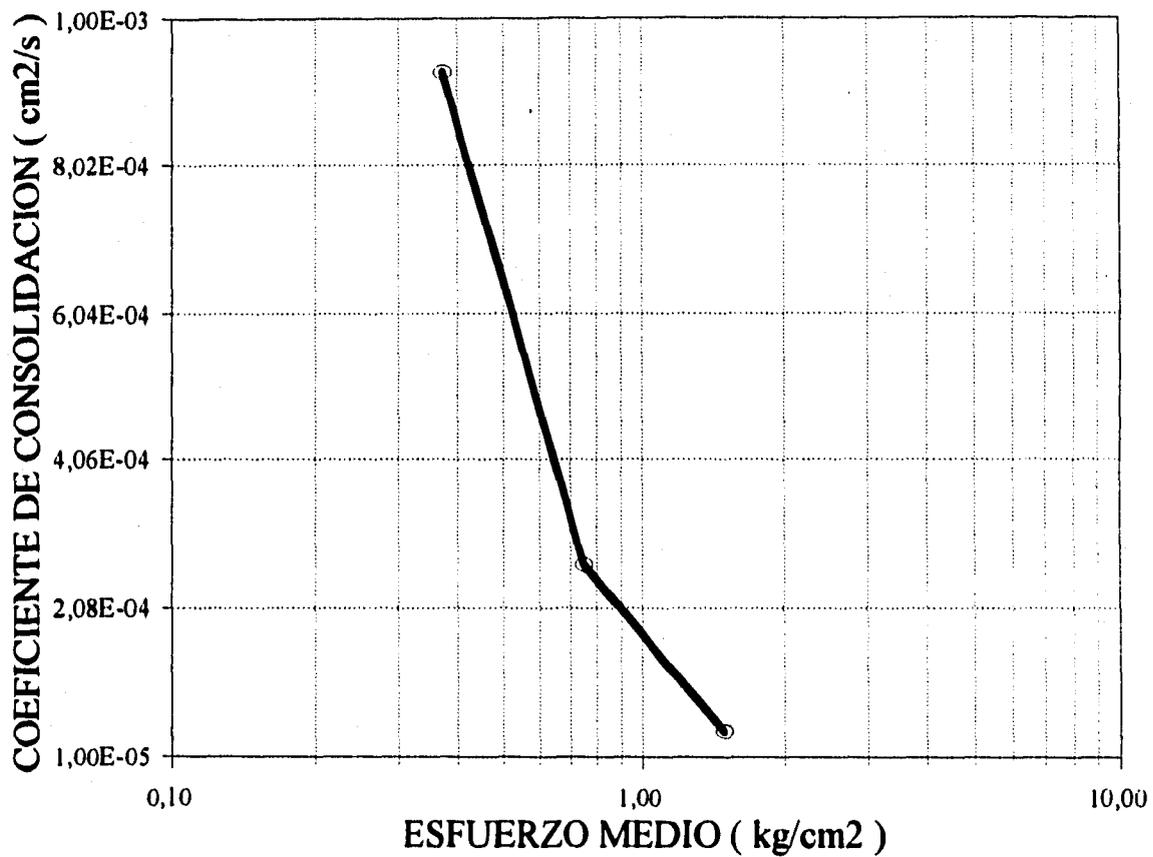


FIGURA 11

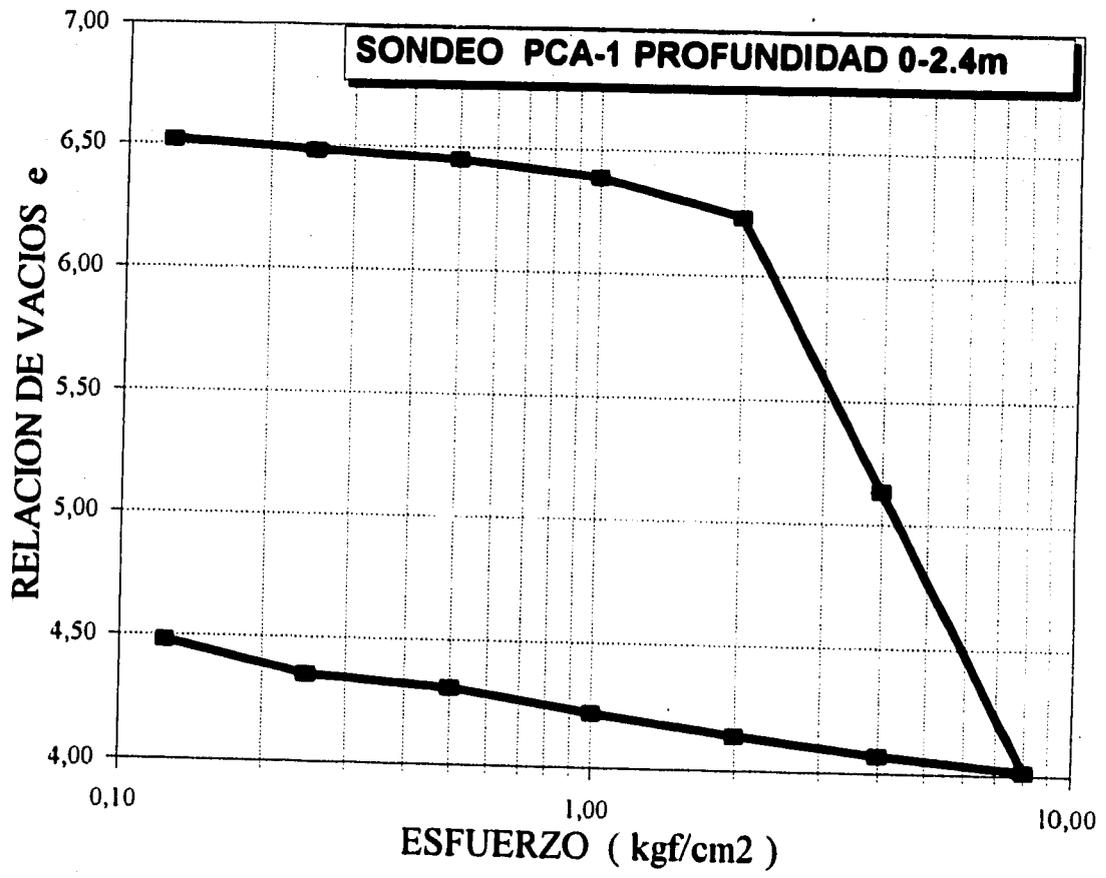


FIGURA 12

### REBOTE ELASTICO PCA-1

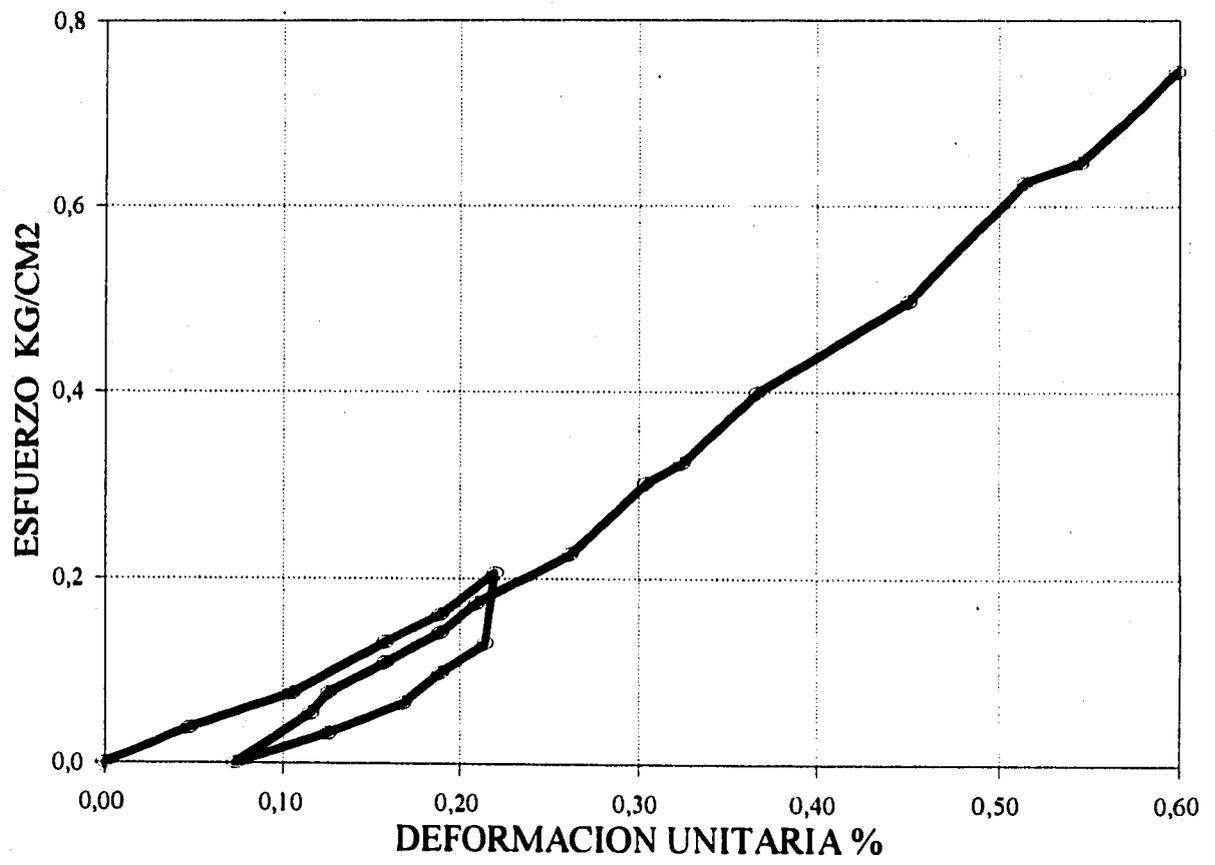


FIGURA 13

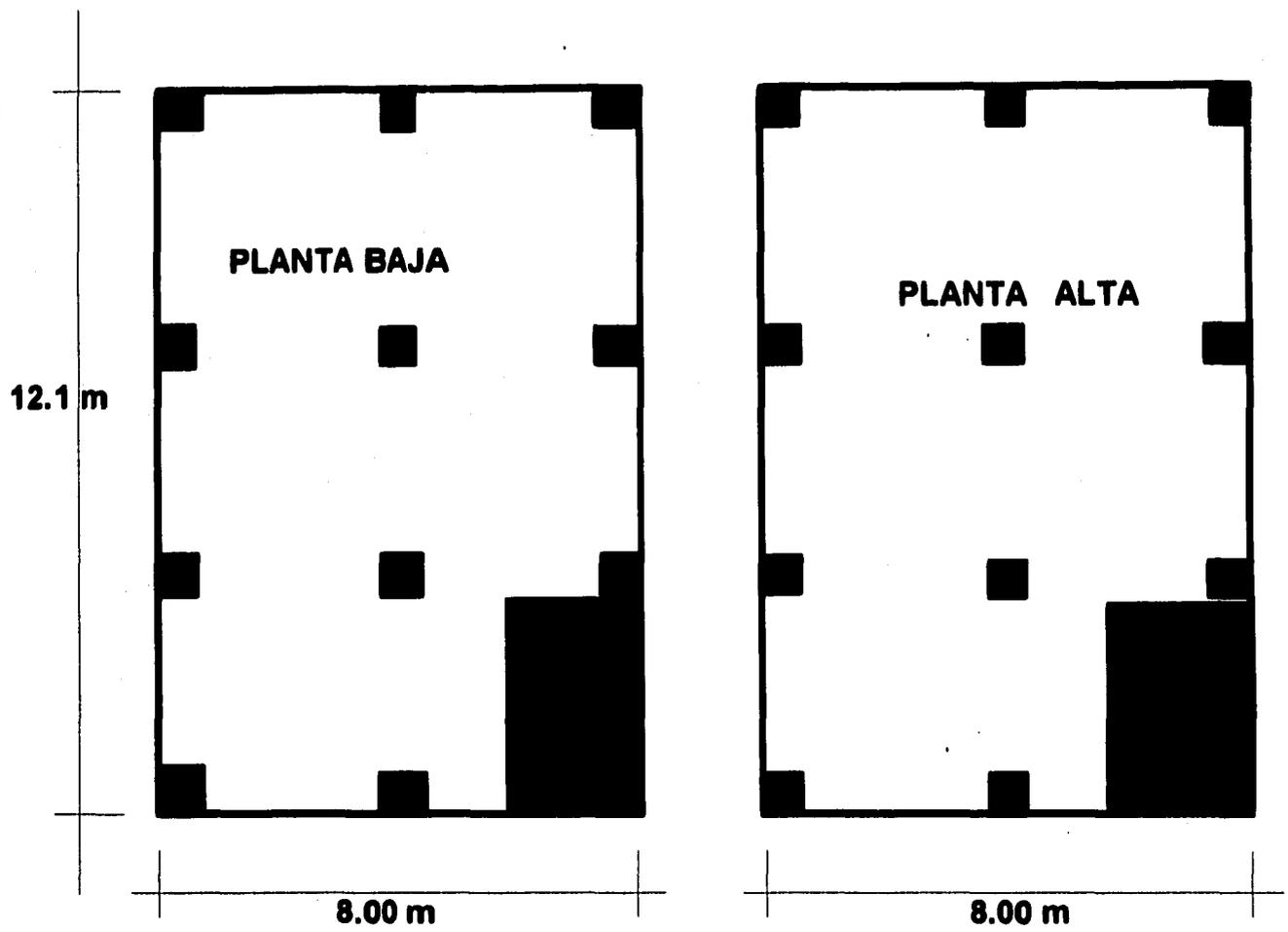


FIGURA 14

## **CAPITULO III**

### **ESTADO LIMITE DE FALLA Y ESTADO LIMITE DE SERVICIO**

*En una cimentación del tipo somera, así como para cimentaciones profundas, se revisan los estados limite de falla y los estados limite de servicio. Se demuestra con ello que se tenga una seguridad razonable para evitar que se presente una falla por resistencia al corte del terreno, además de que las deformaciones que se presenten en el terreno no tengan efecto sobre el comportamiento de los elementos de cimentación y de la propia estructura.*

*En la cimentación somera, el estrato sobre el cual se apoya generalmente se encuentra muy cerca de la superficie.*

*Una cimentación del tipo somera se puede considerar con una profundidad máxima de desplante de 2.5 m.*

*En el estudio de mecánica de suelos se define el estrato sobre el cual se apoya la cimentación, y los elementos que componen la cimentación quedan desplantados sobre este estrato. Por lo que respecta al aspecto constructivo debe ser tal que no afecte las propiedades del suelo, es decir, no se debe alterar ni la humedad ni la estructura originales del terreno de cimentación, a menos que en el estudio de la mecánica de suelos se especifique lo contrario.*

*El desplante de los cimientos, se realizan a una profundidad de 50 cm, verificando que quedarán abajo del suelo sujeto a erosión superficial.*

*Conforme a los análisis del terreno estudiado en el capítulo II, el suelo se determina como un material del tipo cohesivo.*

### 3.1 Cargas que transmite la casa al nivel de la cimentación.

A continuación se procede a obtener el peso unitario medio, instantáneo y máximo.

Para la obtención de los pesos se procede a obtener la carga viva media, instantánea y máxima. Del art. 199 del reglamento de construcción para el Distrito Federal 1987, se tiene la siguiente tabla de cargas vivas unitarias ( en  $\text{kg/m}^2$  ):

Destino de piso o cubierta	$W_m$ (media)	$W_i$ (instantanea)	$W_M$ (máxima)
Habitación	70	90	170
Azotea	15	70	100

Con el área de  $96.80 \text{ m}^2$  ( definida en 3.3 ) se procede a multiplicar a cada nivel de la construcción :

#### Carga viva media

Azotea :  $A \times W_m = 96.80 \times 15 = 1.45$

Entrepiso :  $A \times W_i = 96.80 \times 70 = 6.77$

Planta baja :  $A \times W_M = 96.80 \times 70 = \underline{6.77}$

14.99 t

#### Carga viva instantánea

Azotea :  $A \times W_m = 96.80 \times 70 = 6.78$

Entrepiso :  $A \times W_i = 96.80 \times 90 = 8.71$

Planta baja :  $A \times W_M = 96.80 \times 90 = \underline{8.71}$

24.20 t

**Carga viva Máxima**

**Azotea :**  $A \times W_m = 96.80 \times 100 = 9.68$

**Entrepiso :**  $A \times W_i = 96.80 \times 170 = 16.46$

**Planta baja :**  $A \times W_M = 96.80 \times 170 = \underline{16.46}$

**42.59 t**

**La carga muerta es igual a  $\Sigma Q = 296.82$  t; sumando a las correspondientes cargas vivas, obtenemos la carga total media, instantanea y máxima.**

**$ctm = 14.99 + 296.82 = 311.8$  t**

**$cti = 24.20 + 296.82 = 321$  t**

**$ctM = 42.59 + 296.82 = 340$  t**

**Para obtener los pesos unitarios, es necesario dividir la carga total media, instantanea y máxima entre el área de la cimentación.**

**El peso unitario es igual a :**

**$pum = ctm / A = 3.22$  t/m<sup>2</sup>**

**$pui = cti / A = 3.32$  t/m<sup>2</sup>**

**$puM = ctM / A = 3.51$  t/m<sup>2</sup>**

**El perímetro de la construcción es de 40.2 m. Por lo tanto cumple con los requisitos de las Normas técnicas complementarias para diseño y construcción de cimentaciones 1987 ( tabla 1 ); de construcciones ligeras o medianas de poca extensión y con excavaciones someras; ya que el peso unitario medio  $w \leq 5$  T/m<sup>2</sup> ;el perímetro de la construcción  $P \leq 80$  m para la**

*zona II y la profundidad de desplante  $D_f \leq 2.5m$ . Teniendo en cuenta que se trata de un suelo cohesivo y las dimensiones de la estructura a ser analizada, se llega a la elección de una losa de cimentación. Las plantas del primer nivel y planta baja de la estructura se muestran en la fig. 14*

### **3.2 Determinación del área de cimentación .-**

*Para una cimentación del tipo somera su área debe cumplir con los requisitos de seguridad correspondientes. En la practica se supone una cierta área y se revisa que cumpla con los requisitos de seguridad; se procede por tanteos, hasta encontrar el área del cimientto que cumpla con todos y cada uno de los requisitos de seguridad.*

*Para encontrar un área preliminar con la cual se puedan inicializar los cálculos, es necesario estimar en forma aproximada la capacidad de carga admisible del terreno de cimentación.*

*Se define como capacidad de carga admisible del terreno de cimentación: como la presión vertical media de contacto entre la subestructura y el terreno, la cual garantiza un comportamiento adecuado de la cimentación.*

*Un factor de seguridad razonable contra una falla por resistencia al corte del suelo, y que el asentamiento del cimientto no produzca daños a la estructura, ni afecte su buen funcionamiento; se entenderán como un comportamiento adecuado.*

*La capacidad de carga admisible equivale a la presión que transmite la estructura al terreno de cimentación al nivel de desplante, incluyendo el peso propio de la cimentación, es decir:*

$$q_a = \Sigma Q / A \quad (3.1)$$

donde :

$\Sigma Q$  = Sumatoria de cargas al nivel de desplante del cimiento

$A$  = Area de contacto entre suelo y cimiento.

Despejando  $A$  de la ecuación 3.1 se tiene:

$$A = \Sigma Q / q_a \quad (3.2)$$

Por otro lado la capacidad de carga admisible neta o incremento neto de presión es igual al incremento total de carga de toda la estructura menos la presión total inicial en el suelo al nivel del desplante, o sea :

$$q_{an} = q_a - \gamma D_f \quad (3.3)$$

donde :

$q_{an}$  = capacidad de carga admisible neta

$q_a$  = capacidad de carga admisible

$\gamma$  = peso volumétrico natural del suelo

$D_f$  = profundidad de desplante

Para una arcilla de consistencia media, un valor aproximado de la capacidad de carga admisible neta<sup>1</sup> del terreno en la cual trabaja una losa de cimentación es de 2 t/m<sup>2</sup>

Como las características geométricas del cimiento no se conocen, no es posible calcular el área de la ec. 3.2, ya que  $\Sigma Q$  no se conoce en forma acertada debido precisamente a que incluye el peso de la cimentación.

---

<sup>1</sup> " Manual de explotación geotécnica " Ing. Santoyo

Por lo que se tiene que realizar el siguiente análisis:

$$\text{Sea } \Sigma Q = \Sigma Q' + W_{\text{cim}} \quad (3.4)$$

en donde:

$\Sigma Q'$  = carga a nivel del piso terminado

$W_{\text{cim}}$  = peso de la cimentación.

$$\text{Entonces se tiene que : } \Sigma Q / A = \Sigma Q' / A + W_{\text{cim}} / A \quad (3.5)$$

$$\text{pero : } W_{\text{cim}} / A \cong \gamma D_f \quad (3.6)$$

$$\text{igualando las ecuaciones 3.1 y 3.3 : } q_{an} + \gamma D_f = \Sigma Q / A$$

$$\text{por lo tanto se tiene : } q_{an} + \gamma D_f \cong \Sigma Q' / A + \gamma D_f$$

$$\text{se llega a : } q_{an} \cong \Sigma Q' / A$$

despejando el área se tiene finalmente :

$$A \cong \Sigma Q' / q_{an} \quad (3.7)$$

La ecuación 3.7 nos permite tener un área del cimiento, con la cual podemos iniciar los cálculos en forma aproximada.

Se tiene que  $\Sigma Q' = 209.70 \text{ t}$  ;

$q_{an} = p_{um} - \gamma D_f = 2.62 \text{ t/m}^2$  ; por lo tanto :

$$A = 80.04 \text{ m}^2$$

Ya que el área del terreno sobre la que se va a construir es igual a  $96.80 \text{ m}^2$ ; la cual es mayor al área mínima recomendable de  $80.04 \text{ m}^2$ ; se procederá entonces a los análisis de los estados límites de falla y de servicio con un área de  $96.80 \text{ m}^2$ .

### **3.3 Estado limite de falla**

**3.3.1 Se realiza el análisis para la primera combinación de carga; acciones permanentes mas acciones variables ( Art. 186 NTC DCC ). Para la revisión de los estados limites de falla, se considerará la acción variable mas desfavorable con su intensidad máxima y las acciones restantes con intensidad media. Las acciones variables se consideran con su intensidad media para el caso de los cálculos de asentamientos o de otros movimientos a largo plazo.**

**Para cimentaciones someras desplantadas en suelos sensiblemente homogéneos, se revisa la capacidad de carga del suelo por resistencia al corte; en suelos cohesivos se debe verificar la siguiente desigualdad ( NTC DCC 3.3.1 ):**

$$\frac{\Sigma Q F_c}{A} < C_u N_c F_R + P_v$$

**Donde:**

$\Sigma Q =$  **Suma de las acciones verticales a tomar en cuenta en la combinación considerada = 340 T**

**La suma de las acciones verticales tomadas en cuenta son:**

**el peso propio de la estructura = 209.7 T ;**

**el peso propio de la cimentación :**

$$12.1 \times 8 \times 0.15 \times 2.4 + 0.25 \times 0.35 \times 2.4 \times 68.30 = 49.20 \text{ T ;}$$

**el peso debido al relleno utilizado :**

$$12.1 \times 8 \times 0.30 \times 1.8 - 0.25 \times 0.35 \times 2.4 \times 68.30 = 37.92 \text{ T.}$$

**Carga viva = 43 T.**

$F_C$  = **Factor de carga se refiere a la seguridad, el cual es aplicado a las cargas que actúan sobre el terreno de cimentación. El factor aumenta o disminuye según se tenga la seguridad sobre la magnitud de las cargas. El reglamento de construcciones para el Distrito Federal utiliza un factor de carga de 1.4 para la primera combinación de cargas ( acciones permanentes y variables). Entonces haciendo referencia al reglamento art. 194, Cap III; tomamos el valor de 1.4**

$A$  = **Area de la cimentación =  $96.80 \text{ m}^2$**

$C_U$  = **Cohesión aparente, determinada en ensaye triaxial  $UU = 2t/\text{m}^2$**

$B$  = **Ancho promedio de la cimentación = 8 m**

$L$  = **Longitud promedio de la cimentación = 12.10 m**

$N_C$  = **Coficiente de capacidad de carga, dado por :**

$$N_C = 5.14 ( 1 + 0.25 D_f / B + 0.25 B / L )$$

**para  $D_f / B < 2$  y  $B / L < 1$  ; donde  $D_f = 0.50 \text{ m}$  es la profundidad de desplante en metros.**

**En caso de que  $D_f / B$  y  $B/L$  no cumplan con las desigualdades anteriores, dichas relaciones se consideraran iguales a 2 y 1 , respectivamente.**

**Sustituyendo los valores correspondientes  $D_f / B = 0.0625 < 2$  y  $B / L = 0.66 < 1$  ; por lo tanto no existe restricción para poder aplicar la ecuación para  $N_C$  . Sustituyendo valores se tiene:  $N_C = 6.07$**

$F_R$  = **El Factor de resistencia  $F_R$  varía dependiendo del desconocimiento que se tenga a cerca de las propiedades del terreno de cimentación. Ya que en la practica se utilizan valores que van desde 0.45 hasta 0.70 . Para el caso que tratamos y**

*debido a las pruebas realizadas para conocer las propiedades índice y mecánicas del suelo; además de NTC DCC 3.2.3; se opta por un  $F_R = 0.7$*

$P_V =$  *Presión vertical total a la profundidad de desplante por peso propio del suelo*  
*= 0 ( por tratarse de losa de cimentación ).*

*Sustituyendo valores en la desigualdad se tiene :*

$$\Sigma Q F_C / A = 4.29$$

$$C_U N_C F_R + P_V = 8.46$$

$$\frac{\Sigma Q F_C}{A} < C_U N_C F_R + P_V$$

*por lo tanto cumple con la desigualdad y la cimentación es estable para la primera combinación de cargas.*

**3.3.2** *Para el segundo tipo de combinación de cargas se toma en cuenta las acciones permanentes mas acciones variables con intensidad instantánea y acciones accidentales ( viento o sismo ). Con esta combinación se revisan los estados limite de falla y los estados limites de servicio asociados a deformaciones transitorios y permanentes del suelo bajo carga accidental.*

*Entre las acciones debidas a sismo, se incluirá la fuerza de inercia que obra en la masa de suelo potencialmente deslizante que subyace al cimiento de la construcción.( NTC DCC 3.1 )*

**Entre las acciones debidas a sismo, se incluirá la fuerza de inercia que obra en la masa de suelo potencialmente deslizante que subyace al cimiento de la construcción. (NTC DCC 3.1)**

**Cuando la dimensión menor de una cimentación es relativamente grande. (> 3m) el efecto de la fuerza de inercia que obra en la masa de suelo potencialmente deslizable puede ser importante.**

**Para tomar en cuenta este efecto, se puede utilizar el criterio del apéndice de las normas de emergencia que publicó el Instituto de Ingeniería en 1985.**

$$\Sigma Q F_C / A < C_U N_C F_R f + P_V \quad (3.8)$$

**en donde :**

$$f = 1 - 0.12 F_C C_S b \gamma / F_R C_U \quad (3.9)$$

**en donde :  $f = 0.86$**

- $\gamma$  = Peso volumétrico del suelo potencialmente deslizante =  $1.2 \text{ t/m}^3$**
- $C_S$  = Coeficiente sísmico correspondiente a la masa de suelo potencialmente deslizante =  $0.07$  ( manual CFE coeficientes sísmicos reducidos ).**
- $b$  = ancho promedio de la cimentación.**
- $F_C$  = Para la fricción negativa, al peso propio del suelo, a los empujes laterales del suelo y a la aceleración de las masas de suelo deslizantes bajo acción sísmica, se emplea un Factor de carga =  $1.1$**
- $F_R$  = El Factor de resistencia  $F_R$  varía dependiendo del desconocimiento que se tenga a cerca de las propiedades del terreno de cimentación. Ya que en la practica se utilizan valores que van desde  $0.45$  hasta  $0.70$  . Para el caso que tratamos y**

debido a las pruebas realizadas para conocer las propiedades índice y mecánicas del suelo; además de NTC DCC 3.2.3; se opta por un  $F_R = 0.7$

$$C_U = \text{Cohesión aparente, determinada en ensaye triaxial} = 2 \text{ t/m}^2$$

En caso de que la combinación incluya resultantes excéntricas actuando a una distancia  $e$  del eje longitudinal del cimiento.

$$e_x = M_y / \Sigma Q \quad ; \quad e_y = 0.30 M_x / \Sigma Q$$

$$M_x = 30.91 \text{ t m} ; \quad M_y = 22.30 \text{ t m} ; \quad \Sigma Q = 321 \text{ t}$$

$$e_x = 0.08 \text{ m} \quad e_y = 0.03 \text{ m}$$

Entonces las dimensiones que se utilizan para el cimiento son :

$$B' = B - 2e_x \quad L' = L - 2e_y$$

Sustituyendo valores se tiene :

$$B' = 7.84 \text{ m} \quad L' = 12.04 \text{ m} \quad A' = 94.39 \text{ m}^2$$

$\Sigma Q =$  Suma de las acciones verticales a tomar en cuenta en la combinación considerada = 321 t

La suma de las acciones verticales tomadas en cuenta son: el peso propio de la estructura = 209.7 t ;

el peso propio de la cimentación :

$$12.1 \times 8 \times 0.15 \times 2.4 + 0.25 \times 0.35 \times 2.4 \times 68.30 = 49.20 \text{ T} ;$$

el peso debido al relleno utilizado :

$$12.1 \times 8 \times 0.30 \times 1.8 - 0.25 \times 0.35 \times 2.4 \times 68.30 = 37.92 \text{ T} ;$$

*carga viva = 24.20 T.*

$F_C =$  *Factor de carga = 1.1*

$A' =$  *Area de la cimentación = 94.39 m<sup>2</sup>*

$C_U =$  *Cohesión aparente, determinada en ensaye triaxial = 2 t/m<sup>2</sup>*

$B' =$  *Ancho promedio de la cimentación = 7.84 m*

$L' =$  *Longitud promedio de la cimentación = 12.04 m*

$N_C =$  *Coficiente de capacidad de carga, dado por :*

$$N_C = 5.14 ( 1 + 0.25 D_f / B + 0.25 B / L ) = 6.06$$

*para  $D_f / B' < 2$  y  $B' / L' < 1$  ; donde  $D_f = 0.50$  m es la profundidad de desplante en metros.*

*En caso de que  $D_f / B'$  y  $B' / L'$  no cumplan con las desigualdades anteriores, dichas relaciones se consideraran iguales a 2 y 1 , respectivamente.*

*Sustituyendo los valores correspondientes  $D_f / B = 0.063 < 2$  y  $B' / L' = 0.65 < 1$  ; por lo tanto no existe restricción para poder aplicar la ecuación para  $N_C$  . Sustituyendo valores se tiene*

$$N_C = 6.06$$

$F_R =$  *Factor de resistencia ( NTC DCC 3.2.3 ) = 0.7*

$P_V =$  *Presión vertical total a la profundidad de desplante por peso propio del suelo*  
*= 0 ( por tratarse de losa de cimentación )*

*Sustituyendo valores en la desigualdad se tiene :*

$$\Sigma Q F_C / A' = 3.74$$

$$C_U N_C F_R f + P_V = 7.29$$

$$\Sigma Q F_C / A' < C_U N_C F_R f + P_V$$

*por lo tanto cumple con las normas.*

### **3.4 Estado limite de servicio.-**

*De las normas técnicas complementarias para diseño y construcción de cimentaciones, indica que, los asentamientos instantáneos para de las cimentaciones bajo sollicitaciones estáticas se calcularan en primera aproximación usando los resultados de la teoría de la elasticidad, previa estimación de los parámetros elásticos del terreno, a partir de la experiencia local o de pruebas directas o indirectas. Cuando el subsuelo esta constituido por diferentes estratos con características elásticas diferentes, se podrá despreciar la influencia de las distintas rigideces de los estratos en la distribución de los esfuerzos. El desplazamiento horizontal y el giro transitorio de la cimentación bajo las fuerzas cortantes y el momento de volteo sísmicos se calcularan cuando proceda. La magnitud de las deformaciones permanentes que pueden presentarse bajo cargas accidentales cíclicas se podrá estimar a partir de los resultados de pruebas de laboratorio representativas del fenómeno.*

### **3.4.1 Asentamiento diferido.**

*Los asentamientos diferidos se calcularán por medio de la expresión :*

$$\Delta H = \sum_0^H \left[ \frac{\Delta e}{1 + e_0} \right] \Delta z \quad (3.10)$$

*donde :*

- H*** : *Asentamiento de un estrato de espesor H.*
- e<sub>0</sub>*** : *Relación de vacíos inicial.*
- Δe*** : *Variación de la relación de vacíos bajo el incremento de esfuerzos vertical  $\Delta p$  inducido a la profundidad  $\Delta z$  por la carga superficial. Esta variación se estimara a partir de una prueba de consolidación unidimensional realizada con material representativo del existente a esa profundidad.*
- Δz*** : *Espesores de estratos elementales en los cuales los esfuerzos pueden considerarse uniformes.*

*Los incrementos de presión vertical  $\Delta p$  inducidos por la carga superficial se calcularán con la teoría de la elasticidad a partir de las presiones transmitidas por la subestructura al suelo. Estas presiones se estimaran considerando hipótesis extremas de repartición de cargas o a partir de un análisis de la interacción estática suelo-estructura.*

*La determinación de los asentamientos a largo plazo debe hacerse con el incremento neto de carga medio en el contacto cimentación-suelo, utilizando para valuarlo el peso unitario medio de la estructura.*

**Empleando la gráfica de Boussinesq<sup>2</sup> ( anexo II-d ) para un área rectangular uniformemente cargada, con la cual se obtiene el incremento de esfuerzo.**

$$w = pum - \gamma D_f = 3.22 - 0.6 = 2.62 \text{ t/m}^2$$

**para el centro de la cimentación se tiene :**

$$m = x/z = 6.05 / 0.50 = 12.10$$

$$n = y/z = 4 / 0.50 = 8$$

**empleando la gráfica de Boussinesq se tiene :  $w_0 = 0.25$**

$$\Delta\sigma_z = w \times w_0 = 2.62 \times 0.25 \times 4 = 2.62 \text{ t/m}^2$$

**El esfuerzo inicial  $\sigma_0$  se obtiene de la fig.2; en la que la profundidad es de 0.50 m y el peso volumétrico es de 1.2 t/m<sup>3</sup>; por lo tanto el  $\sigma_0 = 0.60 \text{ t/m}^2$  y debido al incremento de esfuerzo**

**$\Delta\sigma_z$  se tiene:  $\sigma_F = \Delta\sigma_z + \sigma_0 = 3.04 \text{ t/m}^2$**

**De la fig. 12 se tiene:**

$$\sigma_0 = 0.60 \text{ t/m}^2 \quad ; \quad e_0 = 6.52$$

$$\sigma_F = 3.04 \text{ t/m}^2 \quad ; \quad e_F = 6.475$$

**Haciendo uso de la ecuación ( 3.10 ) indicada en las NTCDC; y con  $z = 190 \text{ cm}$  ; se llega al resultado :  $\delta = 1.137 \text{ cm}$**

**Para la esquina de la cimentación se tiene :**

$$m = x/z = 12.10 / 0.50 = 24.20$$

$$n = y/z = 8 / 0.50 = 16$$

---

<sup>2</sup> **Mecánica de suelos. vol II Juárez Badillo, Rico Rodriguez**

empleando la gráfica de Boussinesq se tiene :  $W_0 = 0.25$

$$\sigma_z = W \times W_0 = 2.62 \times 0.25 = 0.66 \text{ t/m}^2$$

El esfuerzo inicial  $\sigma_0$  se obtiene de la fig.2; en la que la profundidad es de 0.50 m y el peso volumétrico es de 1.2 t/m<sup>3</sup>; por lo tanto el  $\sigma_0 = 0.60 \text{ t/m}^2$  y debido al incremento de esfuerzo

$\Delta\sigma_z$  se tiene:

$$\sigma_F = \Delta\sigma_z + \sigma_0 = 1.210 \text{ t/m}^2$$

De la figura 12 se tiene:

$$\sigma_0 = 0.60 \text{ t/m}^2 \quad ; \quad e_0 = 6.52$$

$$\sigma_F = 1.21 \text{ t/m}^2 \quad ; \quad e_F = 6.517$$

Haciendo uso de la ecuación ( 3.10 ) indicada en las NTCDC; y con  $\Delta z = 190 \text{ cm}$  ; se llega al resultado :  $\delta = 0.076 \text{ cm}$

#### 3.4.2 Asentamiento instantáneo.

Debido a un incremento neto de carga, se origina un asentamiento debido a la compresión.

El incremento neto de carga se establece restando al peso unitario máximo la presión total a nivel de desplante del cimiento :

$$pUM = 3.51 \text{ t/m}^2 \quad ; \quad \gamma D_f = 1.2 \times 0.50 = 0.60 \text{ t/m}^2$$

$$q_{an} = pUM - \gamma D_f = 2.91 \text{ t/m}^2$$

Con los módulos de deformación en compresión  $E_c$  ( fig.13 ) se obtiene la deformación unitaria para cada estrato.

$$\delta_c = H \{ \sigma_z - \nu ( \sigma_x + \sigma_y ) \} / E_c \quad (3.11)$$

La determinación de los esfuerzos normales verticales bajo la esquina de un rectángulo sometido a una carga uniforme  $q$  aplicada en la superficie, se calcula de la siguiente manera:

Para  $\sigma_z$

$$\sigma_z = \frac{q_{an}}{2\pi} \left( \frac{1}{X^2+Z^2} + \frac{1}{Y^2+Z^2} \right) \frac{XYZ}{A} + \text{angtan} \frac{XY}{ZA} \quad (3.12)$$

Para  $\sigma_x$  y  $\sigma_y$

$$\sigma_x = \frac{q_{an}}{2\pi} \left[ \frac{\pi}{2} - \frac{XYZ}{(X^2+Z^2)A} - \text{angtan} \frac{ZA}{XY} + (1 - 2\nu) \left( \text{angtan} \frac{Y}{X} - \text{angtan} \frac{YA}{ZX} \right) \right] \quad (3.13)$$

$$\sigma_y = \frac{q_{an}}{2\pi} \left[ \frac{\pi}{2} - \frac{XYZ}{(Y^2+Z^2)A} - \text{angtan} \frac{ZA}{XY} + (1 - 2\nu) \left( \text{angtan} \frac{X}{Y} - \text{angtan} \frac{XA}{ZY} \right) \right] \quad (3.14)$$

$$A = (X^2 + Y^2 + Z^2)^{1/2} \quad (3.15)$$

*Se tiene entonces para nuestro problema un ancho de 8 m y un largo de 12.10 m. Los valores de X y de Y son :*

$$X = 4 \text{ m} , Y = 6.05 \text{ m}$$

*Ya que los esfuerzos son los indicados para la esquina de un rectángulo, se tendrá que multiplicar en cada ecuación de la obtención de los esfuerzos por 4, para así obtener el valor en el centro del rectángulo.*

*Para el valor de Z, se toma la profundidad media a partir de la profundidad de desplante para el estrato correspondiente, es decir, para el problema la profundidad de desplante es de 0.50 m ( fig. 2 ) y la profundidad del estrato es de 2.40 m, entonces a partir del desplante de la cimentación a la profundidad del estrato se tiene,  $0.50 - 2.40 = 1.90 \text{ m}$  y la profundidad media es  $Z = 1.90/2 = 0.95 \text{ m}$ .*

*Haciendo uso de las ecuaciones para los esfuerzos ( 3.12 ), ( 3.13 ),( 3.14 ) y ( 3.15 ). Se obtienen los esfuerzos :*

$$\sigma_Z = 2.89 \text{ t/m}^2 \quad \sigma_X = 1.98 \text{ t/m}^2 \quad \sigma_Y = 2.07 \text{ t/m}^2$$

*El espesor del estrato es de  $H = 1.90 \text{ m}$ ,  $\phi = 0.45$  y  $E_C = 1500 \text{ t/m}^2$ . Sustituyendo los valores de los esfuerzos en la ecuación ( 3.11 )*

*se tiene para el centro de la cimentación :  $\delta = 0.13 \text{ cm}$*

*para la esquina se tienen los siguientes esfuerzos :*

$$\sigma_Z = 0.68 \text{ t/m}^2 \quad \sigma_X = 0.46 \text{ t/m}^2 \quad \sigma_Y = 0.49 \text{ t/m}^2$$

*El espesor del estrato es de  $H = 1.90 \text{ m}$ ,  $\nu = 0.45$  y  $E_C = 1500 \text{ t/m}^2$ . Sustituyendo los valores de los esfuerzos en la ecuación ( 3.11 )*

*se tiene para la esquina de la cimentación :  $\delta = 0.032 \text{ cm}$*

*El valor máximo para el asentamiento de una losa es de 15 cm; por lo tanto queda muy por encima de 1.27 cm, que se obtuvo de la suma del asentamiento diferido e instantaneo para el centro de la losa.*

### **3.4.3 Giro de la cimentación.**

*El giro de la cimentación corresponde al análisis de un rectángulo sujeto a un momento  $M$ . Existen diferentes métodos para el calculo; el que se emplea a continuación es una forma simplificada de obtener dicho giro.*

*Se obtiene el momento de inercia de la cimentación  $I_C$  en el sentido que se realice el análisis, y se obtiene el radio equivalente a un círculo ( Normas de sismo 1987 ) :*

$$R = ( 4 I_C / \pi )^{1/4}$$

*Con el radio equivalente  $R$  se utiliza la siguiente ecuación:*

$$\theta = [ 3 ( 1 - \nu ) M ] / 8 G R^3$$

*Con esta ecuación se obtiene el giro de la cimentación de planta rectangular.*

*El giro se analiza alrededor del eje  $Y$ ; por lo tanto se tienen los siguientes valores:*

$$I_C = BL^3 / 12 = 1181 \text{ m}^4 ; R = 6.22 \text{ m} .$$

*El módulo de rigidez al cortante se obtiene de la siguiente manera:*

$$G = E / 2 ( 1 + \nu ) = 517 \text{ t/m}^2$$

$$M_x = 230 \text{ t m} ; E = 1500 \text{ t/m}^2 ; \nu = 0.45$$

$$\omega = 0.000381 \text{ radianes} = 0.0381 \%$$

*El giro permisible se calcula de la forma siguiente:*

$$\omega = 100 / ( 100 + 3h ) ; \text{ donde } h = 6 \text{ m}$$

$$\omega = 0.8474 \%$$

*El giro permisible es mayor al giro calculado de la cimentación.*

# CAPITULO IV

## DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA LOSA

### 4.1 Diseño estructural de la losa.

*Un procedimiento para analizar la cimentación es considerarla como piso invertido. Se supone que las columnas son apoyos fijos y la losa se encuentra cargada por una presión uniforme igual a la carga total por unidad de área transmitida por la estructura ( la que actúa de abajo hacia arriba ) menos las cargas que actúan de arriba hacia abajo ( peso de la losa y del relleno ), a este peso se le conoce como reacción neta del terreno.*

*Para el diseño estructural de la losa se utiliza el método de las normas técnicas del reglamento del distrito federal para losas apoyadas perimetralmente.*

*El análisis se reduce al diseño de un tablero de esquina ( tablero I ) y un tablero de borde ( tablero II ) de un sistema de piso que continúa en las dos direcciones. fig.15*

*En capítulos anteriores ( II y III ) se supuso un espesor de  $h = 15$  cm; pero en este capítulo se procede a determinar el peralte mínimo para el cual no es necesario calcular deflexiones.*

*El tablero más crítico es el que tiene mayor número de lados discontinuos; para nuestro problema es el tablero I. Como se trata de una losa colada monolíticamente con sus apoyos, se tienen que incrementar un 25 por ciento la longitud de los lados discontinuos. Además como no se cumplen las condiciones de  $f_S \leq 2000$  kg/cm<sup>2</sup> y  $w \leq 380$  kg/m<sup>2</sup>, por lo que el perímetro se tiene que corregir multiplicándolo por el factor  $0.034 ( f_S w )^{1/4}$ . El peralte*

mínimo resulto entonces de 10 cm; aumentando 2 cm de recubrimiento libre y 1 cm del radio de la barra del acero de refuerzo se obtiene un espesor de la losa de 13 cm. El espesor supuesto con anterioridad era de 15 cm, lo cual era muy sobrado, el espesor se disminuye por lo tanto a 13 cm. Se calcula la carga de diseño teniendo en cuenta el nuevo espesor, multiplicando la carga en condiciones de servicio por el factor de carga de 1.4 .

Para el calculo de momentos se requiere conocer los claros libres  $a_1$  y  $a_2$  ; además de su relación  $a_1/a_2$  y el factor  $10^4 w_u a_1^2$  ya que es un factor común en el calculo de momentos.

Para nuestro problema las contratrabes son de concreto coladas monolíticamente con la losa por lo que se esta en el caso 1 de la tabla 17.1 NTC.

La relación entre claro corto y claro largo resulto ser de 0.98, en este caso se decidió tomar los valores del coeficiente  $\alpha = 1$ , ya que al interpolar los valores de  $\alpha = 0.98$  resultaban casi iguales a  $\alpha = 1$ .

El valor de  $M_i$  se obtuvo del producto de  $\alpha_i$  por el factor común  $10^4 w_u a_1^2$  .

El apoyo localizado sobre el eje B es común a los dos tableros y tiene momentos distintos en cada uno. Pero como la diferencia es pequeña ( 1509 kg·m tablero 1 y 1383kg·m tablero 2 ), es factible realizar el diseño con el momento mayor sin perder precisión. Para ilustrar mejor el procedimiento, se distribuyeron las dos terceras partes de la diferencia entre los dos tableros, tocándoles la misma cantidad a cada uno ya que el termino  $d^3/a_1$  es igual en los dos.

Se calcula 2 valores de  $F_R b d^2 f'c$ . Uno para el refuerzo positivo  $d = 10$  cm y otro para el refuerzo negativo  $d = 8$  cm.

Las NTC indican reducir el peralte efectivo en 2 cm para calcular el acero del lecho

*superior en losas de espesor menor igual a 20 cm cuando no se tienen precauciones especiales en la construcción para evitar la variación de dicho peralte.*

*Para los valores calculados de  $p$  que resultaron menores a  $p_{min}$  se tomaron con un  $p_{min} = 0.002$ . Para la separación del acero calculada con la expresión  $100 A_v/A_s$  en ciertos casos se excede la máxima permisible y los calculos se realizan con una separación de  $3.5h = 45.50$  cm. El acero debido a contracción y temperatura se toma igual a  $A_s = 1.1 \text{ cm}^2$  que es el mínimo recomendado en las normas de concreto y se coloca en la parte inferior del acero negativo de forma perpendicular a este. La separación máxima para el acero por temperatura y contracción queda establecido como  $5h$ ; en el que  $h$  es igual al peralte de la losa.*

*Fuerza Cortante.- El dimensionamiento de losas apoyadas perimetralmente queda regido por flexión. No obstante se realiza el análisis de la seguridad contra la fuerza cortante. La fuerza cortante que actúa en un ancho unitario es:*

$$V_u = (a_1/2 - d) \omega / [1 + (a_1 / a_2)^2]$$

*El numerador del segundo miembro proporciona la fuerza cortante a un peralte del paño del apoyo, sección crítica, sin considerar la acción de la losa en las dos direcciones, y el denominador es una corrección para tomar en cuenta esta acción. Cuando un tablero tiene bordes discontinuos, el valor del  $V_u$  obtenido de la anterior ecuación debe incrementarse en un 15%. La resistencia de la losa a fuerza cortante se supondrá igual a  $0.50 F_R b d (f^*c)^{1/2}$ , es decir, igual a de una viga sin refuerzo en el alma. La resistencia de la sección sin refuerzo excede ampliamente la fuerza cortante, por lo que no es necesario modificar el peralte.*

*La losa se presenta en la fig.15*

$$w_L \text{ ( peso propio )} = 0.15 \times 2.4 = 360 \text{ kg/m}^2$$

$$w_R \text{ ( relleno )} = 630 \text{ kg/m}^2$$

$$q_a \text{ ( reaccion del terreno )} = 3520 \text{ kg/m}^2$$

$$w_T = q_a - w_L - w_R \quad ; \quad w_T = 2530 \text{ kg/m}^2$$

$$f_c = 250 \text{ kg/m}^2 \quad ; \quad f^*c = 200 \text{ kg/m}^2 \quad ; \quad f'c = 170 \text{ kg/m}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/m}^2 \quad ; \quad f_s = 0.60f_y = 2520 \text{ kg/m}^2$$

#### **Calculo del peralte.-**

**El tablero de esquina ( tablero 1 ) es el más desfavorable :**

$$\text{perimetro} = 370 + 362.5 + 1.25 ( 370 + 362.5 ) = 1648.13 \text{ cm}$$

$$\text{Pero : } f_s > 2000 \text{ kg/m}^2 \quad \text{y} \quad w_T > 380 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Factor de corrección del perimetro} = 0.034 ( 2520 \times 2530 )^{1/4} = 1.71$$

$$\text{Perimetro corregido} = 1.71 \times 1648.13 = 2818.30 \text{ cm}$$

$$d_{\min} = 2818 / 300 = 9.40 \approx 10 \text{ cm}$$

#### **Carga.-**

$$w_L = 0.13 \times 2400 = 312 \text{ kg/m}^2$$

$$w_R = 0.37 \times 1800 = 670 \text{ kg/m}^2$$

$$w_T = 3520 - 312 - 670 = 2538 \text{ kg/m}^2$$

$$w_U = 1.4 \times 2538 = 3553 \text{ kg/m}^2$$

**ESTA TESIS NO DEBE  
SALIR DE LA BIBLIOTECA**

**Calculo de momentos en las franjas centrales.-**

$$a_1 = 387.5 - 25 = 362.50 \text{ cm} ; a_2 = 395 - 25 = 370 \text{ cm}$$

$$a_1/a_2 = 362.5/370 = 0.98 \approx 1.00 \text{ ( caso I )}$$

$$10^4 w_u a_1^2 = 10^4 \times 3553 \times 3.62^2 = 4.66 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

<b>TABLERO</b>	<b>MOMENTO</b>	<b>CLARO</b>	<b><math>\alpha_i</math></b>	<b>Mi(kg·m)</b>
<b>De esquina dos lados adyacentes discontinuos</b>	<b>Neg. bordes interiores</b>	<b>corto</b>	<b>324</b>	<b>1509*</b>
		<b>largo</b>	<b>324</b>	<b>1509</b>
	<b>Neg bordes discontinuos</b>	<b>corto</b>	<b>190</b>	<b>885</b>
		<b>largo</b>	<b>190</b>	<b>885</b>
	<b>positivo</b>	<b>corto</b>	<b>137</b>	<b>638</b>
		<b>largo</b>	<b>137</b>	<b>638</b>
<b>De borde lado largo discontinuo</b>	<b>Neg. bordes interiores</b>	<b>corto</b>	<b>297</b>	<b>1383*</b>
		<b>largo</b>	<b>315</b>	<b>1467</b>
	<b>Neg. en borde disct.</b>	<b>largo</b>	<b>190</b>	<b>885</b>
	<b>positivo</b>	<b>corto</b>	<b>129</b>	<b>600</b>
		<b>largo</b>	<b>133</b>	<b>619</b>

**Corrección del momento en el borde común :**

$$\text{Diferencia de momentos} = 1509 - 1383 = 126$$

$$\text{Distribución de las dos terceras partes a cada tablero: } 2/3 \times 126 = 84 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$\text{Momento de diseño} = 1509 - 84/2 = 1467 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$\text{Momento de diseño} = 1383 + 84/2 = 1425 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

**Determinación del refuerzo.-**

$$P_{min} = 0.002$$

$$S_{max} = 50 \text{ cm } \text{ ó } 3.5h = 45.50 \text{ cm } < 50 \text{ cm}$$

$$F_R \text{ } bd^2 f'c = 0.90 \times 100 \times 10^2 \times 170 = 153 \times 10^4 \text{ ( acero pos )}$$

$$F_R \text{ } bd^2 f'c = 0.90 \times 100 \times 8^2 \times 170 = 97.92 \times 10^4 \text{ ( acero neg )}$$

<i>Mi</i>	<i>Q</i>	<i>w<sup>3</sup></i>	<i>p</i>	<i>As</i>	<i>s</i>
(kg·m)			<i>wf'c/fy</i>	cm <sup>2</sup> /m	#4
1467	0.150	0.170	0.007	5.6	22.7
1509	0.154	0.170	0.007	5.6	22.7
885	0.090	0.090	0.004	3.2	39.7
885	0.090	0.090	0.004	3.2	39.7
638	0.042	0.042	0.002	2	63.5
638	0.042	0.042	0.002	2	63.5
1425	0.146	0.160	0.006	4.8	26.5
1467	0.150	0.170	0.007	5.6	22.7
885	0.090	0.090	0.004	3.2	39.7
600	0.040	0.040	0.002	2	63.5
620	0.041	0.041	0.002	2	63.5

<sup>3</sup> Apendice A. Concreto reforzado. González Cuevas.

**Revisión por cortante.-**

$$V_R = 0.50 \times 0.80 \times 100 \times 10 \times (200)^{1/2} = 5656.85 \text{ kg}$$

$$V_U = 1.15 (3.625/2 - 0.10) 3553 / [1 + (3.625/3.70)^6]$$

$$V_U = 3713.26 \text{ kg}$$

$V_R > V_U$  por lo tanto es correcto.

El croquis del armado se presenta en la fig.16 y la fig.17

#### **4.2 Diseño estructural de la contratrabe.**

Para el diseño de la contratrabe se toman en cuenta las cargas que actúan de abajo hacia arriba, es decir, la presión que transmite la estructura al nivel de desplante de la cimentación ( incluye el peso de la cimentación )  $q_a$ ; y las cargas que actúan de arriba hacia abajo, que consisten en el peso propio de la contratrabe, el peso del relleno y el peso de la losa. La suma algebraica de las cargas dan por resultado la carga de diseño en la contratrabe.

Los diagramas de momentos y de fuerzas cortantes se muestran en las figura 19.

Se tiene :

$$f'_c = 250 \text{ kg/m}^2 \quad M_u = 3.98 \times 1.4 = 5.57 \text{ Tm}$$

$$f'_c = 200 \text{ kg/m}^2 \quad V_u = 3.95 \times 1.4 = 5.53 \text{ T}$$

$$f'_c = 170 \text{ kg/m}^2 \quad f_y = 4200 \text{ kg/m}^2$$

$$W_{LOSA} = 0.13 \times 2.4 \times 1 = 0.31 \text{ T/m}$$

$$W_{RELLENO} = 0.35 \times 1.8 \times 1 = 0.63 \text{ T/m}$$

$$W_{CONTRATRABE} = 0.25 \times 0.35 \times 2.4 = 0.21 \text{ T/m}$$

$$q_a = \Sigma Q/A = 340 / 96.8 = 3.52 \text{ t/m}^2$$

**Carga de diseño  $q_d$  :**

$$q_d = q_a - W_{\text{CONTRATRABE}} - W_{\text{LOSA}} - W_{\text{RELLENO}} = 1.96 \text{ t/m}$$

**Determinación del refuerzo :**

$$C = 0.85 f'c ab ; T = As fy$$

$$C = T \text{ (fig.20)}$$

$$a = \frac{As fy}{0.85 f'c b} \text{ (Ec.4.2.A)}$$

$$As = \frac{M_u}{\phi fy ( d - \frac{a}{2} )} \text{ (Ec.4.2.B)}$$

**primer tanteo  $a = 4.17 \text{ cm}$**

**Sustituyendo en la ec.4.2.B :**

$$As = 5.57 \times 10^5 / [ 0.90 \times 4200 ( 30 - 2.09 ) ] = 5.28 \text{ cm}^2$$

**Sustituyendo el valor de  $As$  en la ec.4.2.A**

$$a = 5.28 \times 4200 / ( 0.85 \times 250 \times 25 ) = 4.17 \text{ cm}$$

**por lo tanto  $As = 5.28 \text{ cm}^2$**

**se tienen 5 varillas de 1/2" ;  $As = 6.35 \text{ cm}^2$**

$$p = As/bd = .0084$$

**Para la determinación de los estribos se tiene :**

**como el  $p < 0.01$  entonces se aplica la ecuación de**

$$V_{cr} = Fr b d ( 0.20 + 30p ) \sqrt{f^*c}$$

$$V_{cr} = 0.80 \times 25 \times 30 ( 0.20 + 30 \times 0.0084 ) 14.14$$

$$V_{cr} = 3834 \text{ kg}$$

$$V' = V_u - V_{cr} = 5530 - 3834 = 1695 \text{ kg}$$

**Utilizando estribos del #2;  $a_v = 0.32 \text{ cm}^2$  ;**

$$f_v = 2530 \text{ kg/cm}^2$$

$$S = 2 fr a_v d f_v / V' = 22.85 \text{ cm}$$

$$S_{\text{máx}} = d/2 = 15 \text{ cm}$$

$$\text{Los estribos toman } 1/3(1.69) = 0.57 \text{ T}$$

$$\text{La barra doblada toma } 2/3(1.69) = 1.13 \text{ T}$$

**Longitud de anclaje y desarrollo**

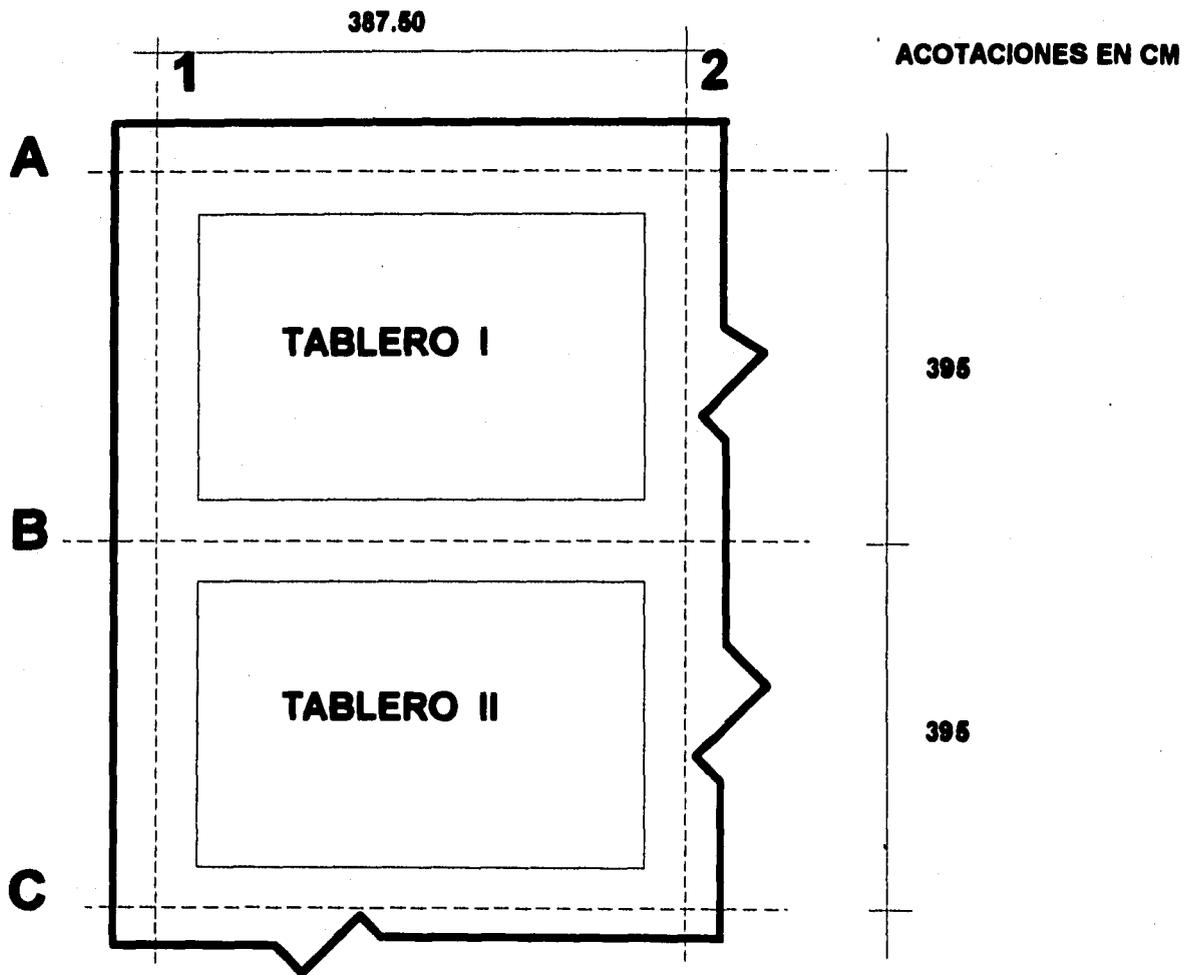
$$12\Phi = 12 \times 1.27 = 15.24 \text{ cm}$$

$$d = 30 \text{ cm}$$

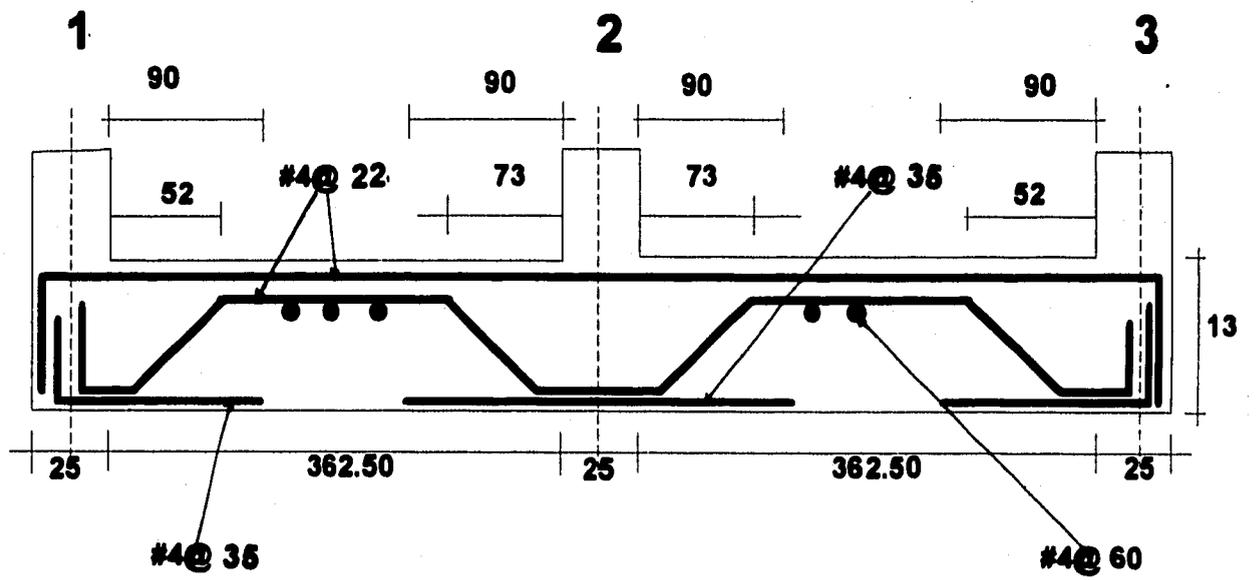
$$0.06 A_v f_y / \sqrt{f^*c} = 20.24 \text{ cm} > 0.006 A_v f_y = 32 \text{ cm}$$

**para el refuerzo superior se multiplica por 1.4**

$$L_d = 32 \times 1.4 \cong 45 \text{ cm}$$



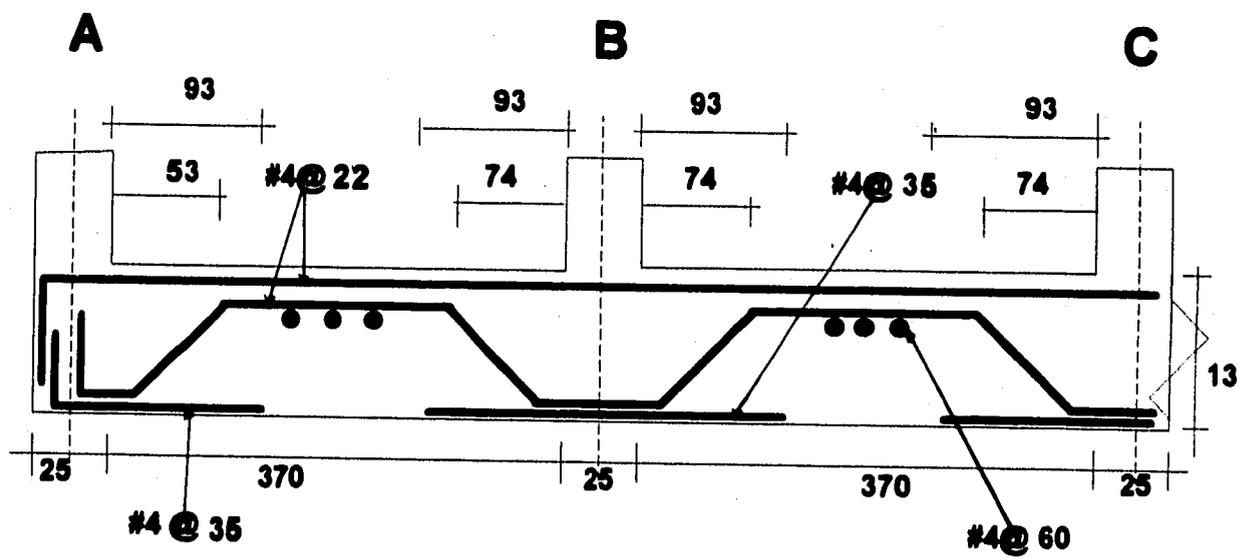
*figura 15*



**CLARO CORTO - FRANJA CENTRAL**

acotaciones en cm

*figura 16*

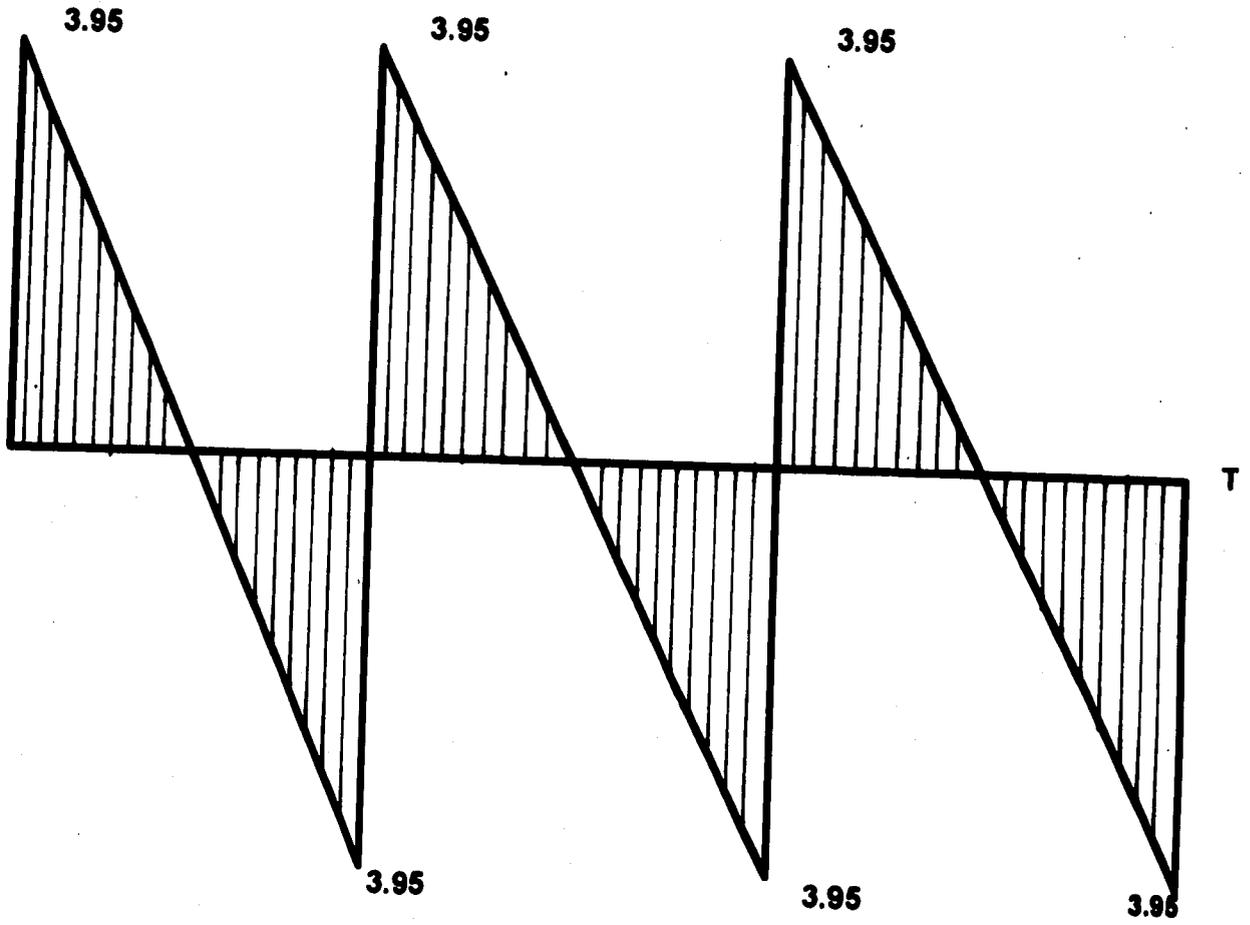


CLARO LARGO- FRANJA CENTRAL

acotaciones en cm

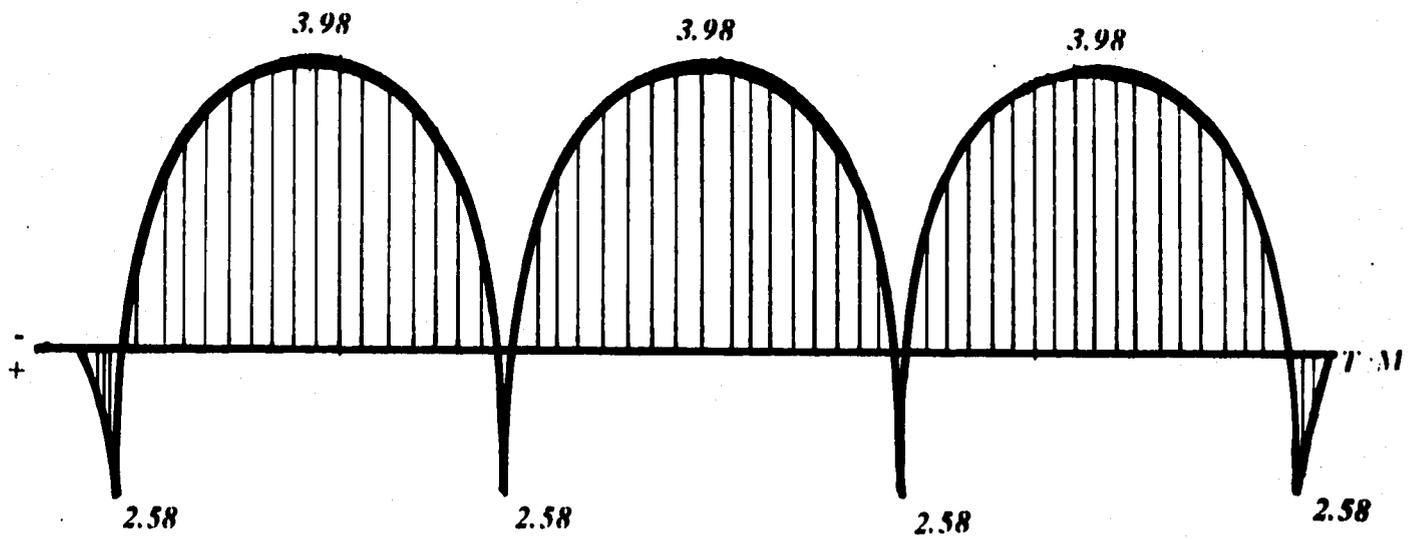
figura 17

**DIAGRAMA DE FUERZA CORTANTE**



*figura 18*

**DIAGRAMA DE MOMENTO FLEXIONANTE**



*figura 19*

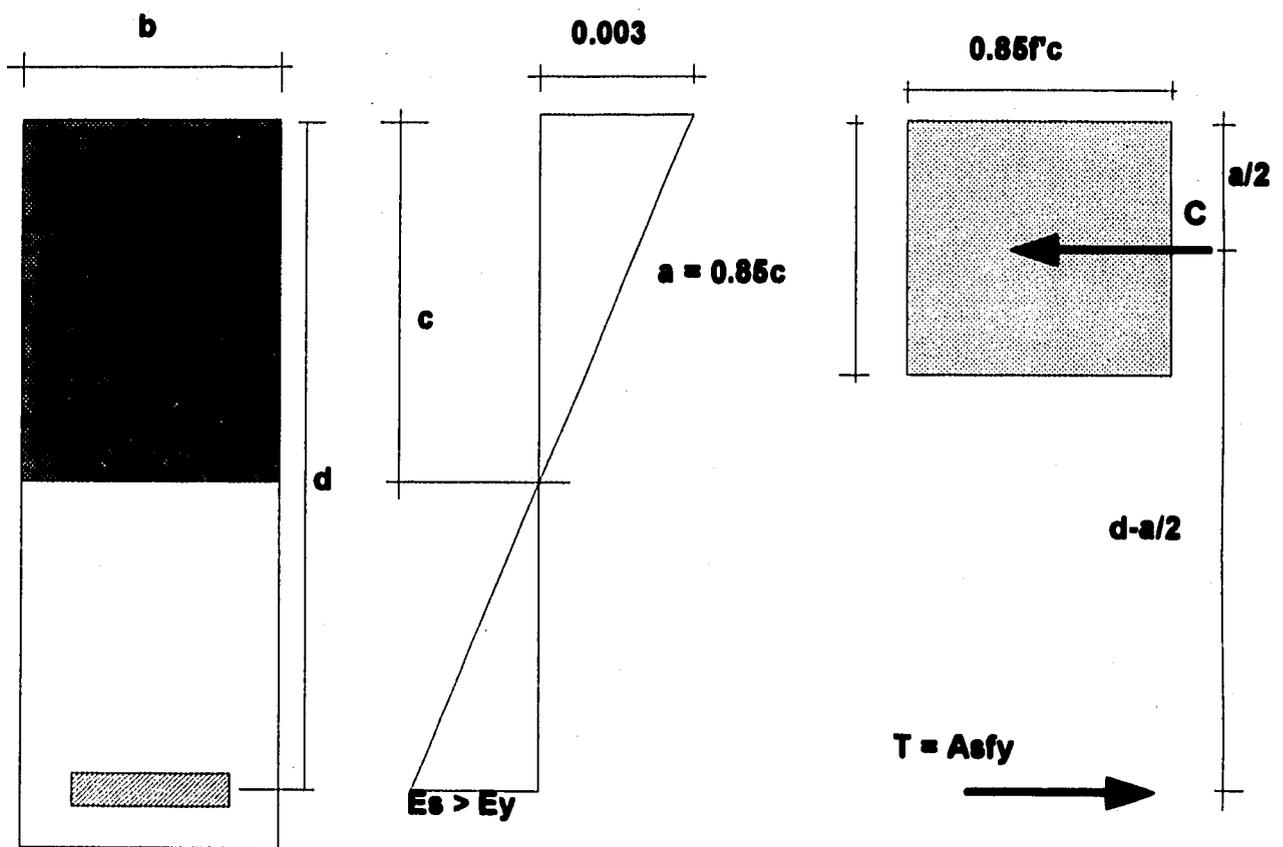
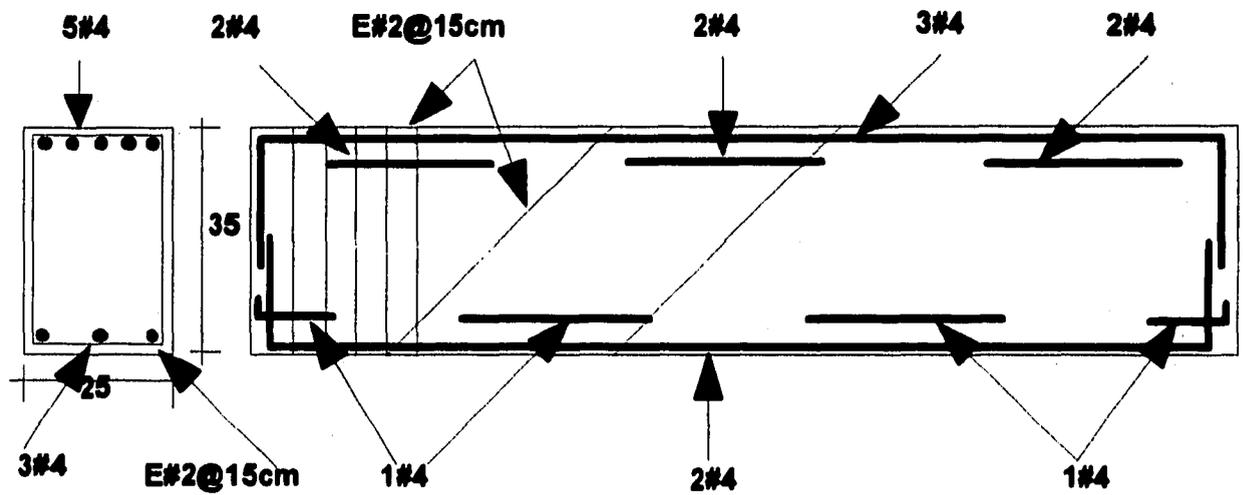


figura 20

**ARMADO DE LA CONTRATRABE**



acotaciones en cm

la barra doblada se coloca a 45 grados

*figura 21*

# **CAPITULO V**

## **CONCLUSIONES**

### **5.1 CONCLUSION DEL ANALISIS DEL SUELO**

*De las gráficas obtenidas en el capítulo II, basadas en las pruebas para determinar sus propiedades índices y las propiedades mecánicas, además de la investigación del subsuelo llevado a cabo en forma directa se llega a la conclusión que se trata de un suelo del tipo cohesivo. En la clasificación visual y al tacto correspondiente para nuestro suelo, se presentaron las siguientes características propias de un suelo cohesivo : La dilatancia se presenta de forma lenta, lo cual nos da una idea de la uniformidad del suelo; la Tenacidad tuvo una reacción débil cercano al límite plástico y la pérdida rápida de la coherencia de la muestra al rebasar este límite indica la presencia de arcilla inorgánica; la resistencia en estado seco va directamente proporcional con su plasticidad, es decir, la clasificación llevada a cabo es de media a alta plasticidad. El color es claro y es imperceptible el olor. Por lo tanto atendiendo a estas características se llega a una arcilla inorgánica de media a alta plasticidad.*

### **5.2 CONCLUSION DE LOS ESTADOS LIMITES DE FALLA Y SERVICIO.**

*Las propiedades mecánicas obtenidas en el capítulo II y el análisis realizado en el capítulo III, determinaron la utilización de una cimentación somera para un suelo del tipo cohesivo. Tanto los estados límite de falla como los estados límite de servicio cumplen sobradamente con las especificaciones que marca las normas técnicas. Por lo que la cimentación es adecuada.*

### **5.3 CONCLUSION DEL DISEÑO ESTRUCTURAL**

*Ya que el suelo es cohesivo y la capacidad del suelo es baja, se decidió por una losa apoyada perimetralmente con contr trabes a fin de rigidizar.*

*El análisis estructural de la losa se realizó por las normas técnicas para diseño y construcción de estructuras de concreto. Llegando a que se sobreestimó el espesor de la losa para los cálculos de los estados límites de falla y de servicio; ya que se empleó un espesor mayor que el estimado en el análisis de la cimentación. El peso que es eliminado a la losa al disminuir su espesor, es tomado casi en su totalidad por el peso del relleno que incrementa su espesor.*

### **5.4 CONCLUSION GENERAL.**

*El presente trabajo tuvo la finalidad de mostrar todos los aspectos que llegan a influir en la determinación, el proceso y el diseño de una cimentación.*

*En el estudio de la cimentación no se llega a profundizar en algunos aspectos, ya que se concibió el desarrollo del trabajo como un primer acercamiento al estudio de una losa de cimentación con un aspecto más académico que del tipo técnico. Ya que con los conocimientos adquiridos durante la etapa universitaria, puede uno llegar a realizar este tipo de proyectos, partiendo de las bases desde los primeros estudios que se deben llevar a cabo ( mecánica de suelos ) hasta los últimos en los que se toman en cuenta la construcción y el diseño estructural.*

## BIBLIOGRAFIA

1. **Oscar M. González, Francisco Robles F. " Aspectos Fundamentales del Concreto Reforzado "**. Segunda Edición México, Editorial Limusa 1985.
2. **Roberto Meli Piralla " Diseño Estructural "**. Segunda Edición México, Editorial Limusa 1989.
3. **" Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto"**. Departamento del Distrito Federal 1989.
4. **" Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Cimentaciones"**. Departamento del Distrito Federal 1987.
5. **Juárez Badillo y Rico Rodríguez " Mecánica de Suelos "**. Octava Edición, vol.1, Editorial Limusa 1991.
6. **Juárez Badillo y Rico Rodríguez " Mecánica de Suelos "**. Octava Edición, vol.2, Editorial Limusa 1991.
7. **Ing. Santoyo " Manual de exploración Geotécnica "**. 1988.
8. **William Lambe, V. Whitman " Mecánica de suelos "**. Segunda Edición, Editorial Limusa 1973.
9. **Donald W. Taylor " Fundamentos de la Mecánica de suelos "**. Séptima Edición, Editorial Continental 1968.
10. **Karl Terzaghi " Mecánica de suelos "**. Segunda Edición, Editorial El Ateneo