



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA  
DE MÉXICO.

---

---

FACULTAD DE INGENIERÍA.

CIMENTACIONES SOBRE SUELO REFORZADO.

TESIS PROFESIONAL  
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:  
INGENIERO CIVIL  
P R E S E N T A :  
JOSÉ CARLOS RAMÍREZ RENDÓN.



DIRECTOR DE TESIS : DR. RAFAEL MORALES Y MONROY.

CIUDAD UNIVERSITARIA

MEXICO, D. F. 2005.

m. 343284



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  
AVENIDA DE  
MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA  
DIRECCION  
FING/DCTG/SEAC/UTIT/105/03

Señor  
JOSE CARLOS RAMIREZ RENDON  
Presente

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor DR. RAFAEL MORALES Y MONROY, que aprobó esta Dirección, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de INGENIERO CIVIL.

**"CIMENTACIONES SOBRE SUELO REFORZADO"**

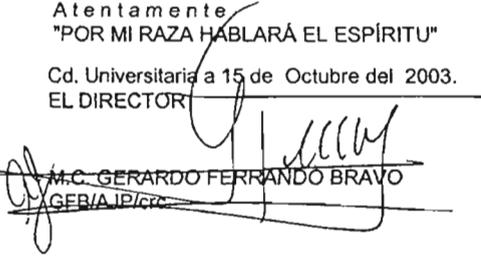
- INTRODUCCION
- I. GENERALIDADES SOBRE LAS CIMENTACIONES
- II. CIMENTACIONES SUPERFICIALES
- III. MECANICA DE MATERIALES
- IV. GEOSINTETICOS
- V. SUELO-CEMENTO
- VI. SOLUCION TRADICIONAL: SUSTITUCION DE MATERIALES
- VII. ANALISIS Y DISEÑO
- VIII. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

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

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

Atentamente  
"POR MI RAZA HABLARÁ EL ESPÍRITU"

Cd. Universitaria a 15 de Octubre del 2003.  
EL DIRECTOR

  
M.C. GERARDO FERRANDO BRAVO  
GERA/PI/CD

Autorizo a la Dirección General de Bibliotecas de la UNAM a difundir en formato electrónico e impreso el contenido de mi trabajo recepcional.  
NOMBRE: RAMIREZ RENDON  
JOSE CARLOS  
FECHA: 20 ABRIL 2005  
FIRMA: 

**A mi hermano Francisco Javier  
y a mi amigo el Arq. Miguel Angel.**

**¿Para que tenemos una mente, si no es para conseguir nuestros objetivos?**

**Fiodor Mijaillovich Dostoievski.**

# Cimentaciones sobre suelo reforzado.

## Índice.

	Pág.
INTRODUCCIÓN	7
<b>Capítulo I.</b>	
<b>Generalidades sobre las cimentaciones.</b>	8
<b>Capítulo II.</b>	
<b>Cimentaciones superficiales.</b>	12
II.1. Teorías de capacidad de carga. (Teoría de Terzaghi).	14
II.1.1. Conceptos generales.	14
II.1.2. Teoría de Terzaghi (capacidad de carga última).	16
II.2. Losas De Cimentación.	19
II.2.1. Tipos comunes de cimentaciones con losas.	19
II.2.2. Capacidad de carga de cimentaciones con losas.	20
II.3. Zapatas corridas.	22
II.3.1. Generalidades sobre zapatas corridas.	22
II.4. Zapatas aisladas.	24
II.4.1. Cimentaciones sometidas exclusivamente a carga axial.	24
II.4.2. Cimentaciones cargadas excéntricamente.	25
II.5. Cálculo de asentamientos y consolidaciones de cimentaciones superficiales.	26
II.5.1. Tipos de asentamientos de cimentaciones.	26
II.5.2. Consolidación.	27
II.5.2.1. Cálculo del asentamiento por consolidación primaria bajo una cimentación.	27
II.5.3. Asentamientos inmediatos.	30
<b>Capítulo III.</b>	
<b>Mecánica de materiales.</b>	32
III.1. Principio de flexión.	34
III.1.1. Introducción.	34
III.1.2. Algunas limitaciones importantes de la teoría.	34
III.1.3. Hipótesis básicas.	34
III.2. Formula de la flexión (o de la escuadría).	37
III.3. Teoría de la membrana.	40
III.3.1. Tuberías y depósitos de presión.	40
<b>Capítulo IV.</b>	
<b>Geosintéticos.</b>	43
IV.1. Geotextiles.	45
IV.1.1. Generalidades.	45
IV.1.2. Métodos de diseño.	46
IV.1.2.1. Diseño por función.	46
IV.1.3. Resistencia a tensión. (Métodos de prueba).	47
IV.1.4. Deformación plástica a largo plazo.	48

## Índice.

	Pág.
IV.1.5. Daños de instalación.	48
IV.1.6. Geotextiles consideraciones de propiedades permisibles contra últimas.	48
IV.1.7. Geotextiles: funciones y mecanismos.	49
IV.1.7.1. Separación.	49
IV.1.7.2. Refuerzo.	49
IV.1.7.2.1. Refuerzo de tipo membrana.	52
IV.1.8. Diseño Por Estabilización. (Refuerzo de suelos).	54
IV.1.8.1. Geotextiles estabilizando suelos de cimentación.	54
IV.1.8.1.1. Antecedentes	54
IV.1.8.1.2. Detalles de construcción	54
IV.1.8.1.3. Métodos de diseño.	56
IV.1.8.2. Geotextiles para mejora de capacidad de carga.	56
IV.2. Georedes.	60
IV.2.1. Generalidades	60
IV.2.2. Propiedades de las georedes.	62
IV.2.2.1. Propiedades físicas.	62
IV.2.2.2. Propiedades de resistencia.	62
IV.2.2.2.1. Resistencia a la tensión en prueba ancha.	62
IV.2.3. Propiedades de duración.	62
IV.2.3.1. Daños de instalación.	62
IV.2.3.2. Deformación plástica a largo plazo.	62
IV.2.4. Consideraciones de fuerza permisible.	63
IV.2.5. Diseño de georedes de refuerzo.	64
IV.2.5.1. Caminos pavimentados.	64
IV.2.5.2. Caminos no pavimentados.	64
IV.2.6. Capacidad de carga.	67
IV.2.7. Métodos constructivos.	72
<b>Capítulo V.</b>	
<b>Suelo – cemento.</b>	74
V.1. Introducción.	76
V.2. Definiciones y clasificaciones.	77
V.2.1. Definiciones.	77
V.3. Clasificaciones.	77
V.4. Ventajas y desventajas.	78
V.4.1. Principales ventajas.	78
V.4.2. Principales desventajas.	78
V.5. Mezcla.	78
V.5.1. Características generales.	78
V.5.2. Relación agua-cemento.	79
V.5.3. Curado de la mezcla.	79
V.6. Propiedades.	80
V.6.1. Relación esfuerzo - deformación.	80
V.6.2. Resistencia a la compresión simple.	80
V.6.3. Resistencia a la flexión.	81

## Índice.

	Pág.
V.6.4. Módulo de elasticidad.	81
V.6.5. Módulo de Poisson.	82
V.6.6. Valor relativo de soporte.	82
V.7. Métodos de diseño de las mezclas.	82
V.7.1. Método detallado propuesto por la asociación de cemento Pórtland.	82
V.8. Equivalencia de espesores.	83
V.8.1. Mezclado en el lugar.	83
V.8.2. Liga entre las capas.	84
<b>Capítulo VI.</b>	
<b>Solución tradicional: sustitución de materiales.</b>	85
VI.1. Generalidades.	87
VI.1.1. Mejoramiento del terreno de cimentación.	89
VI.2. Sustitución de materiales.	89
VI.2.1. Terreno de cimentación constituido por arcillas muy blandas y turbas.	90
VI.3. Métodos constructivos.	92
VI.3.1. Excavación.	92
VI.3.1.1. Excavación completa.	92
VI.3.1.2. Excavación parcial.	92
VI.3.2. Desplazamiento.	92
VI.3.2.1. Desplazamiento por el peso del material con o sin sobrecargas.	92
VI.4. Asentamiento en el terreno de cimentación.	93
VI.4.1. Esfuerzo vertical por un área rectangularmente cargada.	94
VI.4.2. Esfuerzo vertical causado por una carga de franja (ancho finito y longitud infinita).	98
VI.5. Cálculo del espesor de suelo a sustituir.	101
VI.5.1. Método de la espiral logarítmica.	101
<b>Capítulo VII.</b>	
<b>Análisis y diseño.</b>	104
VII.1. Definición.	106
VII.2. Ayudas de diseño (geotextiles).	108
VII.2.1. Análisis y diseño de una zapata cuadrada.	109
VII.2.2. Análisis de una zapata corrida ó de muro.	117
VII.2.3. Análisis y diseño de una losa de cimentación.	124
VII.3. Diseño de cimentaciones utilizando georedes como refuerzo. Ayudas de diseño (georedes).	132
VII.3.1. Análisis y diseño de una zapata aislada cuadrada.	133
VII.3.2. Análisis y diseño de una zapata corrida.	138
VII.3.3. Análisis y diseño de una losa de cimentación desplantada sobre suelo reforzado, con una geored + suelo sustituido.	145
VII.4. Cálculo de asentamientos y consolidaciones.	153
VII.5. Detalles de colocación de los geosintéticos empleados para el refuerzo.	161

<b>Índice.</b>	Pág.
<b>Capítulo VIII.</b>	
<b>Conclusiones y recomendaciones.</b>	163
<b>Bibliografía.</b>	167

## INTRODUCCIÓN

En la actividad profesional se presentan casos en que el ingeniero diseñador de cimentaciones tiene que decidir si se trabaja con el suelo natural tal y como se encuentra en la naturaleza en la ubicación de la estructura que se va cimentar ó si le proporciona algún tipo de tratamiento ó en algunos casos lo remueve y lo sustituye por otro de mejores características. Las variantes que se pueden presentar entre tales decisiones tienen importancia tanto en lo económico como en la solución técnica que haya de dársele a la cimentación, los asuntos técnicos no presentan problemas para la ingeniería mexicana, mientras que los relacionados con la economía tienen que acoplarse a las necesidades de cada proyecto en particular y en especial si se trata de recursos que pudieran aprovecharse de otra manera y no perderlos de algún modo en soluciones de altos costos.

En el presente trabajo trataremos el caso de mejorar las propiedades del suelo a través de un refuerzo a base de geosintéticos un concepto ligeramente nuevo en la sociedad mexicana pero que se ha desarrollado ampliamente en el mundo entero con probados éxitos en diversos campos de la ingeniería civil moderna, no se trata de un refuerzo aislado si no que se trata de una mejora por sinergia de todo un sistema formado por el suelo-refuerzo, es decir haremos ó intentaremos que el sistema trabaje de forma óptima bajo la premisa de la ingeniería de sistemas que dice que “el óptimo de conjunto no es el óptimo de las partes”, es decir formularemos un complemento de las propiedades individuales de varios materiales distintos incluso algunos de ellos no trabajando al máximo de su capacidad pero en su conjunto comportándose de forma adecuada.

En el aspecto social el presente documento, intentará realizar una aportación benéfica a la sociedad y con ese pensamiento desarrollamos alguna aplicación que será de utilidad para las futuras construcciones a fin de evitar el daño del patrimonio de todos y cada uno de los mexicanos que deciden construirse o comprarse una vivienda, en este caso particular se propone reducir o incluso eliminar los indeseables asentamientos diferenciales que provocan tantos estragos en algunas zonas de la ciudad, que paradójicamente son las menos adecuadas para realizar desarrollos habitacionales, como lo es la ex zona de lago, la idea general se enfocará a estos tipos de zona y vivienda. Es decir se analizarán algunos tipos de estas viviendas y sus sistemas convencionales de cimentación, para dar posteriormente alternativas de solución que sean más eficaces que las empleadas incluso a sabiendas que no son las mejores.

No se incluyen análisis económicos pero se da por hecho que cada solución implica un costo tanto social como económico, por la dificultad de medir costos sociales se deja de lado una comparativa que los incluya, las comparativas económicas también se presentan difíciles por tratarse de obras que ya se construyeron o que se están desarrollándose en este momento y que no contemplan este tipo de medidas por lo que el costo de reforzar este tipo de estructuras una vez construidas se eleva tanto que no nos permite hacer una comparación real si se hubieran considerado desde la planeación de la obra, las ventajas de utilizar el concepto desarrollado en este trabajo desde el punto de vista de la ingeniería se dejarán ver en los próximos trabajos de los recién inaugurados ingenieros geosintéticos que como es normal impulsarán el uso de este tipo de tecnologías en diversos campos, innovando nuevas aplicaciones casi a diario, el panorama es alentador, pero se requieren de nuevas generaciones interesadas en el caso de la ingeniería civil, en algunas otras disciplinas el uso de nuevas variantes en las soluciones convencionales nos da un panorama del mundo cambiante en el que nos encontramos inmersos.

José Carlos Ramírez Rendón

# **I. GENERALIDADES.**

La intención es abrir discursos más que ofrecer unos resultados cerrados; se trata de una visita al pasado reciente, intentando pensar el siglo XX como condición imprescindible para poder entenderlo y superarlo. Por lo tanto, este trabajo constituye un resultado no definitivo que pretende aportar indicaciones y que se ha confeccionado como un work in progress tal como lo definió James Joyce, una obra abierta que se va haciendo, que cada lector puede continuar a su manera a medida que va leyendo; un libro que en el futuro puede ser ampliado y reinterpretado. En definitiva el texto no constituye un final, si no un inicio que queda en las manos del lector para que lo interprete, lo critique, lo continúe y lo amplíe.

**Josep María Montaner.**

## Capítulo I. Generalidades sobre las cimentaciones.

La parte inferior de una estructura se denomina generalmente cimentación y su función es transferir la carga de la estructura al suelo en que ésta descansa. Una cimentación adecuadamente diseñada es la que transfiere la carga a través del suelo sin sobreesforzar a éste. Sobreesforzar al suelo conduce a un asentamiento excesivo o bien a una falla cortante del suelo, provocando daños a la estructura. Por esto, los ingenieros geotecnistas y estructuristas que diseñan cimentaciones deben evaluar la capacidad de carga de los suelos.

Dependiendo de la estructura y suelo encontrados se usan varios tipos de cimentaciones. La figura I.1 muestra los tipos más comunes. Una zapata aislada o corrida es simplemente una ampliación de un muro de carga o columna que hace posible dispersar la carga de la estructura sobre un área grande del suelo. En suelos con baja capacidad de carga, el tamaño de las zapatas requeridas es grande y poco práctico. En tal caso, es más económico construir toda la estructura sobre una losa de concreto, denominada losa de cimentación.

Las cimentaciones con pilotes y pilas perforadas se usan para estructuras más pesadas cuando se requiere gran profundidad para soportar la carga. Los pilotes son miembros estructurales hechos de madera, concretos o acero. Que transmiten la carga de la superestructura a los estratos inferiores del suelo. Según como transmiten sus cargas al subsuelo, los pilotes se dividen en dos categorías: pilotes de fricción y pilotes de punta. En el caso de los pilotes de fricción, la carga de la superestructura es soportada por los esfuerzos cortantes generados a lo largo de la superficie lateral del pilote. En los pilotes de punta, la carga soportada es transmitida por su punta a un estrato firme.

En el caso de pilas perforadas, se taladra un agujero en el subsuelo y luego se rellena con concreto, debiéndose usar un ademe de metal mientras se taladra el agujero. El ademe se deja ahogado en el agujero o se retira durante la colocación del concreto. Generalmente, el diámetro de una pila perforada es mucho mayor que el de un pilote. La distinción entre pilotes y pilas perforadas deja de ser clara para un diámetro de aproximadamente 1 m, y luego las definiciones y la nomenclatura son inexactas.

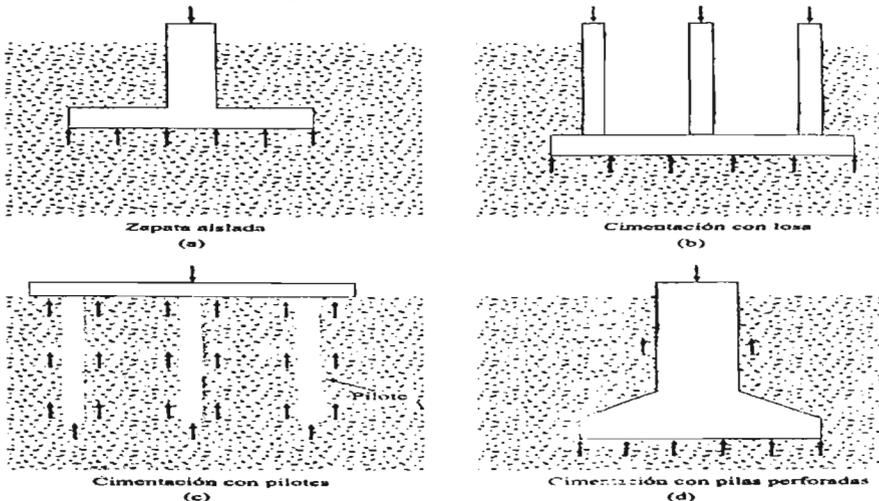


FIGURA I.1 Tipos comunes de cimentaciones.

Las zapatas corridas y las losas de cimentación se denominan cimentaciones superficiales y las cimentaciones con pilotes y pilas perforadas se clasifican como profundas. En un sentido más general, las cimentaciones superficiales son aquellas que tienen una razón de profundidad de empotramiento a ancho de aproximadamente menor que cuatro metros. Cuando la razón de profundidad de empotramiento contra ancho es mayor, la cimentación se clasifica como profunda.

Como se mencionó antes, para que una cimentación funcione apropiadamente, 1) el asentamiento del suelo causado por la carga debe estar dentro del límite tolerable, y 2) no debe ocurrir la falla por cortante del suelo que soporta la cimentación. En ocasiones anteriores estudiamos la compresibilidad del suelo, la consolidación y la teoría elástica.

**1. Zapatas de muros.** Estas zapatas consisten en una franja continua de losa a lo largo del muro y de un ancho mayor que el espesor del mismo. La proyección de la losa de cimentación se trata como un voladizo cargado con la presión distribuida del suelo. La longitud de la proyección, se determina como la capacidad de resistencia del suelo; la sección crítica por flexión se encuentra en el paño del muro. El refuerzo principal se distribuye perpendicularmente a la dirección del muro.

**2. Zapatas aisladas e independientes, para columnas.** Consisten de losas rectangulares o cuadradas, que pueden tener un espesor constante o que se reduce en la punta del voladizo. Se refuerzan en las dos direcciones y son económicas para cargas relativamente pequeñas o para cimentaciones sobre roca.

**3. Zapatas combinadas.** Estas zapatas soportan las descargas de dos o más columnas. Son necesarias cuando se debe colocar una columna en la colindancia de un edificio y la losa de la zapata no se puede proyectar fuera de la colindancia. En este caso, una zapata independiente tendría carga excéntrica dando lugar a una tensión aparente en el suelo de desplante. Con el objeto de lograr una distribución relativamente uniforme de esfuerzos, la zapata de la columna exterior se puede combinar con la de la columna interior más cercana. Por otra parte, las zapatas combinadas también se utilizan cuando las distancias entre columnas sucesivas son relativamente cortas, como en el caso de un corredor de columnas, pues es más barato construir zapatas combinadas para las columnas.

**4. Zapatas en voladizo o ligadas.** Estas son similares a las zapatas combinadas, excepto que la zapata de la columna exterior y la de la columna interior, se construyen independientemente. Están unidas con una viga de liga para transmitir el efecto del momento flexionante, el cual se produce en la columna exterior debido a la excentricidad de la carga, a la cimentación de la columna interior.

**5. Cimentaciones en pilotes.** Este tipo de cimentaciones son esenciales cuando el suelo de desplante consiste de estratos poco resistentes muy profundos. Los pilotes se pueden hincar hasta llegar a roca sólida o un estrato duro, o a la profundidad necesaria dentro del suelo, para que la pila desarrolle su capacidad permisible por medio de la resistencia de fricción o una combinación de ambos.

**6. Cimentaciones flotantes o losas de cimentación.** Estos sistemas de cimentación son necesarios cuando la capacidad de resistencia permisible del suelo es muy baja hasta profundidades grandes, lo cual hace que las cimentaciones con pilotes no sean económicas. En este caso es necesario hacer una excavación lo suficientemente profunda, para que la cantidad de suelo que se remueve sea casi equivalente a la carga de la superestructura. Puesto que es necesario extender la subestructura de la cimentación a toda el área del edificio, se considera que la superestructura flota teóricamente en una balsa. Estas estructuras, que básicamente son sistemas de pisos invertidos, se requieren en suelos que se están consolidando en forma continua.

## **II. CIMENTACIONES SUPERFICIALES.**

**Del suelo sabemos que se levantan las cosechas y los árboles, se levantan los animales que corren por los campos o vuelan sobre ellos, se levantan los hombres y sus esperanzas. También del suelo puede levantarse un libro, como una espiga de trigo o una flor brava. O un ave. O una bandera. En fin, ya estoy otra vez soñando. Como los hombres a los que me dirijo.**

**José Saramago.**

## Capítulo II. Cimentaciones superficiales.

### II.1. Teorías de capacidad de carga. (Teoría de Terzaghi).

#### II.1.1. Conceptos generales.

Consideremos una franja de cimentación (es decir una cuya longitud es teóricamente infinita) descansando sobre la superficie de una arena densa o de un suelo cohesivo firme, como muestra la figura II.1a, con un ancho B. Ahora, si la carga es aplicada gradualmente a la cimentación, el asentamiento aumentará. La variación de la carga por área unitaria sobre la cimentación  $q$ , junto con el asentamiento de la cimentación también se muestra en la figura II.1a. En un cierto punto, cuando la carga por área unitaria es igual a  $q$  tiene lugar una falla repentina en el suelo que soporta la cimentación y la superficie de falla en el suelo se extenderá hasta la superficie del terreno. A esta carga por área unitaria  $q_u$ , se le denomina capacidad última de carga de la cimentación. A este tipo de falla repentina en el suelo se le llama falla por cortante general.

Si la cimentación bajo consideración descansa sobre arena o suelo arcilloso de compactación media (figura II.1b). Un incremento de la carga sobre la cimentación también estará acompañado por un aumento del asentamiento. Sin embargo, en este caso la superficie de falla en el suelo se extenderá gradualmente hacia afuera desde la cimentación, como se muestra por las líneas continuas en la figura II.1b. Cuando la carga por área unitaria sobre la cimentación es igual a  $q_{u(1)}$ , el movimiento de la cimentación estará acompañado por sacudidas repentinas. Se requiere entonces un movimiento considerable de la cimentación para que la superficie de falla en el suelo se extienda a la superficie del terreno como se muestra por las líneas de rayas en la figura II.1b). La carga por área unitaria a la que esto ocurre es la capacidad de carga última  $q_u$ . Más allá de este punto, un aumento de la carga estará acompañado por un gran incremento de asentamiento de la cimentación. La carga por área unitaria de la cimentación,  $q_{u(1)}$ , se llama carga primera de falla. Note que un valor pico de  $q$  no se alcanza en este tipo de falla, denominado falla por cortante local en el suelo.

Si la cimentación está soportada por un suelo bastante suelto, la gráfica carga-asentamiento será como la de la figura II.1c. En este caso. La superficie de falla en el suelo no se extenderá hasta la superficie del terreno. Más allá de la carga última de falla,  $q_u$ , la gráfica carga-asentamiento será muy empinada prácticamente lineal. Este tipo de falla en el suelo se denomina fallo de cortante por punzonamiento.

Con base en resultados experimentales, propuso una relación para el modo de falla por capacidad de carga de cimentaciones descansando en arenas. La figura II.2 muestra esta relación, que contiene la siguiente notación:

$C_r$  = capacidad relativa de la arena

$D_f$  = profundidad de la cimentación medida desde la superficie del terreno

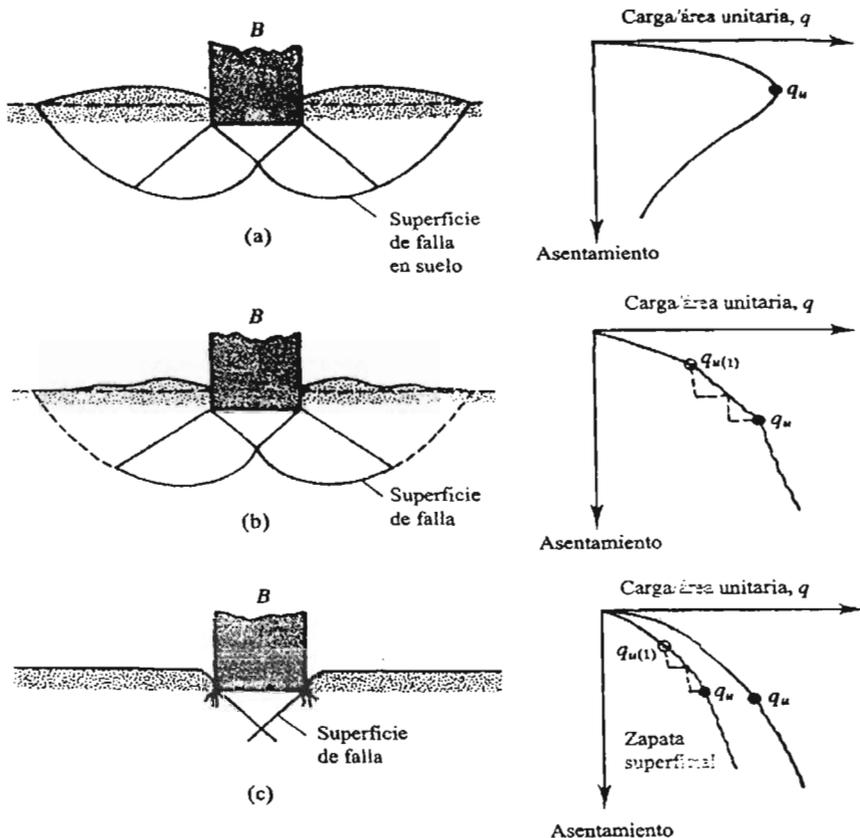


FIGURA II.1. (a) Naturaleza de las fallas por capacidad de carga en suelos: falla de cortante general; (b) falla de cortante local; (c) falla de cortante por punzonamiento

$$B^* = 2BL / B + L$$

Donde

$B$  = ancho de la cimentación

$L$  = longitud de la cimentación

(Nota:  $L$  es siempre mayor que  $B$ .)

Para cimentaciones cuadradas,  $B = L$ ; para cimentaciones circulares,  $B = L = \text{diámetro}$  entonces

$$B^* = B$$

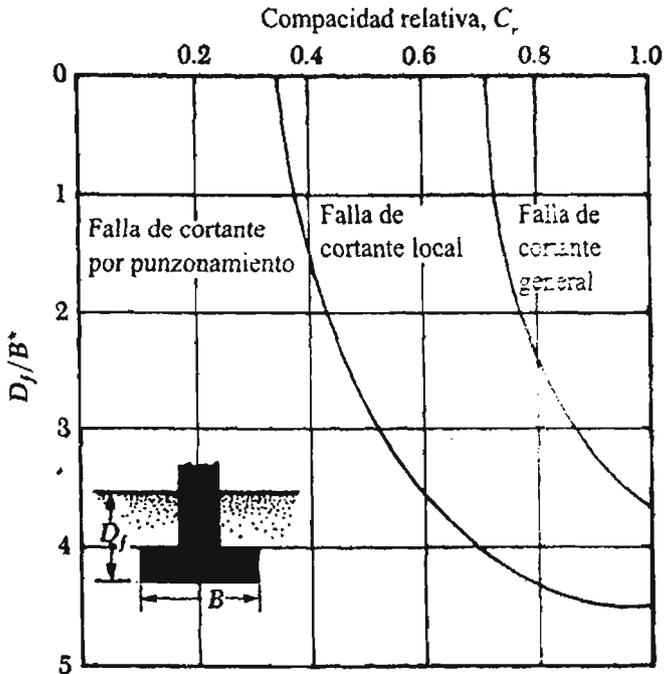


FIGURA II.2 Modos de falla en cimentaciones sobre arena.

Para cimentaciones superficiales (es decir, para  $D_f/B^*$ ), la carga última ocurre con un asentamiento de la cimentación de 4 a 10% de  $B$ . Esta condición ocurre con una falla cortante general en el suelo; sin embargo, con una falla local o por punzonamiento, la carga última llega a ocurrir con asentamientos de 15 a 25% del ancho de la cimentación.

### II.1.2. Teoría de Terzaghi (capacidad de carga última).

Terzaghi fue el primero en presentar una teoría para evaluar la capacidad última de carga de cimentaciones superficiales. La cual dice que una cimentación es superficial si la profundidad  $D_f$  (figura II.3) de la cimentación es menor que o igual al ancho de la misma. Sin embargo, investigadores posteriores han sugerido que cimentaciones con 3 o 4 veces el ancho de la cimentación se definen como cimentaciones superficiales. Terzaghi sugirió que para una cimentación continua o de franja (es decir, la razón de ancho a largo de la cimentación tiende a 0). La superficie de falla en un suelo bajo carga última se supone similar a la mostrada en la Fig. II.3. (Note que este es el caso de la falla por cortante general como se definió en la figura II.1a.) El efecto del suelo arriba del fondo de la cimentación se supone reemplazado por el efecto de una sobrecarga equivalente  $q = \gamma D_f$  (donde  $\gamma$  = peso específico del suelo). La zona de falla bajo la cimentación se separa en tres partes (véase la figura II. 3):

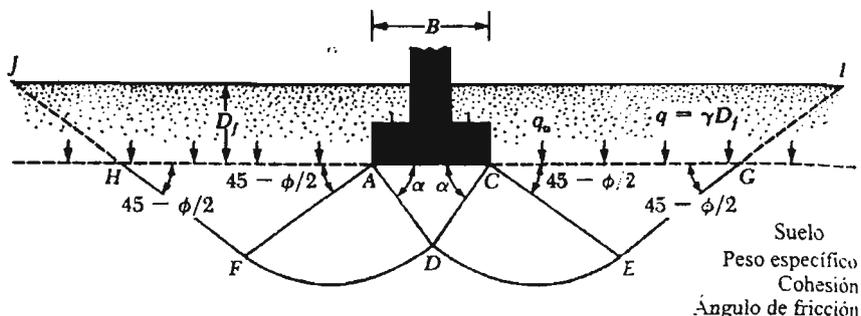


Figura II. 3. Falla por capacidad de carga en un suelo bajo una cimentación rígida.

1. La zona triangular ACD inmediatamente debajo de la cimentación
2. Las zonas de cortante radial ADF y CDE, en las curvas DE y DF son de una espiral logarítmica
3. Dos zonas pasivas de Rankine triangulares AFH CEG.

Los ángulos CAD y ACD se suponen iguales al ángulo de fricción interna del suelo (es decir,  $\alpha = \Phi$ ). Note que al reemplazar el suelo arriba del fondo de la cimentación por una sobrecarga equivalente  $q$ , la resistencia cortante del suelo lo largo de las superficies de falla GI y HJ fue despreciada.

Usando el análisis del equilibrio, Terzaghi expresó la capacidad última de carga de la forma.

$$q_u = cN_c + qN_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \quad (\text{cimentación en franja}) \quad (\text{II.1})$$

Donde

$c$  = cohesión del suelo

$\gamma$  = peso específico del suelo

$q = \gamma D_f$

$N_c, N_q, N_\gamma$  = factores de capacidad de carga adimensionales que son únicamente funciones del ángulo de fricción del suelo,  $\Phi$ .

Con base en estudios de laboratorio y campo de la capacidad de carga, la naturaleza básica de la superficie de falla en suelos sugerida por Terzaghi parece ahora correcta. Sin embargo, el ángulo  $\alpha$  mostrado en la figura II.3 es más cercano a  $45 + \Phi/2$  que a  $\Phi$ , como fue originalmente supuesto por Terzaghi. Con  $\alpha = 45 + \Phi/2$  las relaciones para  $N_c$  y  $N_q$  se expresan como

$$N_q = \tan^2 (45 + \Phi/2) e^{\pi \tan \Phi} \quad (\text{II.2})$$

$$N_c = (N_q + 1) \cot \Phi \quad (\text{II.3})$$

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \Phi \quad (\text{II.4})$$

La tabla II.1 muestra la variación de los factores de capacidad de carga precedentes con los ángulos de fricción del suelo.

Tabla II.1 Factores de capacidad de carga.

Φ	N	N <sub>q</sub>	N <sub>c</sub>	N <sub>q</sub> /N <sub>c</sub>	tan Ø	Φ	N	N <sub>q</sub>	N <sub>c</sub>	N <sub>q</sub> /N <sub>c</sub>	tan Ø
0	5.14	1.00	0.00	0.20	0.00	26	22.25	11.85	12.54	0.53	0.49
1	5.38	1.09	0.07	0.20	0.02	27	23.94	13.20	14.47	0.55	0.51
2	5.63	1.20	0.15	0.21	0.03	28	25.80	14.72	16.72	0.57	0.53
3	5.90	1.31	0.24	0.22	0.05	29	27.86	16.44	19.34	0.59	0.55
4	6.19	1.43	0.34	0.23	0.07	30	30.14	18.40	22.40	0.61	0.58
5	6.49	1.57	0.45	0.24	0.09	31	32.67	20.63	25.99	0.63	0.60
6	6.81	1.72	0.57	0.25	0.11	32	35.49	23.18	30.22	0.65	0.62
7	7.16	1.88	0.71	0.26	0.12	33	38.64	26.09	35.19	0.68	0.65
8	7.53	2.06	0.86	0.27	0.14	34	42.16	29.44	41.06	0.70	0.67
9	7.92	2.25	1.03	0.28	0.16	35	46.12	33.30	48.03	0.72	0.70
10	8.35	2.47	1.22	0.30	0.18	36	50.59	37.75	56.31	0.73	0.73
11	8.80	2.71	1.44	0.31	0.19	37	55.63	42.92	66.19	0.77	0.75
12	9.28	2.97	1.69	0.32	0.21	38	61.35	48.93	78.03	0.80	0.78
13	9.81	3.26	1.97	0.33	0.23	39	67.87	55.96	92.25	0.82	0.81
14	10.37	3.59	2.29	0.35	0.25	40	75.31	64.20	109.41	0.85	0.84
15	10.98	3.94	2.65	0.36	0.27	41	83.86	73.90	130.22	0.88	0.87
16	11.63	4.34	3.06	0.37	0.29	42	93.71	85.38	155.55	0.91	0.90
17	12.34	4.77	3.53	0.39	0.31	43	105.11	99.02	186.54	0.94	0.93
18	13.10	5.26	4.07	0.40	0.32	44	118.37	115.31	224.64	0.97	0.97
19	13.93	5.80	4.68	0.42	0.34	45	133.88	134.88	271.76	1.01	1.00
20	14.83	6.40	5.39	0.43	0.36	46	152.10	158.51	330.35	1.04	1.04
21	15.82	7.07	6.20	0.45	0.38	47	173.64	187.21	403.67	1.08	1.07
22	16.88	7.82	7.13	0.46	0.40	48	199.26	222.31	496.01	1.12	1.11
23	18.05	8.66	8.20	0.48	0.42	49	229.93	265.51	613.16	1.15	1.15
24	19.32	9.60	9.44	0.50	0.45	50	266.89	319.07	762.89	1.20	1.19
25	20.72	10.66	10.88	0.51	0.47						
* Según Vesic (1973)											

La expresión para la capacidad de carga última presentada en la ecuación (II.1) sólo es para una cimentación continua y no se aplica en el caso de cimentaciones rectangulares. Además, la ecuación no toma en cuenta la resistencia cortante a lo largo de la superficie de falla en el suelo arriba del fondo de la cimentación (porción de la superficie de falla marcada GI y HJ en la figura (II.3)), además la carga sobre la cimentación puede estar inclinada. Para tomar en cuenta todos estos aspectos, se sugirió la siguiente forma para la ecuación de capacidad general de carga:

$$q_u = cN_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + qN_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i} \quad (II.5)$$

Donde

c = cohesión

q = esfuerzo efectivo al nivel del fondo de la cimentación

γ = peso específico del suelo

B = ancho de la cimentación (D = diámetro para una cimentación circular)

F<sub>cs</sub>, F<sub>qs</sub>, F<sub>γs</sub> = factores de forma

F<sub>cd</sub>, F<sub>qd</sub>, F<sub>γd</sub> = factores de profundidad

F<sub>ci</sub>, F<sub>qi</sub>, F<sub>γi</sub> = factores de inclinación de la carga

N<sub>c</sub>, N<sub>q</sub>, N<sub>γ</sub> = factores de capacidad de carga

## II.2 Losas De Cimentación.

### II.2.1. Tipos comunes de cimentaciones con losas.

Este tipo de cimentación es una zapata combinada que cubre toda el área bajo una estructura que soporta varias columnas y muros (figura 11.22a). Las cimentaciones con losas son a veces preferidas en suelos que tienen bajas capacidades de carga pero que tienen que soportar cargas pesadas de columnas y/o muros. Bajo algunas condiciones, las zapatas aisladas tendrán que cubrir más de la mitad del área construida y entonces una cimentación con losa resulta más económica

Varios tipos de cimentaciones con losas se usan regularmente en la práctica. Algunos de los tipos más comunes se muestran esquemáticamente en la figura II.4 e incluyen:

1. Losa plana (figura II.4 a). La losa es de espesor uniforme.
2. Losa plana con mayor espesor bajo las columnas (figura II.4 b).

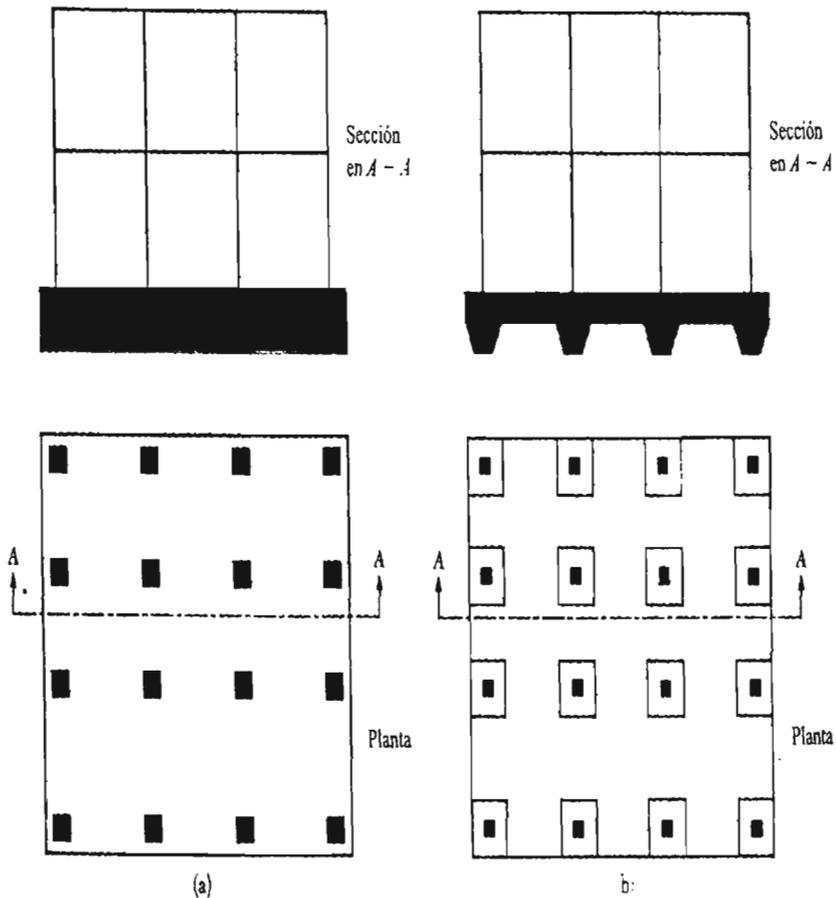


FIGURA II.4. Tipos de losas de cimentación: (a) losa plana; (b) losa plana reforzada bajo columnas; (c) vigas y losa; (d) losa con muros de sótano.

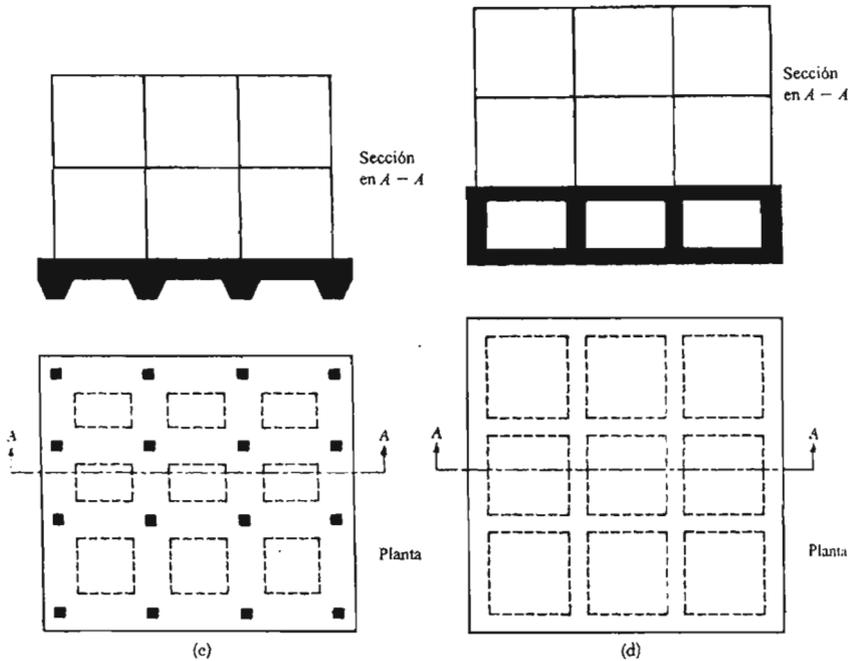


FIGURA 11.4 (Continuación.)

3. Vigas y losa (figura 11.4 c). Las vigas corren en ambas direcciones, y las columnas se localizan en la intersección de las vigas.

4. Losa con muros de sótano como parte de la losa (figura 11.4 d). Los muros actúan como rigidizadores de la losa.

Las losas son soportadas por pilotes, los cuales ayudan a reducir el asentamiento de una estructura construida sobre suelo altamente compresible. Donde el nivel freático es alto, las losas se colocan a menudo sobre pilotes para controlar el empuje hidrostático.

### II.2.2. Capacidad de carga de cimentaciones con losas.

La capacidad de carga última total de una losa de cimentación se determina con la misma ecuación usada para cimentaciones superficiales, o

$$q_u = cN_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + qN_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i} \quad (II.6)$$

Las tablas II.1 y II.2 dan los valores apropiados de los factores de capacidad de carga y los factores de forma, profundidad e inclinación de la carga. El término B en la ecuación (II.6) es la dimensión más pequeña de la losa.

La capacidad de carga última neta es

$$q_{neta}(u) = q_u - q \quad (II.7)$$

Un factor de seguridad adecuado debe usarse para calcular la capacidad de carga admisible neta. Para losas sobre arcilla, el factor de seguridad no debe ser menor que 3 bajo carga muerta y carga viva máxima. Sin embargo, bajo las condiciones más

extremas, el factor de seguridad debe estar por lo menos entre 1.75 y 2. Para losas construidas sobre arena, normalmente debe usarse un factor de seguridad de 3. Bajo la mayoría de las condiciones de trabajo, el factor de seguridad contra falla por capacidad de carga de losas sobre arena es muy grande.

Para arcillas saturadas con  $\phi = 0$  y condición de carga vertical, la ecuación (II.6) da

$$q_u = c_u N_c F_{cs} F_{cd} = q \quad (\text{II.8})$$

Donde

$c_u$  = cohesión no drenada.

(Nota:  $N_c = 5.14$ ,  $N_q = 1$  y  $N_\gamma = 0$ .) De la tabla de factores, para  $\phi = 0$ ,

$$F_{cs} = 1 + (B/L) (N_q / N_c) = 1 + (B/L) (1/5.14) = 1 + (0.195B/L)$$

$$F_{cd} = 1 + 0.4 (Df/B)$$

La sustitución de la forma precedente y factores de profundidad da.

$$q_u = 5.14c_u(1 + (0.195B/L)) (1 + 0.4(Df/B)) + q \quad (\text{II.9})$$

Por consiguiente, la capacidad de carga última neta es

$$q_{\text{neta}} (u) = q_u - q = 5.14c_u (1 + (0.195 (B/L)) (1 + 0.4 (Df/B))) \quad (\text{II.10})$$

Para  $FS = 3$ , la capacidad de carga admisible neta del suelo es entonces

$$q_{\text{Adm. (Neta)}} = q_{\text{neta}} (u) / FS = 1.713c_u (1 + (0.195 (B/L)) (1 + 0.4 (Df/B))) \quad (\text{II.11})$$

La capacidad de carga admisible neta para losas sobre depósitos de suelo granular es adecuadamente determinada a partir de los números de resistencia por penetración estándar.

$$q_{\text{Adm. (Neta)}} = 11.98N_{\text{cor}} ((3.28B + 1) / 3.28B)^2 F_d (Se/25) \quad (\text{II.12})$$

Donde

$N_{\text{cor}}$  = resistencia a la penetración estándar corregida

$B$  = ancho (m)

$F_d = 1 + 0.33 (Df/B) < 1.33$

$S$  = asentamiento (mm)

Cuando el ancho  $B$  es grande, la ecuación anterior es aproximada (suponiendo  $3.28B + 1 \approx 3.28B$ ) como

$$\begin{aligned} q_{\text{adm. Neta}} (\text{kN/m}^2) &\approx 11.98N_{\text{cor}} F_d (Se/25) \\ &= 11.98N_{\text{cor}} (1 + 0.33(Df/B))(Se(\text{mm})/25) \\ &< 15.93N_{\text{cor}} (Se (\text{mm})/25) \quad (\text{II.13}) \end{aligned}$$

Note que la ecuación (II.12) original era para un asentamiento de 25 mm, con un asentamiento diferencial de aproximadamente 19 mm. Sin embargo. Los anchos de las losas de cimentación son mayores que los de las zapatas aisladas. La profundidad del incremento significativo del esfuerzo en el suelo debajo de una cimentación depende del ancho de esta. Por consiguiente, para una losa de cimentación, la profundidad de la zona de influencia es probablemente mucho mayor que en la de una zapata aislada. Así entonces, las bolsas de suelo suelto bajo una losa están más uniformemente distribuidas, resultando un asentamiento diferencial menor. Por consiguiente, la hipótesis usual es

que, para un asentamiento máximo de losa de 50 mm, el asentamiento diferencial será de 19 mm. Usando esta lógica y suponiendo en forma conservadora que  $F_d$  es igual a 1, aproximamos la ecuación (II.13) como

$$q_{\text{Adm. (Neta)}}(\text{kN/m}^2) = 23.96N_{\text{cor}} \quad (\text{II.14})$$

La presión neta aplicada sobre una cimentación (figura II.5) se expresa como

$$q = (Q / A) - \gamma D_f \quad (\text{II.15})$$

Donde

$Q$  = peso muerto de la estructura y carga viva

$A$  = área de la losa

Por consiguiente, en todos los casos,  $q$  debe ser menor que o igual a  $q_{\text{adm(neta)}}$ .

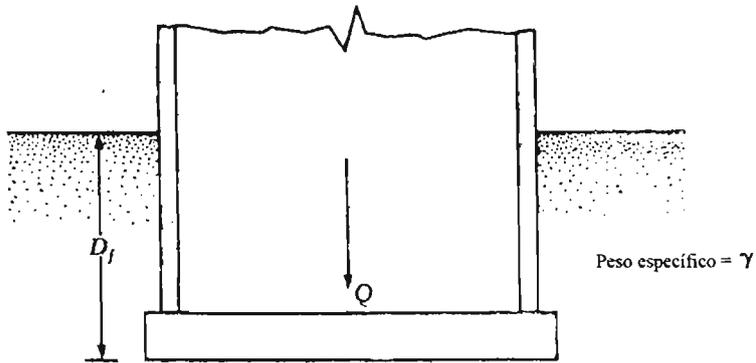
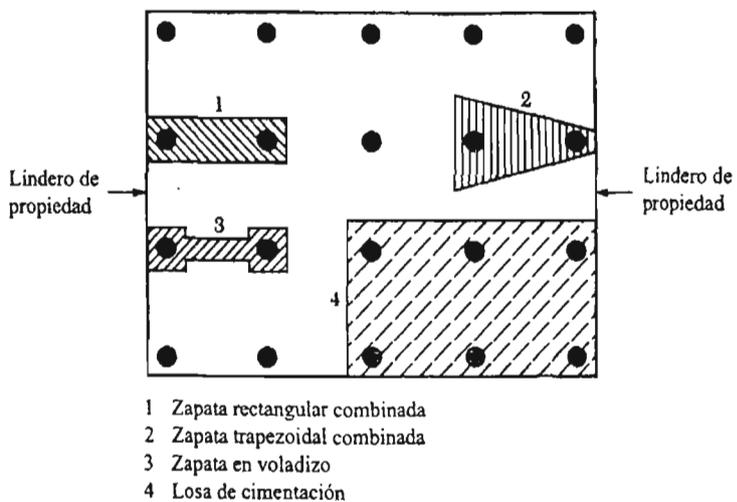


FIGURA II.5. Definición de la presión neta sobre un suelo causado por una losa de cimentación.

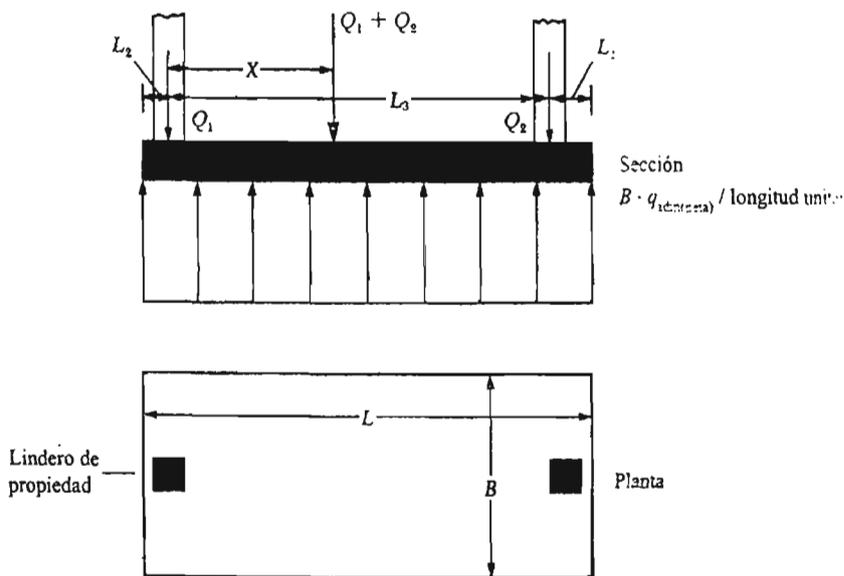
### II.3. Zapatas corridas.

#### II.3.1. Generalidades sobre zapatas corridas.

Las cimentaciones corridas o de muro son aquellas que utilizamos para distribuir la carga de los muros de la estructura en el suelo de cimentación, en otras palabras nos sirven para transformar un esfuerzo  $\sigma_1$  en otro  $\sigma_2$  que pueda ser resistido por el suelo de cimentación y son básicamente cimentaciones superficiales, generalmente están hechas de mampostería (el basalto es el más común en nuestro país), aunque también se utilizan las de concreto reforzado. La descarga de este tipo de cimentación se da en toneladas por metro lineal



(a)



(b)

Figura II.6 (a) zapatas combinadas; (b) zapata rectangular combinada; (c) zapata trapezoidal combinada; (d) zapata en voladizo.

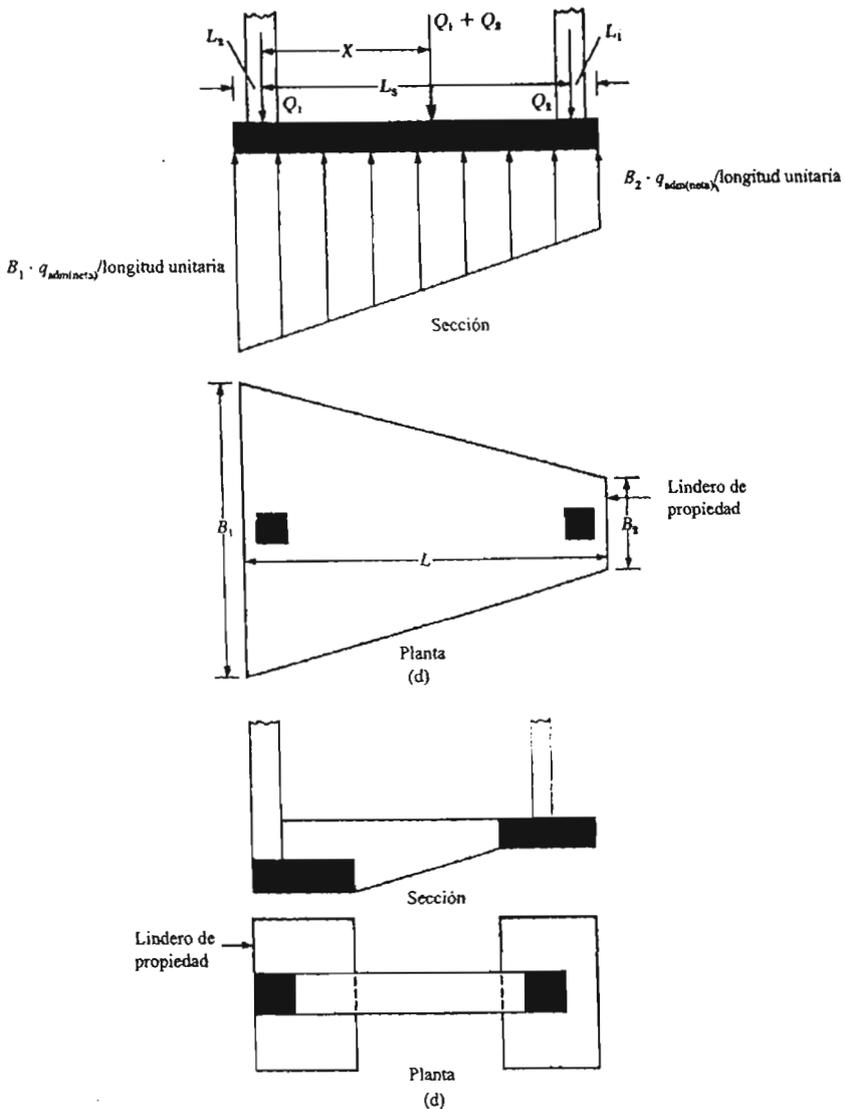


FIGURA II.6 (Continuación.)

## II. 4. Zapatas aisladas.

### II.4.1 Cimentaciones sometidas exclusivamente a carga axial.

Teóricamente es muy difícil encontrar una situación en que la cimentación este sometida a carga axial exclusivamente, se supone que reciben las descargas verticales en el centroide de la cimentación y que además son completamente verticales es decir que no tienen inclinaciones, su función es recibir la carga y transformarla en un esfuerzo es decir dividir la carga entre el área de la cimentación regularmente cuadrada, este esfuerzo debe ser menor que el resistente por el suelo en donde se realizará la cimentación.

## II.4.2. Cimentaciones cargadas excéntricamente

Hay varias situaciones en que las cimentaciones son sometidas a momentos además de la carga vertical, por ejemplo, en la base de un muro de retención, como muestra la figura II.7. En tales casos, la distribución de la presión por la cimentación sobre el suelo no es uniforme. La distribución de la presión nominal es

$$q_{\max} = \left( \frac{Q}{BL} + \frac{6M}{B^2 L} \right) \quad (\text{II.16})$$

y

$$q_{\min} = \left( \frac{Q}{BL} - \frac{6M}{B^2 L} \right) \quad (\text{II.17})$$

Donde:

Q = carga vertical total

M = momento sobre la cimentación

La distribución exacta de la presión es difícil de estimar.

El factor de seguridad para este tipo de carga contra la falla por capacidad de carga se evalúa usando el procedimiento sugerido por Meyerhof, denominado método del área efectiva. El siguiente es el procedimiento paso a paso para determinar la carga última que el suelo puede soportar y el factor de seguridad contra capacidad de carga.

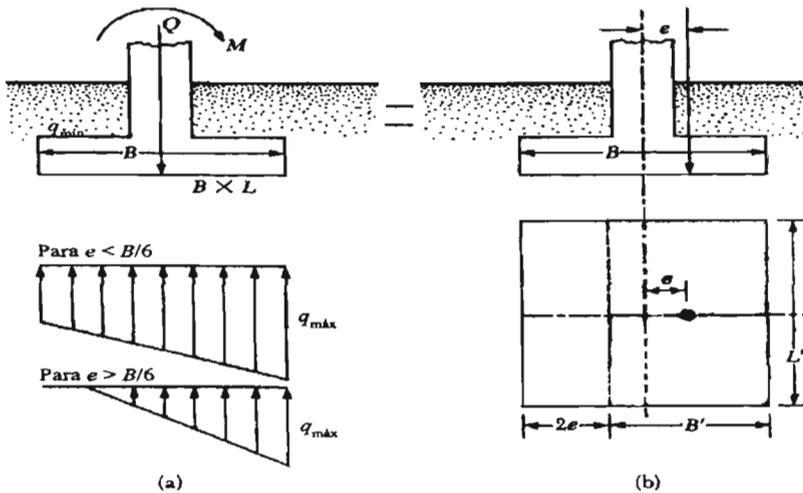


Figura II.7 Cimentaciones cargadas excéntricamente

1. La figura II.7b muestra un sistema de fuerzas equivalente al mostrado en figura II.7a. La distancia  $e$  es la excentricidad, o

$$e = M/Q \quad (\text{II.18})$$

Al sustituir la ecuación (II.18) en las ecuaciones (II.17) y (II.16) se obtiene

$$q_{\max} = \frac{Q}{BL} \left( 1 + \frac{6e}{B} \right) \quad (\text{II.19})$$

$$q_{\min} = \frac{Q}{BL} \left( 1 - \frac{6e}{B} \right) \quad (II.20)$$

Note que en estas ecuaciones, cuando la excentricidad  $e$  toma el valor  $B/6$ ,  $q_{\min}$  es 0. Para  $e > B/6$ ,  $q_{\min}$  será negativa, lo que implica que se tendrán tensiones. Como el suelo no puede tomar tensiones, habrá una separación entre la cimentación y el suelo debajo de ella. La naturaleza de la distribución de presiones sobre el suelo será como muestra la figura II.7a. El valor de  $q_{\max}$ , Entonces es

$$q_{\max} = 4Q / 3L (B - 2e) \quad (II.21)$$

2. Determine las dimensiones efectivas de la cimentación como

$B'$  = ancho efectivo =  $B - 2e$

$L'$  = longitud efectiva =  $L$

Note que si la excentricidad fuese en la dirección de la longitud de la cimentación, entonces el valor de  $L'$  sería igual a  $L - 2e$ . El valor de  $B'$  sería igual a  $B$ . La menor de las dos dimensiones (es decir,  $L'$  y  $B'$ ) es el ancho efectivo de la cimentación.

3. Use la ecuación (II.22) para la capacidad de carga última como

$$q_u = cN_c F + q B \quad (II.22)$$

Para evaluar  $F_{cs}$ ,  $F_{qs}$  y  $F_{gs}$ , use la tabla 11.2 con las dimensiones longitud efectiva y ancho efectivo en vez de  $L$  y  $B$ , respectivamente. Para determinar  $F_{cd}$ ,  $F_{qd}$  y  $F_{yd}$ , use la tabla 11.2 (no reemplace  $B$  por  $B'$ ).

4. La carga última total que la cimentación soporta es  $A'$

$$Q_{ult} = q_u (B') (L') \quad (II.23)$$

Donde  $A$  área efectiva.

5. El factor de seguridad contra falla por capacidad de carga es

$$FS = Q_{ult} / Q \quad (II.24)$$

## II.5. Cálculo de asentamientos y consolidaciones de cimentaciones superficiales.

### II.5.1. Tipos de asentamientos de cimentaciones

Como recordamos de los conceptos de consolidación, el asentamiento de una cimentación consta de un asentamiento inmediato (o elástico),  $S_e$ , y un asentamiento por consolidación,  $S_c$  (primaria y secundaria).

1. Asentamiento inmediato.
2. Asentamiento por consolidación primaria.
3. Asentamiento por consolidación secundaria.

Es importante señalar que, por lo menos teóricamente. Una cimentación se considera totalmente flexible o totalmente rígida. Una cimentación uniformemente cargada, perfectamente flexible descansando sobre un material elástico como arcilla saturada, tendrá un perfil colgado, como muestra la figura II.9a, debido al asentamiento elástico. Sin embargo, si la cimentación es rígida y está descansando sobre un material elástico como arcilla, sufrirá un asentamiento uniforme y la presión de contacto se redistribuirá (Fig. II.9b).

## II.5.2. Consolidación

Un incremento del esfuerzo provocado por la construcción de cimentaciones u otras cargas comprime los estratos del suelo. La compresión es causada por a) deformación de las partículas del suelo, b) reacomodo de las partículas del suelo, y c) expulsión de agua o aire de los espacios vacíos. En general asentamiento del suelo causado por cargas se divide en tres amplias categorías:

1. Asentamiento inmediato, provocado por la deformación elástica del suelo seco y de suelos húmedos y saturados sin ningún cambio en el contenido de agua. Los cálculos de los asentamientos se basan, generalmente, en ecuaciones derivadas de la teoría de la elasticidad.
2. Asentamiento por consolidación primaria, es el resultado de un cambio de volumen en suelos saturados cohesivos debido a la expulsión del agua que ocupa los espacios vacíos.
3. Asentamiento por consolidación secundaria, se observa en suelos saturados cohesivos y es resultado del ajuste plástico de la estructura del suelo. Este sigue al asentamiento por consolidación primaria bajo un esfuerzo efectivo constante.

Este capítulo presenta los principios fundamentales para estimar los asentamientos inmediatos y por consolidación de estratos de suelo bajo cargas sobrepuestas

### II.5.2.1. Cálculo del asentamiento por consolidación primaria bajo una cimentación.

En teoría sabemos que el incremento en el esfuerzo vertical en el suelo causado por una carga aplicada sobre un área limitada decrece con la profundidad  $z$  medida desde superficie del terreno. Por consiguiente, para estimar el asentamiento unidimensional de una cimentación, usamos las ecuaciones:

$$S = \frac{CcH}{1 + e_0} \log\left(\frac{\sigma'_0 + \Delta\sigma'}{\sigma'_0}\right) \quad (\text{II.25})$$

$$S = \frac{CsH}{1 + e_0} \log\left(\frac{\sigma'_0 + \Delta\sigma'}{\sigma'_0}\right) \quad (\text{II.26})$$

$$S = \frac{CsH}{1 + e_0} \log\left(\frac{\sigma'_c}{\sigma'_0}\right) + \frac{CcH}{1 + e_0} \log\left(\frac{\sigma'_0 + \Delta\sigma'}{\sigma'_0}\right) \quad (\text{II.27})$$

Sin embargo, el incremento del esfuerzo efectivo  $\Delta\sigma'$  en esas ecuaciones debe ser el aumento promedio debajo del centro de la cimentación.

Suponiendo que la presión se incrementa parabólicamente, estimamos el valor  $\Delta\sigma'$  Prom. Como (regla de Simpson)

$$\Delta\sigma'_{\text{Prom.}} = \frac{\Delta\sigma_t + 4\Delta\sigma_m + \Delta\sigma_b}{6} \quad (\text{II.28})$$

Donde:

$\Delta\sigma_t$ ,  $\Delta\sigma_m$  y  $\Delta\sigma_b$  representan el incremento en la presión en la parte superior, en la parte media y en el fondo del estrato, respectivamente.

Las magnitudes de  $\Delta\sigma_t$ ,  $\Delta\sigma_m$  y  $\Delta\sigma_b$  sobre un estrato de arcilla debajo del centro de una cimentación se calculan usando los principios dados en la sección correspondiente. Para facilitar la obtención del incremento de presión debajo del centro de un área rectangular, también usamos la siguiente relación:

$$\Delta\sigma(\text{Debajo del centro}) = q I_c \quad (II.29)$$

Donde

$q$  = carga neta por área unitaria sobre la cimentación

$I_c$  = Función de ( $m_1$ ,  $n_1$ ).

$m_1 = L/B$

$n_1 = z/ (B/2)$

$L$  = longitud de la cimentación

$B$  = ancho de la cimentación

$z$  = distancia medida desde el fondo de la cimentación

La variación de  $I_c$  con  $m_1$  y  $n_1$  se da en la tabla II.3.

Tabla II.3 Variación de  $I_c$  con  $m_1$  y  $n_1$

$n_1$	$m_1$									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
0.20	0.994	0.997	0.997	0.997	0.997	0.997	0.997	0.997	0.997	0.997
0.40	0.960	0.976	0.977	0.977	0.977	0.977	0.977	0.977	0.977	0.977
0.60	0.892	0.932	0.936	0.936	0.937	0.937	0.937	0.937	0.937	0.937
0.80	0.800	0.870	0.878	0.880	0.881	0.881	0.881	0.881	0.881	0.881
1.00	0.701	0.800	0.814	0.817	0.818	0.818	0.818	0.818	0.818	0.818
1.20	0.606	0.727	0.748	0.753	0.754	0.755	0.755	0.755	0.755	0.755
1.40	0.522	0.658	0.685	0.692	0.694	0.695	0.695	0.696	0.696	0.696
1.60	0.449	0.593	0.627	0.636	0.639	0.640	0.641	0.641	0.641	0.642
1.80	0.388	0.534	0.573	0.585	0.590	0.591	0.592	0.592	0.593	0.593
2.00	0.33	0.481	0.525	0.540	0.545	0.542	0.548	0.549	0.549	0.549
3.00	0.179	0.293	0.348	0.373	0.384	0.389	0.392	0.393	0.394	0.395
4.00	0.108	0.190	0.241	0.269	0.285	0.293	0.298	0.301	0.302	0.303
5.00	0.072	0.131	0.174	0.202	0.219	0.229	0.236	0.240	0.242	0.244
6.00	0.051	0.095	0.130	0.155	0.172	0.184	0.192	0.197	0.200	0.202
7.00	0.038	0.072	0.100	0.122	0.139	0.150	0.158	0.164	0.168	0.171
8.00	0.029	0.056	0.079	0.098	0.113	0.125	0.133	0.139	0.144	0.147
9.00	0.023	0.045	0.064	0.081	0.094	0.105	0.113	0.119	0.124	0.128
10.00	0.019	0.037	0.053	0.067	0.079	0.089	0.097	0.103	0.108	0.112

Ejemplo: Calcule el asentamiento por consolidación primaria del estrato de arcilla de 3 m de espesor (figura II.13) que resultará de la carga tomada por una zapata cuadrada de 1.5 m. La arcilla está normalmente consolidada.

Solución para una arcilla normalmente consolidada, de la ecuación (II.25) tenemos

$$S = \frac{CcH}{1 + e_0} \log \left( \frac{\sigma'_0 + \Delta\sigma'}{\sigma'_0} \right) \quad (II.25)$$

Donde

$$C_c = 0.009(LL - 10) = 0.009(40 - 10) = 0.27$$

$$H = 3000\text{mm}$$

$$e_0 = 1.0$$

$$\sigma'_0 = 4.5 \cdot \gamma_{\text{seco(arena)}} + 1.5(\gamma_{\text{sat(arena)}} - 9.81) + 1.5(\gamma_{\text{sat(arcilla)}} - 9.81)$$

$$\sigma'_0 = 4.5 \cdot 15.7 + 1.5(18.9 - 9.81) + 1.5(17.3 - 9.81) = 95.53 \text{ kN/m}^2$$

Para calcular  $\Delta\sigma'$ , preparamos la siguiente tabla:

z (m)	L/B m <sub>1</sub>	B (m)	z/(B/2) (n <sub>1</sub> )	I <sub>c</sub> (Tabla 6.3)	$\Delta\sigma = qI_c$ (kN/m <sup>2</sup> )
4.5	1	1.5	6	0.051	20.17
6.0	1	1.5	8	0.029	11.47
7.5	1	1.5	10	0.019	7.52
$q=890/2.25 = 395.6 \text{ kN/m}^2$					

Calculamos

$$\Delta\sigma = \Delta\sigma' = (20.17 + (4)(11.47) + 7.52) / 6 = 12.26 \text{ kN/m}^2$$

Al sustituir estos valores en la ecuación del asentamiento, obtenemos

$$S = ((0.27)(3000) / (1+1)) \text{Log} ((95.53 + 12.26) / 95.53) = 21.2 \text{ Mm.}$$

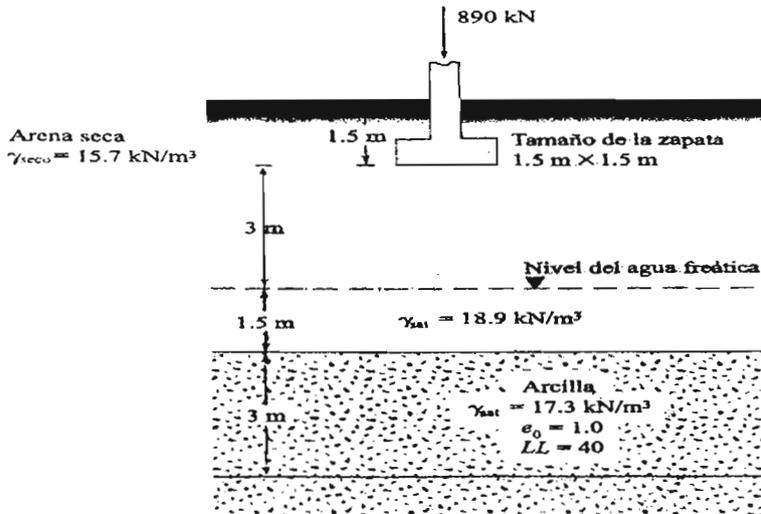


Figura II.8

### II.5.3 Asentamientos inmediatos.

La figura II.10 muestra una cimentación superficial sometida una fuerza neta por área unitaria igual a  $q_0$ . Sean la relación de Poisson y el módulo elasticidad del suelo soportante,  $\mu_s$  y  $E_s$  respectivamente. Teóricamente, si  $D_f = 0$ ,  $H = \infty$ . Y la cimentación es perfectamente flexible.

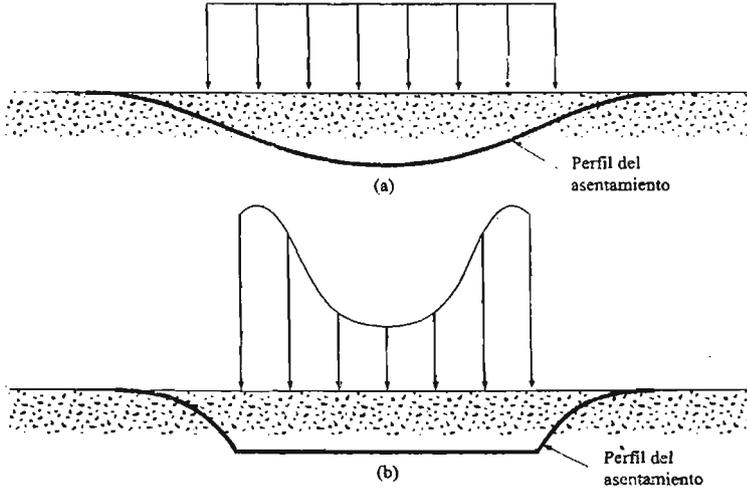


Figura II.9 perfil de un asentamiento inmediato y presión de contacto en arcilla: a) cimentación flexible; b) cimentación rígida.

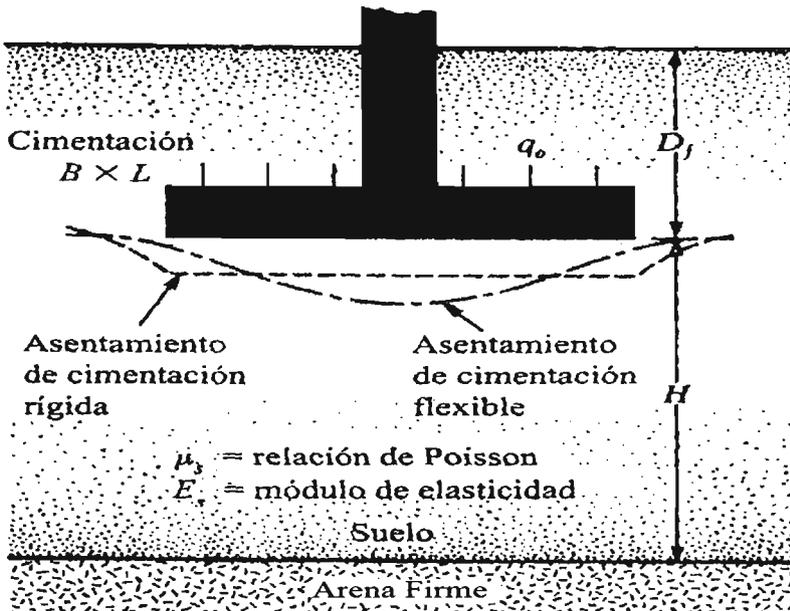


FIGURA II.10 Asentamiento elástico de cimentaciones flexible y rígida.

El asentamiento se expresa como:

$$S = (Bq_0 / E_s) (1 - \mu_s^2) \alpha / 2 \quad \text{(esquina de la cimentación flexible) (II.30)}$$

$$S_e = (Bq_0 / E_s) (1 - \mu_s^2) \alpha \quad \text{(centro de la cimentación flexible) (II.31)}$$

Donde

$$\alpha = 1/\pi [\ln((1 + m^2)^{1/2} + m) / (1 + m^2)^{1/2} - m) + m \ln((1 + m^2)^{1/2} + 1 / (1 + m^2)^{1/2} - 1)]$$

$$m = L/B$$

B = ancho de la cimentación

L = longitud de la cimentación

Los valores de  $\alpha$ ,  $\alpha_{prom}$ ,  $\alpha_r$  para varias razones longitud a ancho (L/B) se muestran en la figura II.11. El asentamiento inmediato promedio para una cimentación flexible también se expresa como

$$S_e = (Bq_0 / E_s) (1 - \mu_s^2) \alpha_{prom} \quad \text{(promedio para una cimentación flexible) (II.32)}$$

$$S_e = (Bq_0 / E_s) (1 - \mu_s^2) \alpha_r \quad \text{(cimentación rígida) (II.33)}$$

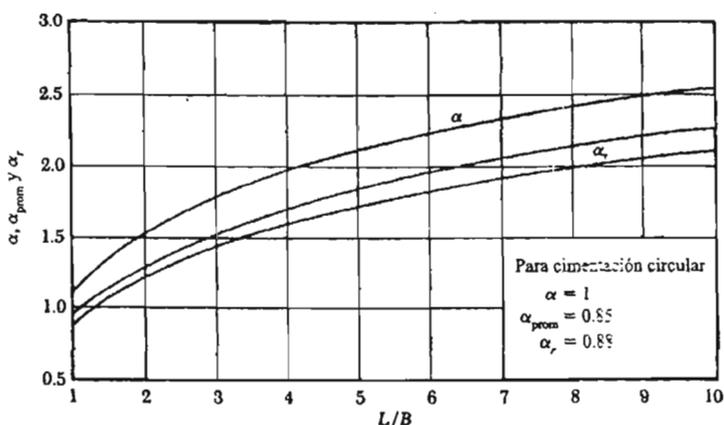


Figura II.11 valores de  $\alpha$ ,  $\alpha_{prom}$ ,  $\alpha_r$ .

Sin embargo, si la cimentación mostrada en la figura II.10 es corrida, el asentamiento inmediato será diferente y se expresa como

$$S_e = (Bq_0 / E_s) (1 - \mu_s^2) \alpha_r \quad \text{(cimentación rígida) (II.34)}$$

Las ecuaciones anteriores para el asentamiento inmediato se obtuvieron integrando la deformación unitaria a varias profundidades debajo las cimentaciones para límites de  $z = 0$  a  $z = \infty$ . Si un estrato incompresible de roca está localizado a una profundidad limitada, el asentamiento real puede ser menor que el calculado con las ecuaciones anteriores. Sin embargo, si la profundidad H en la figura II.10 es mayor que aproximadamente 2B a 3B, el asentamiento real no cambiará considerablemente. Note también que a mayor empotramiento  $D_f$  menor será el asentamiento elástico total sobre arcillas saturadas.

# **III. MECÁNICA DE MATERIALES.**

**Un conocimiento profundo del comportamiento mecánico es fundamental para el diseño confiable de cualquier estructura, por tanto, la mecánica de materiales constituye un tema básico en muchos campos de la ingeniería. En mecánica de materiales es conveniente considerar los esfuerzos y deformaciones que se presentan en los cuerpos reales cuando se deforman bajo cargas.**

**Gere Timoshenko**

## **Capítulo III. Mecánica de materiales.**

### **III.1. Principio de flexión.**

#### **III.1.1. Introducción.**

El sistema de fuerzas que puede existir en una sección transversal de una viga se describió en el capítulo anterior. Se encontró que consiste en una fuerza axial, una fuerza cortante y un momento flexionante. El efecto de una de estas fuerzas —la axial— en un elemento estructural, se describe en los capítulos primeros de la literatura disponible. En éste se considerará otro elemento del sistema de fuerzas que puede presentarse en una sección transversal de una viga: el momento flexionante. Además, puesto que en algunos casos un segmento de viga puede estar en equilibrio por la acción de un momento solamente, situación llamada de flexión pura, esto constituye en sí un problema completo. En este capítulo se relacionará el momento flexionante interno con los esfuerzos que causa en una viga. Si además del momento flexionante actuaran también simultáneamente las fuerzas axial y cortante, se producirían esfuerzos complejos. La deformación de las vigas debida a la flexión se describirá en el concepto de deformación por flexión en las vigas lo cual queda fuera del presente trabajo.

Una parte importante de este capítulo se dedica a los métodos para determinar los esfuerzos causados por momentos flexionantes en vigas rectas de material homogéneo. También se incluirán los casos de vigas hechas de dos o más materiales, de vigas curvas y las concentraciones de esfuerzos.

#### **III.1.2. Algunas limitaciones importantes de la teoría.**

Justamente como en el caso de elementos (barras) con carga axial y el problema de la torsión, se supondrá que todas las fuerzas ejercidas sobre una viga son constantes y se aplican sin choque o impacto. Los problemas de choque no se tratan en este capítulo. Además, todas las vigas se considerarán estables bajo la acción de las cargas o fuerzas aplicadas. Un punto similar se destacó en el estudio de elementos sometidos a carga axial, donde se indicó que un elemento sometido a compresión no podía ser demasiado delgado, pues su comportamiento no estaría entonces gobernado por el criterio usual de resistencia a la compresión. En dichos casos adquiere importancia la estabilidad del elemento. Como un ejemplo, considérese la posibilidad de emplear como viga una hoja de papel puesta de canto. Tal viga tendría una altura de consideración, pero aun si se empleara para resistir una fuerza sobre un pequeño claro, sufriría pandeo lateral y colapso final. El mismo fenómeno puede ocurrir en elementos de mayor consistencia en los que se puede presentar falla por inestabilidad bajo una fuerza aplicada. Tales vigas inestables quedan fuera del campo de este trabajo. En todas las vigas consideradas aquí se supondrá que tienen la suficiente estabilidad lateral debida a sus dimensiones, o bien, que están completamente inmovilizadas en dirección transversal. Se comprenderá mejor este importante fenómeno después de haber estudiado columnas. La mayoría de las vigas que se emplean en armaduras, diversos sistemas estructurales y elementos de máquinas, son tales que resulta aplicable la teoría de la flexión que se expone a continuación. Esto es ciertamente afortunado puesto que es más compleja la teoría que rige o gobierna la estabilidad de las estructuras o de los elementos estructurales.

#### **III.1.3. Hipótesis básicas.**

Por ahora se supone que sólo las vigas rectas de área transversal constante y con un eje de simetría serán objeto de estudio. Además se considerará que los momentos

flexionantes aplicados están en un plano que contiene a ese eje de simetría y al eje longitudinal de la viga. Conviene además que por sencillez en el trazo de croquis, el eje de simetría se tome verticalmente. Varias secciones transversales de vigas que satisfacen estas condiciones se indican en la figura III.1. Un segmento de una viga que cumple con los requisitos anteriores se ilustra en la figura III-2a), y su sección transversal se muestra en la figura III-2 b). Para tal viga la línea que pase por el centro de todas las secciones transversales se considerará como eje de la viga. En seguida se harán pasar dos planos que corten la viga perpendicularmente a su eje. Las intersecciones de estos planos con el plano longitudinal que pasa por el eje de la viga y el eje de simetría vertical, se indican por las rectas AB y CD. Por consiguiente no es difícil imaginar que cuando este segmento se somete a momentos flexionantes  $M$  en sus extremos, como se ve en la figura III-2 c), las vigas se flexionan y los planos perpendiculares al eje de la viga se inclinan ligeramente. Pero las líneas AB y CD permanecen rectas. Esto se puede verificar satisfactoriamente de forma experimental.

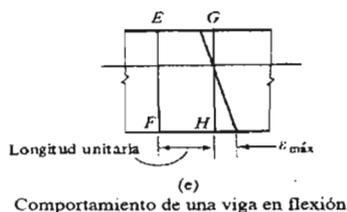
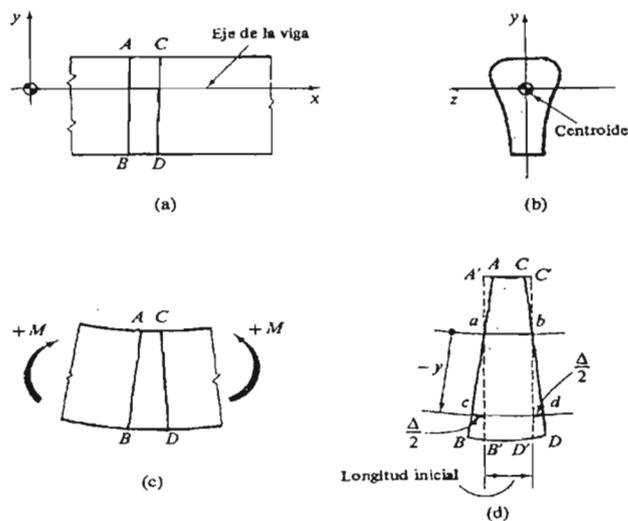
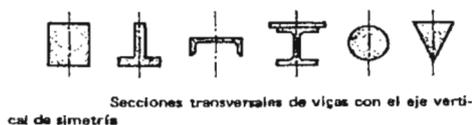


Figura III.1y III.2. Comportamiento de una viga en flexión.

Generalizando esta observación para toda la viga se obtiene la hipótesis fundamental de la teoría de la flexión, con base en la geometría de las deformaciones. Se puede establecer por tanto que

1. Las secciones planas tomadas perpendicularmente al eje de una viga, siguen siendo planas después de que la viga se flexiona.

Esto significa que en una viga en flexión dos planos normales al eje de la misma e inicialmente paralelos dejan de serlo. Vistos lateralmente, el comportamiento de tales planos corresponde al de las rectas AB y CD de las figuras III.2 a) y c). Un elemento de viga limitado por estos planos se ve en la figura III-2 d). Por acción de los momentos en el sentido mostrado, la distancia AC se hace menor que la BD. Además debido al momento externo, debe existir una acción de empuje en la parte superior de la viga, y una acción de estiramiento o tracción en la parte inferior. En consecuencia, el elemento de viga no deformado tiene que estar relacionado con el de la viga deformada, como A' C' D' B' lo está con ÁCDB, lo que se ilustra con más detalles en la figura III-2 d). A partir de este diagrama se ve que las "fibras" o "filamentos" de la viga a lo largo de la superficie ab no cambian de longitud. De manera que las fibras en la superficie ab no se esfuerzan en absoluto y, como el elemento seleccionado fue arbitrario, fibras libres de esfuerzo existen continuamente a todo lo largo y ancho de la viga. Dichas fibras se hallan en una superficie que lleva el nombre de superficie neutra de la viga. Su intersección con una sección recta o transversal de la viga se denomina eje neutro de la sección. Cualquiera de los términos implica una localización de esfuerzo cero en un elemento sometido a flexión.

Esta situación precisa de la superficie neutra en una viga se determinará en el siguiente artículo. En primer lugar, se estudiará la naturaleza de las deformaciones en fibras paralelas a la superficie neutra. Por consiguiente, considérese una fibra típica como cd paralela a la superficie neutra y localizada a una distancia y de la  $\Delta$  fibra. Durante la flexión experimenta un alargamiento total  $\Delta$ . Si este alargamiento se divide entre la longitud inicial L de la fibra se obtiene la deformación en esa fibra. Luego se observa que a partir de la hipótesis geométrica establecida antes, los alargamientos de diferentes fibras varían linealmente desde el eje neutro, pues tales elongaciones están determinadas por los triángulos aBB',

aAA' y bCC'. Por otra parte, la longitud inicial de todas las fibras es la misma. De manera que la hipótesis fundamental original puede ser enunciada también § como sigue:

1 a). En una viga sometida a flexión, las deformaciones en las fibras varían lineal o directamente como sus distancias respectivas desde la superficie neutra.

Esta situación es análoga a la encontrada antes en el problema de torsión, donde las deformaciones por cortante varían linealmente a partir del eje de una barra cilíndrica de sección circular. En el caso de una viga, las deformaciones varían en forma lineal desde la **superficie neutra**. La variación se representa esquemáticamente en la figura III-2 e). Estas deformaciones axiales están asociadas a los esfuerzos que actúan en dirección **normal** a la sección de una viga. El corolario anterior de la hipótesis original es aplicable en el intervalo elástico así como en el inelástico del comportamiento del material. \* Por ahora esta generalidad se limitará introduciendo la segunda hipótesis de la teoría de la flexión:

2. La ley de Hooke es aplicable a fibras individuales; es decir, el esfuerzo es directamente proporcional a la deformación. El mismo módulo elástico E se considera aplicable tanto al material en tensión como al que está en compresión. Se omiten el

efecto de Poisson y la interferencia entre fibras adyacentes esforzadas en grado diferente.

Combinando las hipótesis precedentes se obtiene la base para establecer la teoría de la flexión para el caso elástico.

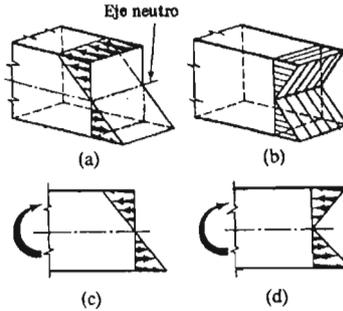


Figura III.3 Distribución del esfuerzo en una sección transversal de una viga que resiste momento flexionante.

**En una sección transversal de una viga, los esfuerzos que resultan de la flexión varían linealmente en relación con sus distancias respectivas desde el eje neutro.**

Debe quedar bien claro que estos esfuerzos actúan en dirección normal a la sección transversal de una viga. Son el resultado del alargamiento o acortamiento axial de las diversas fibras de la viga. Su variación lineal desde el eje neutro —se reitera— se debe a la variación lineal de las deformaciones y a la proporcionalidad entre el esfuerzo y la deformación. La distancia a las diversas fibras de la viga se mide verticalmente desde el eje neutro. Las figuras III-3 a) y b) ilustran la naturaleza de la distribución del esfuerzo en una viga que resiste un momento flexionante. Dos métodos para la representación en un plano de este problema tridimensional se indican en las figuras III-3 c) y d). En estudios subsecuentes estas serán las formas usuales para poner de manifiesto la distribución del esfuerzo por flexión en una sección transversal de una viga.

### III.2. Formula de la flexión (o de la escuadría).

Una vez que se comprende la naturaleza de la distribución de esfuerzos en el intervalo elástico en una sección de una viga, se pueden establecer las expresiones cuantitativas que relacionan el momento flexionante con el esfuerzo. Con este propósito se localiza en primer lugar la superficie neutra a partir de consideraciones de equilibrio estático.

Se considera ahora un segmento de viga bajo la acción de un momento flexionante positivo  $M$ , como se ve en la figura III-4 a). En la sección X-X este momento aplicado es resistido por esfuerzos que varían linealmente desde el eje neutro. Los esfuerzos más intensos ocurren en los puntos más alejados del eje neutro. En el caso de la viga indicada esto ocurre a lo largo de la línea  $ed$ , figura III-4 b). Este esfuerzo, que es un esfuerzo normal, se designa por  $\sigma_{\text{máx}}$ . Figura III-4 a).

Cualquier otro esfuerzo normal que actúe sobre la sección transversal se relaciona con ese esfuerzo por una razón o cociente de las distancias al eje neutro. Por lo tanto, en un área infinitesimal  $dA$ , figura III-4 b), a una distancia “ $y$ ”.

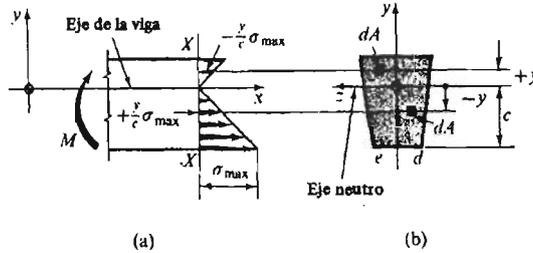


Figura III.4 Viga en flexión pura.

Desde el eje neutro, el esfuerzo será  $-(y/c) \sigma_{\max}$ , donde la distancia  $c$  se mide desde el eje mencionado hasta la fibra más alejada de la viga. Los esfuerzos abajo de la superficie neutra se expresan por una relación similar; el signo se invierte automáticamente cuando  $y$  se mide hacia abajo del eje neutro. Este cambio de signo corresponde a la inversión en el esfuerzo al pasar de la compresión a la tensión. Obsérvese que para un momento flexionante positivo, los esfuerzos normales en una sección son positivos (de tensión) para valores negativos de  $y$ , y negativos (de compresión) para valores positivos de  $y$ . En consecuencia, la expresión  $-(y/c) \sigma_{\max}$ . Es una expresión general para el esfuerzo normal en cualquier área infinitesimal de la sección de la viga a una distancia  $y$  desde el eje neutro.

Puesto que el segmento de la viga mostrado en la figura debe estar en equilibrio, la suma de todas las fuerzas en la dirección  $x$ , que se toma horizontalmente, debe anularse, es decir,  $\Sigma F_x = 0$ . Por consiguiente, como el segmento de la viga resiste sólo un par de fuerzas, la suma (o integral) de todas las fuerzas que se ejercen en la sección transversal de la viga debe ser igual a cero. Por lo tanto,

$$\int_A \underbrace{\left( -\frac{y}{c} \sigma_{\max} \right)}_{\text{esfuerzo}} dA = 0 \quad (\text{III.1})$$

Donde el subíndice  $A$  de la integral indica que la suma se debe efectuar sobre el área transversal total de la viga. Sin embargo, en una cierta sección,  $\sigma_{\max}$  y  $c$  son constantes, así que la integral se puede escribir de nuevo como:

$$-\frac{\sigma_{\max}}{c} \int_A y dA = 0 \quad (\text{III.2})$$

Ya que en una viga esforzada ni  $c$  ni  $\sigma_{\max}$ . Pueden ser cero, se deduce que  $\int_A y dA = 0$ . Pero por definición  $\int_A y dA = yA$ , donde  $y$  es la distancia desde una línea base (el eje neutro en el caso considerado) hasta el centroide del área  $A$ , de modo que  $yA = 0$ . Entonces, puesto que  $A$  no es cero,  $y$  sí debe ser nula. De modo que la distancia desde el eje neutro hasta el centroide del área debe ser igual a cero y **el eje neutro pasará por el centroide del área transversal de la viga**. Por lo tanto, el eje neutro se podrá determinar rápida y fácilmente para cualquier viga hallando simplemente el centroide del área transversal.

A continuación, la ecuación significativa restante de equilibrio estático se aplicará al segmento de viga que se ve en la figura III-4 a), para evaluar la magnitud de los esfuerzos normales. Esta ecuación es  $\sum M_x = 0$ , la cual para el presente objeto se enuncia en forma más conveniente como: **El momento aplicado externo M es equilibrado por el momento inducido interno debido a los esfuerzos por flexión que se desarrollan en la sección.** Dicho momento interno se determina sumando las fuerzas que actúan sobre áreas infinitesimales  $dA$ , figura III-4 b), multiplicadas por sus respectivos brazos de momento a partir del eje neutro. Al formular matemáticamente estos enunciados se obtiene la siguiente igualdad:

$$\int_A \underbrace{\left( -\frac{y}{c} \sigma_{\max} \right)}_{\text{esfuerzo}} \underbrace{dA}_{\text{área}} = -\frac{\sigma_{\max}}{c} \int_A y^2 dA \quad (\text{III.3})$$

Donde, como antes,  $\sigma_{\max} / c$  es una constante, por lo que puede salir de la integral. La integración se debe realizar sobre toda el área de la sección transversal A de la Viga. La integral  $\int_A y^2 dA$  depende sólo de las propiedades geométricas del área transversal. En mecánica esta cantidad lleva el nombre de momento de inercia (o momento de segundo orden) del área de la sección respecto del eje centroidal, cuando y se mide desde tal eje. Es una constante definida para un área en particular y se designa por I. Con esta notación la expresión anterior se puede escribir en forma más compacta como:

$$M = -\frac{\sigma_{\max}}{c} I \quad \text{o} \quad \sigma_{\max} = -\frac{Mc}{I} \quad (\text{III.4})$$

Se acostumbra hacer caso omiso del signo para el esfuerzo normal ya que su sentido se puede determinar por simple examen. En cualquier sección, los esfuerzos normales deben actuar de tal modo que den lugar a un par estáticamente equivalente al momento flexionante resistente cuyo sentido se conoce. Por consiguiente es posible escribir la ecuación anterior simplemente como

$$\sigma_{\max} = -\frac{Mc}{I}$$

La ecuación III-4 es la fórmula de la flexión para las vigas. Da el esfuerzo normal máximo en una viga sometida a un momento flexionante M. Además, puesto que el esfuerzo a en un punto cualquiera de la sección transversal es  $-(y/c) \sigma_{\max}$ , la expresión general para los esfuerzos normales en una sección es:

$$\sigma = -\frac{My}{I} \quad (\text{III.4})$$

Estas fórmulas son de gran importancia en la mecánica de materiales. En ellas M es el momento flexionante en la sección transversal donde se buscan los esfuerzos. La distancia y desde el eje neutro de la viga hasta el punto de la sección donde se desea calcular el esfuerzo normal  $\sigma$ , se mide perpendicularmente al eje neutro. Cuando se extiende a su valor máximo (medida hacia arriba o hacia abajo) corresponde al valor de c, y a medida que y se aproxima a este valor máximo el esfuerzo normal a se acerca  $\sigma_{\max}$ . En esta ecuación I es el momento de inercia de toda el área transversal de la viga con respecto al eje neutro. Para diferenciarlo del momento polar de inercia, I se llama

algunas veces momento rectangular de inercia. Tiene también las dimensiones de (Longitud). Su evaluación para diversas áreas se describirá en el siguiente artículo. Para el empleo de estas fórmulas hay que utilizar unidades congruentes, como sigue: T m, m. y m<sup>4</sup> o bien, N m, m y m<sup>4</sup> para obtener el valor de  $\sigma$  en ton/m<sup>2</sup> o Pa, respectivamente. Conviene que el lector reflexione acerca de los significados de los términos empleados en las ecuaciones deducidas. Los esfuerzos obtenidos mediante estas ecuaciones indican que actúan en dirección perpendicular a la sección y varían linealmente a partir del eje neutro. Estos hechos son muy significativos. Asimismo, se debe tener presente el aspecto tridimensional del problema.

La descripción anterior se aplica sólo a casos en que el material se comporta elásticamente. Los conceptos importantes empleados para deducir la fórmula de la flexión se pueden resumir en la forma siguiente:

1. Se considera que el **estado general de deformación** se origina por la variación lineal de la intensidad de la deformación desde el eje neutro.
2. Las **propiedades de los materiales** se emplearon para relacionar la deformación y el esfuerzo.
3. Las condiciones de **equilibrio** se utilizaron para localizar el eje neutro y determinar los esfuerzos internos.

Estos mismos conceptos sirvieron para deducir la fórmula de la torsión.

### III.3. Teoría de la membrana.

Las estructuras más fáciles de comprender son aquellas que deben sólo resistir tracciones, fuerzas que tiran en lugar de empujar y, de estas, las más sencillas de todas son aquellas que deben resistir una sola fuerza, en otras palabras tracción unidireccional, el caso básico de un cable o una cuerda.

#### III.3.1. Tuberías y depósitos de presión.

Las plantas y los animales pueden ser considerados en gran parte como sistemas de tubos y vejigas que contienen y distribuyen distintos tipos de líquidos y gases. Aunque las presiones de los sistemas biológicos no son normalmente altas, no son de ninguna manera despreciables, y los depósitos y membranas pueden reventar de vez en cuando, muchas veces con resultados fatales.

La obtención tecnológica de depósitos a presión seguros es un logro bastante moderno y pocas veces nos paramos a pensar cómo nos las arreglaríamos sin usar tuberías. Debido a la carencia de tuberías que pudiesen transportar líquidos a presión los romanos tuvieron que realizar enormes gastos construyendo acueductos de fábrica sobre altos arcos, para conducir agua a través de canales abiertos en terrenos ondulados.

Depósitos de presión esféricos.

Si empezamos a estudiar cualquier tipo de depósito o contenedor a presión, lo que incluye cosas tales como globos vejigas, estómagos, tuberías, calderas y arterias, tenemos que trabajar con tensiones de tracción que actúan en una o más direcciones a la vez. Esto puede posiblemente parecer complicado pero no debe producir, de hecho, ninguna alarma. La piel de cualquier depósito de presión cumple realmente dos funciones. Tiene que contener un líquido siendo impermeable al agua o al gas, y además tiene que soportar las tensiones producidas por la presión interna. Casi siempre esta piel o lámina está sometida a tensiones de tracción actuando en dos direcciones de su plano, o lo que es lo mismo, paralelas a su superficie. La tensión en la tercera dirección, la que es perpendicular a su superficie es despreciable. Es conveniente estudiar en primer lugar los depósitos de presión esféricos.

Si nos imaginamos que cortamos el objeto en dos, en todas las direcciones paralelas a su superficie, debe ser:

$$S = \frac{rP}{2t} \quad (\text{III.5})$$

Este resultado es útil y práctico, y es de hecho una fórmula clásica de ingeniería.

Depósitos de presión esféricos: La tensión en un cilindro no es la misma que en una esfera del mismo radio, supongamos un depósito cilíndrico que termina a cada lado en dos bordes semiesféricos o en dos bordes planos, y que llamamos  $S_1$  a la tensión dentro del espesor del cilindro que actúa en la dirección de las directrices rectas y  $S_2$  a la tensión que actúa en la dirección de las circunferencias.

Por tanto:

$$\text{La tensión } S = \frac{\text{carg } a}{\text{área}} = \pi r^2 P / 2\pi r t = \frac{rP}{2t} \quad (\text{III.6})$$

Podemos por lo tanto deducir que la tensión  $S_1$ , a lo largo del cilindro debe ser la misma que la de los bordes semiesféricos, o planos, es decir debe ser:

$$S_1 = S = \frac{rP}{2t} \quad (\text{III.7})$$

Para obtener  $S_2$ , la tensión circunferencial, cortamos ahora, imaginariamente, por otro plano, de donde podemos deducir que:

$$S_2 = \frac{rP}{t} \quad (\text{III.8})$$

Por tanto la tensión circunferencial que actúa en el espesor de un depósito cilíndrico es doble de la tensión longitudinal, es decir:  $S_2 = 2S_1$ .

Otra consecuencia del algebra que hemos utilizado es que contener un volumen de fluido dado a una determinada presión requiere un volumen mayor de material si utilizamos un depósito cilíndrico que si usamos uno esférico.

La teoría de depósitos a presión, que acabamos de deducir también aplica, con modificaciones mínimas a objetos diferentes de los contenedores cerrados: esto es a membranas y tejidos abiertos que deben soportar la presión del flujo libre del viento o del agua. A esta familia pertenecen las tiendas de campaña, los milanos, los aviones con alas de tela, los paracaídas, las velas de los barcos, los molinos de viento, los tímpanos de los oídos, las aletas de los peces, las alas de los murciélagos.

En todas estas aplicaciones es útil y económico no usar paneles rígidos, láminas o cascarones sino cubrir un entramado de barras, estacas o huesos con algún tipo de piel tela o membrana flexible. Esta estructura no puede ser muy rígida, y debe tenerse en cuenta que, tan pronto como una carga lateral actúe contra la membrana debido a la presión del viento o el agua, debe flechar o doblarse tomando una forma curva que, en una primera aproximación puede ser estudiada como una parte o segmento de una estar

o un cilindro, y en la que por lo tanto las tensiones dentro de la membrana obedecen las mismas leyes que una lámina o un depósito a presión.

De esto se puede inferir fácilmente que una fuerza o tracción dentro de la membrana, por unidad de espesor, es  $pr$ , el producto de la presión del viento ( $p$ ) por el radio de la curvatura de la membrana ( $r$ ). Así, cuanto más fuertemente curvada esté la membrana menor será su esfuerzo interno.

Cuando sopla el viento, la presión producida por el viento aumenta con el cuadrado de la velocidad de éste. Con un viento fuerte la presión en la membrana se vuelve verdaderamente muy alta y también por tanto las cargas sobre la estructura que la soporta. De acuerdo con la forma de pensar de escuela Occidental de ingeniería, poco podemos hacer para remediar esto, porque preferimos morir antes de permitir a una membrana, hincharse de forma apreciable entre sus soportes. Por supuesto, nunca podremos mantener la tela perfectamente plana, pero hacemos lo que sea para mantenerla tan tensa como sea posible. Lo que estamos haciendo en realidad es construir un entramado sustentable fuerte, pesado y caro con la esperanza de que no se rompa, lo que por supuesto ocurre a menudo.

Una forma más sencilla y más económica de resolver el problema sería de acuerdo con la forma de pensar de la escuela Oriental de ingeniería conseguir que las velas se hinchen entre los soportes de forma que, a medida que aumenta la presión, el radio de curvatura disminuya, y por tanto la tracción de la membrana se mantenga básicamente constante sea cual sea la intensidad de la fuerza del viento.

Una forma elegante y satisfactoria de conseguirlo fue la que inventaron los chinos, que después de todo, han estado navegando por los mares en moderadas condiciones de comodidad y seguridad durante muchos siglos, a medida que aumenta la fuerza del viento, las velas se hinchan entre las vergas.

La semejanza entre un junco chino y un murciélago, en todos estos se construyen las alas tensando una membrana de piel muy flexible contra un entramado de huesos largos y finos que son en esencia, los huesos de una mano.

Se puede comprobar que un murciélago en pleno vuelo cuando baja, la membrana de piel se hincha tomando una forma aproximadamente semicircular, minimizando las tensiones en las alas.

## **IV. GEOSINTÉTICOS**

**El material es válido esencialmente en la relación entre materia y luz, y no goza del privilegio de su identidad física, ni de la definición de un uso supuesto. De esta manera la gama de materiales puede extenderse hasta el infinito sin jerarquías, desde los elementos naturales hasta los productos industriales complejos, a menudo alejados de su primitiva función.**

**Dominique Perrault.**

## Capítulo IV. Geosintéticos.

### IV.1. Geotextiles.

Los geotextiles puede ser definidos como:

**Materiales permeables parecidos a tejidos textiles (usualmente sintéticos) utilizados con suelo, roca, o algún otro material de carácter geotécnico para mejorar el rendimiento ó costo de una estructura ó sistema hecho por los humanos.**

#### IV.1.1. Generalidades.

El área de los geotextiles esta creciendo rápidamente y es un excitante campo que desarrolla nuevos usos casi a diario. Como tal hay una gran variedad de aplicaciones y lo que es más una amplia gama de productos de donde elegir. La mayoría están hechos de polipropileno ó de polímeros de poliéster formados por fibras, y finalmente en estructura tejida ó no tejida.

A continuación se presentan los estilos a elegir

- o Geotextil Tejido monofilamento.
- o Geotextil Tejido multifilamento.
- o Geotextil Tejido película slit.
- o Geotextil Tejido fibras enlazadas.
- o Geotextil no tejido termofundido.
- o Geotextil no tejido unido con resina,
- o Geotextil no tejido agujado,

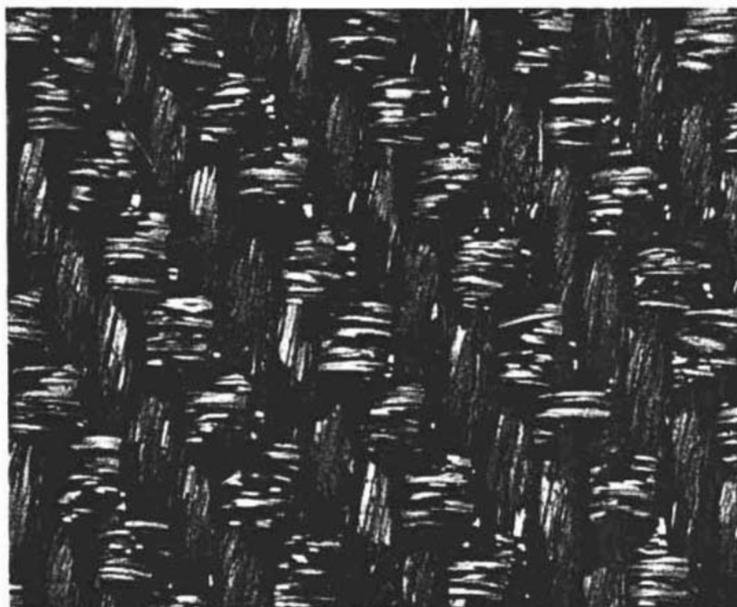


Figura. (IV.1): Geotextil tejido.

Debido al amplio rango de aplicación de los geotextiles y a la amplia variedad de productos, la selección de método de diseño particular, ó filosofía de diseño, será una decisión crítica.

#### IV.1.2. Métodos de diseño.

- (1) Diseño por costo y disponibilidad.
- (2) Diseño por especificación.
- (3) **Diseño por función.**

##### IV.1.2.1. Diseño por función.

El diseño por función consiste en evaluar la función primaria que desempeñará el geotextil y después calcular el valor numérico requerido de esa propiedad en particular. Para después dividir este valor entre el valor permisible del candidato, lo que resultará en un factor de seguridad (FS).

$$FS = \frac{\text{valor} \cdot \text{permisible}}{\text{valor} \cdot \text{requerido}} \quad (IV.1)$$

Donde:

Valor permisible = valor basado en pruebas de laboratorio que modela la situación real.  
Valor requerido = valor requerido por algún método de diseño que modela la situación real.

Si el factor resulta lo suficientemente más grande que 1, este es un geotextil aceptable. El proceso antes descrito se puede hacer para varios geotextiles disponibles, y después la elección se vuelve la de menor costo y disponibilidad.

Los pasos a seguir en el proceso son los siguientes:

1. evaluar la aplicación particular considerando el sistema en general.
2. dependiendo de las consecuencias que tenga la falla del material decidir un factor de seguridad.
3. decidir cual será la función primaria del geotextil.
4. calcular el valor numérico requerido de la propiedad en específico que involucre la función primaria.
5. obtener valores de los candidatos de esa propiedad en particular.
6. calcular el factor de seguridad resultante que resulta de dividir el valor permisible (paso 5) entre el requerido (paso 4).
7. compare este factor de seguridad con el mínimo requerido decidido en el paso 2.
8. si no es aceptable, revisar entre materiales con mejores propiedades.
9. si es aceptable, revisar si alguna otra función del geotextil es más crítica.
10. cuando se encuentran varios geotextiles que satisfagan los requerimientos mínimos, seleccionar el geotextil en base al de menor costo.

La función primordial de este trabajo es orientar al diseñador de geotextiles, la dirección general es apuntar a obtener valores requeridos de alguna propiedad en específico dependiendo de la función primaria (por ejemplo la resistencia a tensión). Este valor debe ser posteriormente comparado con los permisibles, sin embargo algunos métodos de prueba están en etapa formativa y frecuentemente no son representativos de las condiciones en el campo por lo que se recomienda ser muy cuidadoso con el manejo de los factores de seguridad.

De acuerdo al enfoque de la investigación se hará una descripción de las propiedades importantes para dicho trabajo:

### IV.1.3. Resistencia a tensión. (Métodos de prueba).

Quizás la propiedad más importante de un geotextil es su resistencia a tensión. Invariablemente todas las aplicaciones de los geotextiles recaen en esta propiedad ya sea como función primaria en cuestiones de refuerzo ó secundaria en casos de separación, filtración ó drenaje. La idea básica es situar el material en un dispositivo compuesto de mordazas (similar a la máquina de pruebas universal utilizada en la obtención de la resistencia a tensión del acero), y se tensa el material hasta llevarlo a la falla. La falla es fácil de detectar, durante el proceso de extensión, es costumbre obtener valores de carga- deformación de la que se obtiene una variante de las curvas esfuerzo deformación (calculada como la deformación dividida entre la longitud original del espécimen), los valores que nos interesa obtener son los siguientes:

1. resistencia máxima a tensión.
2. elongación máxima.(deformación a la falla)
3. energía (trabajo hecho por unidad de volumen antes de la falla, usualmente tomado como el área debajo de la curva esfuerzo deformación)
4. módulo de elasticidad (es la pendiente de la zona elástica lineal de la curva esfuerzo deformación)

Respecto al tamaño del espécimen (longitud, ancho, y a la relación ancho-longitud), mucho se ha escrito y las investigaciones continúan. Los estándares de la ASTM D1682, D4632, y D4595 permiten algunas variaciones, y se prevén algunos cambios más. El tamaño actual mas popular de espécimen, las dimensiones del espécimen son 4.0 in. (100mm) de ancho y 6.0 in. (150mm) de largo, pero las mordazas del dispositivo solo dejan una pulgada del centro del espécimen de prueba. Casi todos los fabricantes y especificaciones de geotextiles utilizan este valor. La razón de utilizar especímenes anchos para realizar las pruebas de tensión es esencialmente el problema antes descrito con las mordazas (particularmente los no tejidos) tienden a tener severos valores del módulo de Poisson bajo esfuerzos de tensión es decir se presentan concentraciones de esfuerzos que hacen que el espécimen no desarrolló su resistencia real. Bajo este comportamiento la tendencia a mejorar los resultados de la prueba es utilizar la llamada prueba ancha, la más comúnmente utilizada es la ASTM D4595, la cual usa un espécimen de 8.0 in (200mm) de ancho por 4.0 in. (100mm) de largo. No hay una relación universal entre los diferentes tamaños de especímenes o formas, y por lo tanto la elección del espécimen depende del uso que se le vaya a dar a los datos obtenidos, la importancia del tamaño no es lo único importante al respecto otras consideraciones son la velocidad de la carga, el método de carga, etc.

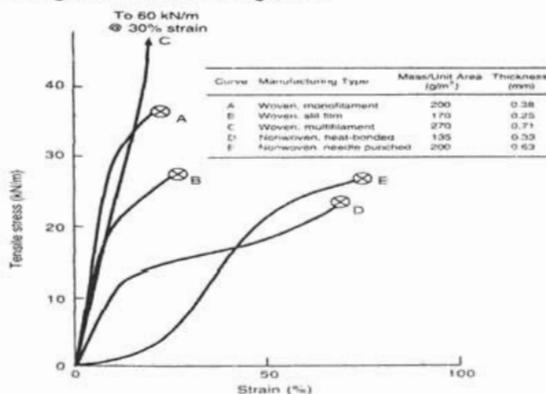


Fig. IV.2. prueba de tensión, especímenes fueron inicialmente de 200 Mm. de ancho \* 100 Mm. de alto.

#### **IV.1.4. Deformación plástica a largo plazo.**

Creep es el nombre general aplicado a la elongación que sufre el geotextil al ser expuesto a cargas permanentes. Debido a que los polímeros son susceptibles a experimentar creep, es importante evaluar esta propiedad. Los especímenes de prueba deben ser anchos (prueba ancha) y son esforzados mediante la adición de pesos. Puesto que la duración de la prueba es larga, varias pruebas pueden ser realizadas simultáneamente a la respectiva etapa de carga.

La selección de la carga es importante y usualmente se basa en un porcentaje de la resistencia obtenida en la prueba descrita en la sección 2.2.3.2. si el valor considerado es 100%, los esfuerzos en la prueba de creep de 20%, 40%, y 60% algunas veces son evaluados. Los esfuerzos son aplicados por alrededor de 100 horas (imagina que algunas pruebas requieren de 1000 horas ó aún 10000 horas) las lecturas se toman progresivamente con forme a los incrementos desde el inicio de la prueba (1, 5, 10, 15, 20, y 45 min., después 1, 2, 4, 8, 24, 48, y 100hr.). El porcentaje de deformación contra el tiempo debe ser graficado para cada incremento de esfuerzo. La velocidad de creep se calcula después de estas tres curvas de respuesta.

Varias referencias están disponibles sobre el comportamiento a creep de geotextiles formados por fibras, hilos, y combinaciones de estos. Quizás la sensibilidad se deba al nivel de esfuerzo y al tipo de polímero. Tal información es muy importante en el diseño, el porcentaje casi estático de resistencia a la cual ocurre el creep es utilizado como el inverso para obtener el factor de seguridad necesario para evitar deformaciones.

Algunos valores de factores de seguridad contra el creep.

- Materiales polipropileno : FS = 4.0
- Materiales polietilenos : FS = 4.0
- Materiales polamida : FS = 2.5
- Materiales poliéster : FS = 2.0

Se debe tener cuidado al utilizar estos valores es importante tener en cuenta tener condiciones similares de ambiente, temperatura, humedad, y modelar las condiciones de esfuerzo en campo.

#### **IV.1.5. Daños de instalación.**

Mientras que no se formalicé un método de prueba o estándar, es generalmente reconocido que los severos esfuerzos en ó durante la instalación pueden dañar al geotextil. En algunos casos estos esfuerzos de instalación pueden ser más severos que los esfuerzos de diseño para los cuales fue concebido, regularmente nos referimos a los daños provocados por las maniobras de los contratistas al ejecutar los trabajos de construcción.

#### **IV.1.6 Geotextiles consideraciones de propiedades permisibles contra últimas.**

Es importante reconocer que algunas de las siguientes propiedades representan condiciones ideales y por lo tanto resultan en valores numéricos artificiales relativamente altos cuando se usan en el diseño. En el diseño por función el factor de seguridad fue formulado a través de valores permisibles obtenidos en pruebas, frecuentemente un valor particular no puede ser utilizado directamente de las pruebas de laboratorio y debe ser modificado por las condiciones en el sitio. Esto debe realizarse mediante un proceso de prueba que represente las condiciones reales en el campo, pero en algunos casos simplemente no se puede hacer. Para compensar dichas diferencias entre el valor medido en laboratorio y el valor real, se pueden realizar dos cosas:

1. usar un factor de seguridad más grande que el usual a finales de problema.
2. usar un factor preliminar de seguridad en el laboratorio generado.

**TABLA IV.1 Factores parciales de seguridad recomendados para la ecuación IV.1.**

Arca de aplicación	Factores Parciales De Seguridad			
	Daños de instalación	Deformación plástica a largo plazo*	Degradación química	Degradación biológica
Separación	1.1 a 2.5	1.0 a 1.2	1.0 a 1.5	1.0 a 1.2
Capas de relleno	1.1 a 2.0	1.2 a 1.5	1.0 a 2.0	1.0 a 1.2
Caminos no pavimentados	1.1 a 2.0	1.5 a 2.5	1.0 a 1.5	1.0 a 1.2
Muros	1.1 a 2.0	2.0 a 4.0	1.0 a 1.5	1.0 a 1.3
Terraplenes	1.1 a 2.0	2.0 a 3.0	1.0 a 1.5	1.0 a 1.3
Capacidad de carga	1.1 a 2.0	2.0 a 4.0	1.0 a 1.5	1.0 a 1.3
Estabilidad de taludes	1.1 a 1.5	1.5 a 2.0	1.0 a 1.5	1.0 a 1.3
Pavimentos	1.1 a 1.5	1.0 a 1.2	1.0 a 1.5	1.0 a 1.1
Vías férreas	1.5 a 3.0	1.0 a 1.5	1.5 a 2.0	1.0 a 1.2
Formas flexibles	1.1 a 1.5	1.5 a 3.0	1.0 a 1.5	1.0 a 1.1
Barrera contra silicatos	1.1 a 1.5	1.5 a 2.5	1.0 a 1.5	1.0 a 1.1

\*El valor más bajo en el rango se refiere a resultados que han sido compensados para la prueba de deformación (creep).

$$T_{per} = T_{ult} (1 / FS_{ID} \cdot FS_{CD} \cdot FSCR \cdot FS_{BD}) \quad (IV.2)$$

Donde

$T_{per}$  = resistencia a tensión permisible.

$T_{ult}$  = resistencia última a tensión,

FS (ID) = factor de seguridad contra daños de instalación,

FS (CR) = factor de seguridad por creep,

FS (CD) = factor de seguridad por degradación química, y

FS (BD) = factor de seguridad por degradación biológica.

#### IV.1.7. Geotextiles: funciones y mecanismos.

La parte inicial del trabajo alude a varias aplicaciones cayendo dentro de categorías para definir su principal función. Estas categorías, separación, refuerzo, filtración, drenaje, barrera contra humedad.

##### IV.1.7.1. Separación.

El concepto de separación puede quizá ser ilustrado por el dicho conocido en el ambiente de la ingeniería que dice:

**“diez libras de piedra colocadas sobre diez libras de lodo, resultan en veinte libras de lodo”.**

Un geotextil para separación es la introducción de una barrera sintética flexible situada entre materiales diferentes, así que la integridad y funcionamiento de ambos materiales puede ser conservada e incluso mejorada. Cuando colocas piedra sobre un suelo fino ó suelto hay dos escenarios simultáneos posibles que tienden a ocurrir horas más tarde: uno es que los finos intenten entrar dentro de los huecos de la roca, arruinando su capacidad de drenaje; el otro es que la piedra intente incrustarse en el suelo, y por lo tanto de esta manera arruinar sus excelentes propiedades de resistencia.

Cuando esto ocurre se nos presenta la situación que ha sido llamada “sacrificial stone” (roca sacrificada y con ello sus propiedades), el cual es muy frecuente si no se utiliza un geotextil de separación apropiado. (Ver figura IV.3).

##### IV.1.7.2. Refuerzo.

Los geotextiles, siendo un tipo de material resistente a la tensión, pueden complementar adecuadamente a aquellos materiales débiles en tensión. Así atacar la baja resistencia a la tensión de los suelos se convierte en su objetivo principal para los geotextiles de refuerzo. Una definición adecuada es la siguiente:

Un geotextil de refuerzo es aquel que mejora sinérgicamente el sistema de fuerzas creado por la introducción de un geotextil (bueno en tensión) en un suelo (pobre en tensión y bueno en compresión) ó alguna otra combinación de materiales.



Sin Geotextil



Con Geotextil

(a)



Sin Geotextil



Con Geotextil

(b)

Figura IV.3. Diferentes mecanismos involucrados en el uso de geosintéticos en función de separación. a) Suelo fino taponando los huecos en el suelo granular lo cual se evita usando geotextiles. (b) La incrustación del suelo granular en el suelo fino sin geosintético, lo cual se evita utilizando geotextiles separadores.

La mejora en resistencia se puede evaluar de varias formas. En pruebas triaxiales realizadas por Broms e ilustradas en la figura IV.4 nos muestra sus efectos benéficos del geotextil cuando se coloca adecuadamente.

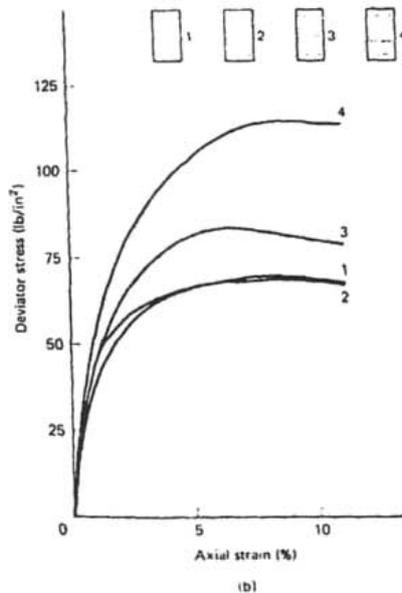
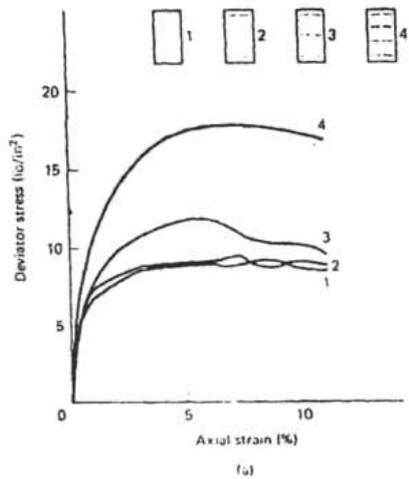


Figure IV.4. Resultados obtenidos en pruebas triaxiales con las capas de refuerzo localizadas en diferentes posiciones.

Como se puede apreciar en las curvas los efectos más benéficos se presentan cuando se colocan capas de refuerzo en los extremos y capas en los cuartos curva 4. Dentro de la función general de refuerzo de suelos hay tres diferentes mecanismos: (1) tipo membrana, (2) tipo cortante, (3) tipo anclaje, en el presente trabajo se utilizara el refuerzo de tipo membrana es por ello que se detallará con más cuidado en este documento.

#### IV.1.7.2.1. Refuerzo de tipo membrana.

Membrana de refuerzo ocurre cuando una carga vertical es aplicada a un geotextil sobre un suelo deformable, ver figura IV.5. Dependiendo de la profundidad a que esta situado el geotextil de la carga, se conoce bien que:

$$\sigma_h = P/2\pi z^2 (3 \sin^2 \theta \cos^3 \theta - ((1-2\mu) \cos^2 \theta / 1 + \cos \theta)) \quad (IV.3)$$

Donde

$\sigma_h$  = el esfuerzo horizontal a una profundidad  $z$  y un ángulo  $\theta$ .

$P$  = carga vertical aplicada,

$z$  = profundidad debajo de la superficie donde esta siendo calculado  $\sigma_h$ .

$\mu$  = módulo de Poisson, y

$\theta$  = ángulo con la vertical debajo de la carga  $P$ .

Note que directamente debajo de la carga, donde  $\theta = 0$  grados. ,

$$\sigma_h = - \frac{P}{\pi z^2} \left( \frac{1}{2} - \mu \right) \quad (IV.4)$$

Mientras  $\mu$  es menos de 0.5,  $\sigma_h$  es negativa (tensión), que es, la descarga vertical aplicada produce tensión en un plano horizontal debajo de el. Así que la tensión resulte en el geotextil, el cual es precisamente el objetivo de colocarlo allí. Como se ve en la ecuación, la magnitud de  $p$ , es más grande que el esfuerzo en el material. También, si el geotextil esta cerca de la carga (bajo valor de  $z$ ), es grande el esfuerzo en el geotextil. Algunas situaciones en las cuales los geotextiles están colocados en un suelo blando ó en una situación de fluencia se utilizan este mecanismo de refuerzos, ver figura IV.6.

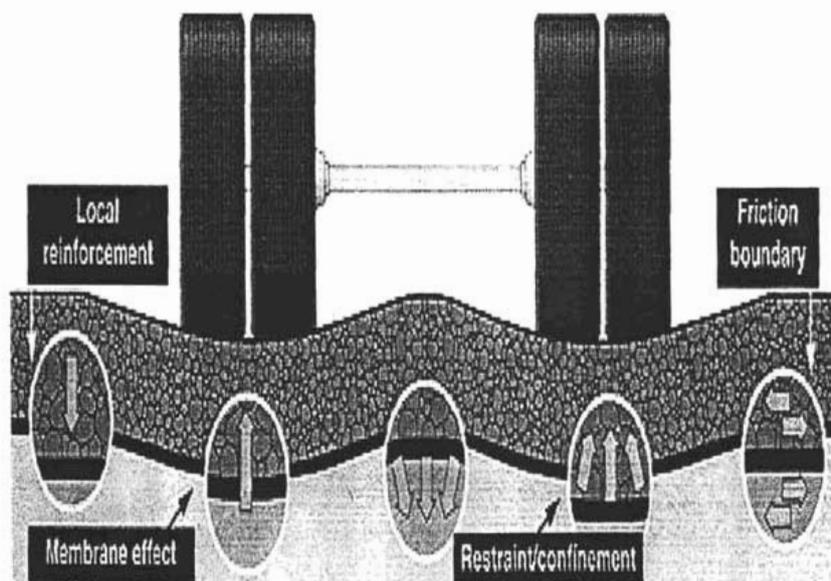


Figura (IV.5) Refuerzo de tipo membrana.

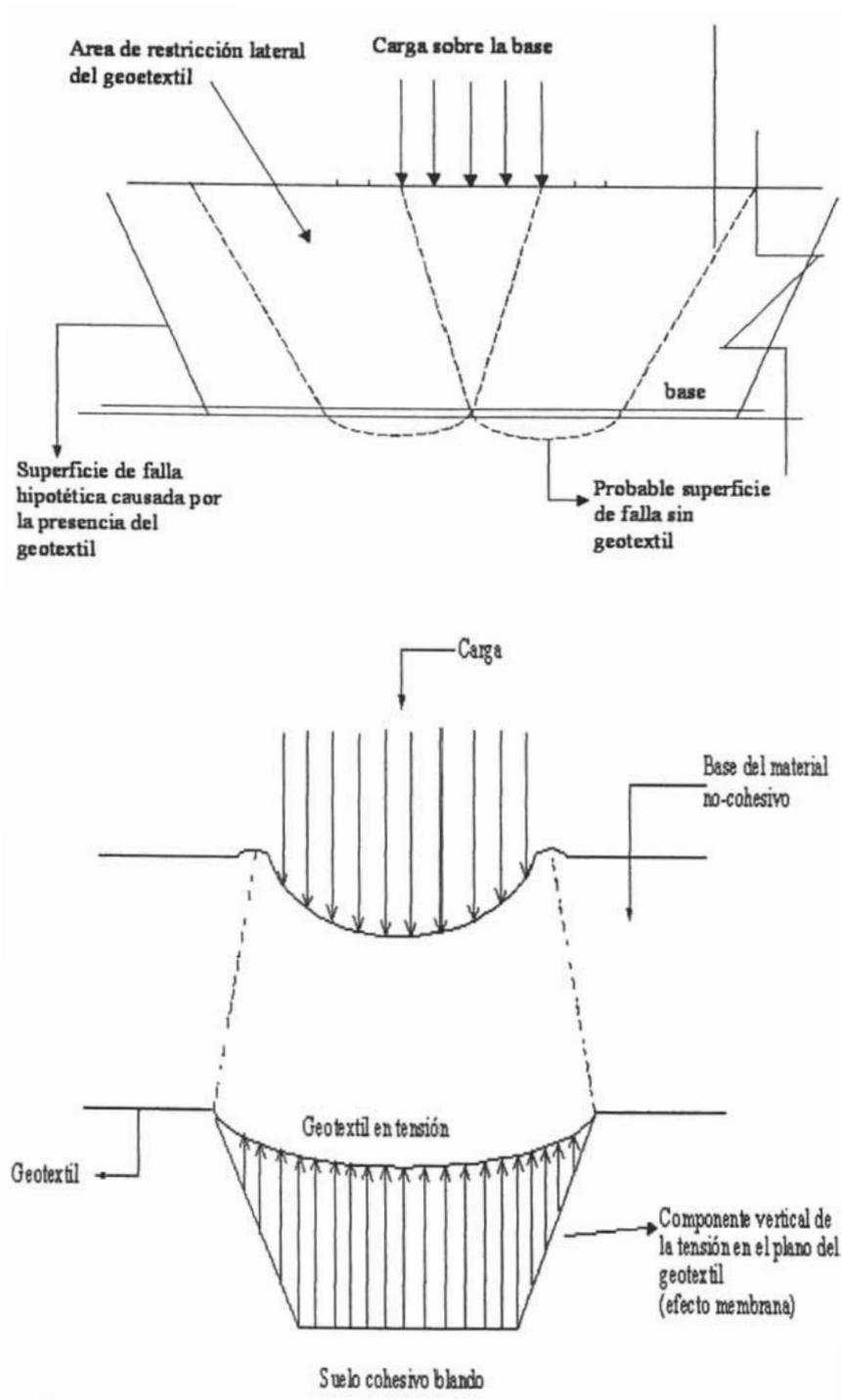


Figura IV.6 a y b. a) Refuerzo por aumento de restricción lateral, b) Refuerzo por efecto membrana

#### **IV.1.8. Diseño Por Estabilización. (Refuerzo de suelos).**

##### **IV.1.8.1. Geotextiles estabilizando suelos de cimentación.**

El propósito de esta sección es centrarnos en la estabilización de cimentaciones u otras estructuras situadas sobre suelos inestables de cimentación.

##### **IV.1.8.1.1. Antecedentes.**

Suelos finos y saturados existen cerca de los estuarios de ríos y de áreas de puertos alrededor del mundo. Desafortunadamente, estas son áreas donde la industrialización es intensa. Construcciones, fábricas, fletes de mercancía, almacenes, tanques de almacenamiento, líneas de ferrocarril, equipamiento, y otras oportunidades de industrias todas ellas incompatibles con las condiciones débiles del suelo. Las soluciones tradicionales dadas a los propietarios han sido las siguientes (a) cimentaciones profundas situadas a través del suelo inapropiado, (b) excavar y reemplazar con suelo de mejores características, (c) estabilizar mediante la inyección de aditivos, o (d) esperar a que ocurra la consolidación natural del terreno. Todos estos métodos tienen un cierto grado de aplicabilidad, pero todos presentan el inconveniente de ser caros y consumir grandes cantidades de tiempo.

La más reciente alternativa (el cual se explica detalladamente en esta sección) es desplegar un geotextil de alta resistencia (ó geored) sobre el sitio, poner una capa de drenaje/ manta de trabajo sobre el, instalar drenes verticales por debajo de la capa de suelo blando, y después complementar la sobrecarga rellenando. Las capas de arena y de relleno pueden ser puestas con equipos convencionales de movimiento de tierras. Como será ilustrado posteriormente el proceso puede alcanzarse bajo el agua si surge la necesidad.

Claramente los geotextiles actúan como material de refuerzo, ya que los suelos de cimentación están frecuentemente por debajo de las 150 lb/ft<sup>2</sup>, el cual apenas podría soportar el peso de un individuo. Las franjas verticales de arena (también llamados drenes verticales prefabricados o wick drains) son compuestos geosintéticos y son usados para drenar el exceso de presión de poro del suelo de cimentación debido a la sobrecarga. La sobrecarga esta hecha de suelos locales disponibles.

En cuanto a la configuración de estos proyectos, hay 2 variaciones. Uno es un área larga de relleno en el cual la longitud y el ancho del sitio son aproximadamente iguales, en tales circunstancias no esta bien definida la dirección de los esfuerzos principales, y por lo tanto la resistencia del geotextil debe igualmente balanceada en ambas direcciones. Situaciones actuales en esta categoría son frecuentemente proyectos de fábricas o edificios de oficinas. La segunda variación es cuando el largo del relleno es bastante en comparación con el ancho, es un relleno lineal. En estos casos la dirección del esfuerzo principal puede ser identificada y el geotextil de refuerzo alineado de acuerdo con esto. Las costuras pueden ser frecuentemente evitadas, o situadas in la dirección del esfuerzo menor.

##### **IV.1.8.1.2. Detalles de construcción.**

Frecuentemente les asignaban la construcción de diques lineares permanentes, para la contención de suelos dragados. Propiamente dicho, la necesidad de costuras de alta resistencia para situar o colocar en dirección transversal al alineamiento del dique, en la dirección del esfuerzo principal mayor. Esto permite que la dirección débil pueda ser cosida y situada en El ejército de ingenieros de los Estados Unidos ha sido el líder detrás del uso de geotextiles tejidos de alta resistencia para reforzar suelos de cimentación muy blandos. Ya que alineamiento con la dirección del esfuerzo principal

menor. Ambos proyectos de este tipo fueron recientemente examinados. La resistencia de los suelos de cimentación para estos proyectos fue de 0.1 a 1.2 lb/in<sup>2</sup>. Los geotextiles utilizados tuvieron una resistencia en la prueba ancha de 900 a 2900 lb/in. Todos ellos estuvieron confeccionados de tejidos sólidos de polipropileno o poliéster. Los terraplenes situados encima de geotextiles varían en altura de 6.6 a 23 ft. (2 a 7 m). Después de la construcción los asentamientos por consolidación varían de 3.3 a 16.4 ft. (1 a 5 m). Todos han presentado comportamientos aceptables con un solo problema conocido, la propagación de una falla en tensión ocurrida en el geotextil entre los agujeros utilizados para instrumentación, casi al llegar a la altura final. Esto ilustra la importancia que tiene permitir agujerear el material en la disminución de resistencia del geotextil, pues se provoca con los agujeros un plano potencial de falla, esto sucede al instalar dispositivos de instrumentación o de drenes verticales.

Un ejemplo reciente de una aplicación de geotextiles fue un área de relleno de suelo dragado usando un geotextil de alta resistencia en Seagirt, Maryland, para la administración de puertos de dicha ciudad. Esto consistía en un área de 45 hectáreas conteniendo de 20 a 35 ft. (6 a 11 m) de suelos dragados con un contenido de agua de 50% a 150% por arriba del límite líquido. El objetivo fue preparar el sitio para recibir cargas superficiales de aproximadamente 600 lb./ft<sup>2</sup>. (30 kPa) dentro de un extraordinariamente corto tiempo de seis meses. Este objetivo fue logrado desplegando un geotextil de 30 oz./yd<sup>2</sup>. (1000g/m<sup>2</sup>) y resistencia en prueba ancha de aproximadamente 1200 lb. / In. La resistencia de las costuras requerida fue de 600lb. /in., la cual fue la limitante de diseño. Una capa sencilla de material granular (capa de drenaje/ plataforma de trabajo) de 2.5ft (0.76 m) de espesor fue puesta en la cual se colocaron los drenes verticales instalados a 5ft (1.5 m) en el centro medidos desde la parte más baja. La operación final fue situar una sobrecarga de relleno de 8ft (2.4 m) sobre toda la superficie. Placas de asentamiento y piezómetros fueron los principales elementos de control de las cuales la velocidad de colocación de la sobrecarga de relleno fue controlada. El proyecto resulto exitoso puesto que la consolidación ocurrió de forma anticipada dentro de un tiempo y grado de aceptación deseada. El área esta actualmente pavimentada y se utiliza como patio de maniobras de camiones pesados, carga y almacenamiento.

El área de proyecto para eliminación del puerto sur de Wilmington es un ejemplo de un relleno lineal. El proyecto esta localizado cerca de la confluencia de los ríos Delaware y Christina, aproximadamente 29 millas (47 Km.) al sur de Philadelphia, Pennsylvania, el proyecto es proveer capacidad para dragado de material proveniente del mantenimiento puerto.

Los suelos de cimentación, los cuales están por arriba de los 15ft. (5 m) de agua, consistentes de suelos débiles, silicatos y arcillas altamente compresibles que forman las mareas poco profundas del Río Delaware. La resistencia al esfuerzo cortante en pruebas de compresión no confinada varía de cero a 200lb. /ft<sup>2</sup>, para profundidades de promedio de 90ft. (27 m), en donde arenas firmes y gravas son eventualmente encontradas.

Las condiciones desfavorables de cimentación que acabamos de describir, la cantidad limitada de material granular de préstamo, y condiciones relacionadas con el medio da la pauta para adoptar la solución de realizar un terraplén de berma ancha para encerrar el área de eliminación. El concepto más allá de este proyecto implica la "flotación" del dique sobre el suelo malo de cimentación vía utilizar un geotextil de alta resistencia para refuerzo de tensión. La elección del geotextil empleada en este proyecto fue un tejido de fibras de poliéster de alta tenacidad y fue especialmente diseñado para esta aplicación. Las especificaciones del geotextil están dadas en tablas. El paso siguiente a

la colocación del geotextil de alta resistencia, fue la construcción del dique empleando materiales granulares dragados colocados en dos etapas. La primera etapa de espesor aproximado promedio de 10ft. (3 m) por 600ft (180 m) de ancho y se forma la berma ancha de la sección del dique. Esta primera etapa consiste en la construcción de cinco rellenos separados. Cuando se construye el terraplén, los 2 rellenos exteriores, designados rellenos 1 y 2, son colocados simultáneamente, por consiguiente ponen la sección central del geotextil en tensión. Esto provee de soporte adicional a los rellenos 3, 4 y 5, de ese modo se previenen excesos de desplazamientos de los materiales de cimentación. Los rellenos 1 y 2 se colocan y separan de 100 a 150 ft. (30 a 40 m) antes del relleno 3, mientras que los rellenos 4 y 5 por detrás del 3 separado cerca de 50 ft. (15 m). Las cargas sobre el geotextil son balanceadas conservando los pesos totales de los rellenos 1 y 2 aproximadamente iguales y sus bordes delanteros constantes conforme va avanzando el proceso de relleno. Lo mismo se hace con los rellenos 4 y 5, aunque este último requerimiento no se considera esencial para este proyecto en particular. La primera etapa alcanza una elevación promedio de relleno de 7 ft. (2.1 m) a la finalización de su colocación inicial.

Drenes verticales prefabricados se instalan a través del relleno granular y del geotextil a una profundidad de 40 ft. (12 m). Los drenes son de forma triangular de 10ft. (3 m). Encima los asentamientos por consolidación primaria (medidos por medio de piezómetros, asentamientos de anclas, e inclinómetros), lo segunda etapa del terraplén será colocar en la cima de la primera hasta una elevación de +15ft. (+4.6 m). El talud de fuera tiene un sistema de control contra la erosión protegiéndolo, y el interior una barrera de protección contra arcilla.

El contratista eligió para fabricar el geotextil de alta resistencia que se utilizó como material de refuerzo a tensión paneles que miden 12 y 17 ft. (3.7 a 5.2 m) de ancho. Estos paneles son continuos en longitud de la dirección deformada. El fabricante ensambla cada sección de 54ft. (16.5 m) de ancho, con dos paneles de 17 y dos de 12 en un amplio desván. Las secciones cosidas se enrollan para su envío al sitio actual de construcción, al arribar al sitio, las secciones son cargadas en barcazas, provistas de llantas, se dejan en su posición, y después se cosen en el campo. Esto resulta en una alfombrilla en forma de acordeón plegado de longitud correcta y de ancho para que el siguiente segmento de alfombrilla de geotextil sea colocada.

#### **IV.1.8.1.3. Métodos de diseño.**

Considerando un terraplén sobre un suelo blando de cimentación y soportado por un geotextil o una geored, surgen un número variado de elementos de diseño (todos son potenciales escenarios de falla). En forma secuencial yendo de un elemento a otro, el conjunto de diseño material/terraplén llega a ser gradualmente más definido, esto es,

- (a) capacidad de carga
- (b) estabilidad global
- (c) deformación elástica
- (d) resistencia a ser retirado o anclaje
- (e) propagación lateral

#### **IV.1.8.2. Geotextiles para mejora de capacidad de carga.**

Con el reconocimiento de múltiples capas y/o geotextiles de alta resistencia pueden reforzar muros, taludes, y cimentaciones, se deduce que los suelos que tienen baja capacidad de carga para muros rígidos, cimientos, pilas, etc., debe ser también un objetivo para mejorar su rendimiento usando geotextiles. Por situar capas horizontales

de geotextil espaciados a corta distancia en suelos de cimentación altamente compresibles, efectos benéficos deben de presentarse. La lógica de tal argumento se fundamenta en el trabajo de Binquet y Lee en la mejora de capacidad de carga de arenas compresibles utilizando barras de metal (esto asemejando el concepto de tierra reforzada). Ellos encontraron mejoras definitivas, los cuales fueron más allá de los evidenciados por un estudio económico que revelo los costos economizados. Sin embargo, cuando la corrosión fue considerada, los beneficios económicos fueron esencialmente bajos. Con geotextiles de refuerzo anticorrosión, el problema de corrosión pasa a segundo término. Lo que sigue es la investigación necesaria para cuantificar las mejoras.

El trabajo de algunos investigadores, usando capas de geotextil sobre una arena suelta produjo los resultados de la figura IV.8 a. Aquí se ve que las múltiples capas (arriba de tres) producen resultados benéficos, pero solo después de que los asentamientos considerables han ocurrido. Esta era de esperarse, pues el sistema suelo-material debe deformarse antes de que sus efectos benéficos sean realizados. Su prueba utiliza un geotextil no tejido de alta elasticidad y juntas termofundidas y una variación de algunos parámetros, incluyendo distancia a el geotextil superior, espacio entre capas, y distancia que se extiende el geotextil más allá del filo del cimiento.

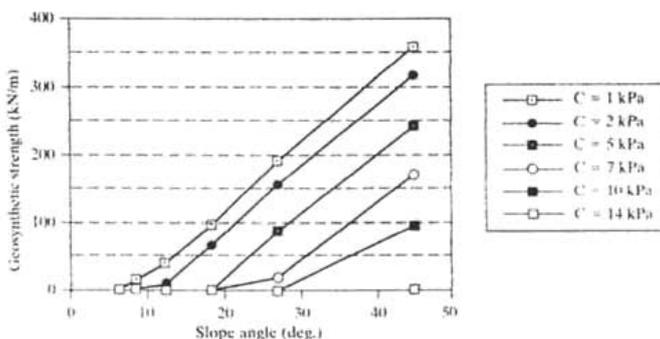
El trabajo del Instituto de Investigación de Geosintéticos de la Universidad de Drexel sobre blandas, compresibles, suelos finos y saturados por debajo de su límite plástico ha producido las curvas presentadas en la figura IV.8b. Aquí, se usan geotextiles tejidos de alta elasticidad, un comportamiento similar se ha notificado. Algunas mejoras en capacidad de carga se notan (o se presentan) por todas partes, pero solamente en deformaciones largas la mejoría es digna de mencionar. Una medida de la mejoría adecuada es a través de la siguiente ecuación:

$$\text{VRS} = q / q_0 \quad (\text{IV.5})$$

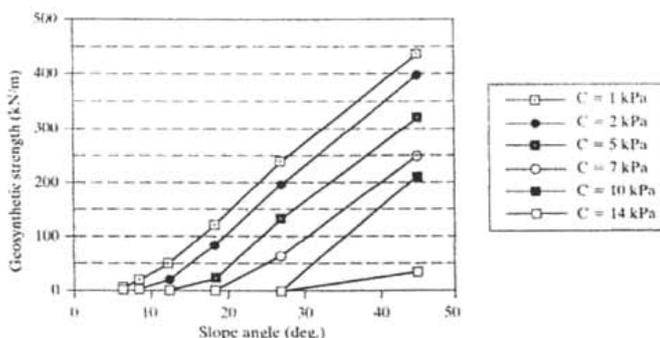
Donde

VRS = proporción de capacidad de carga.

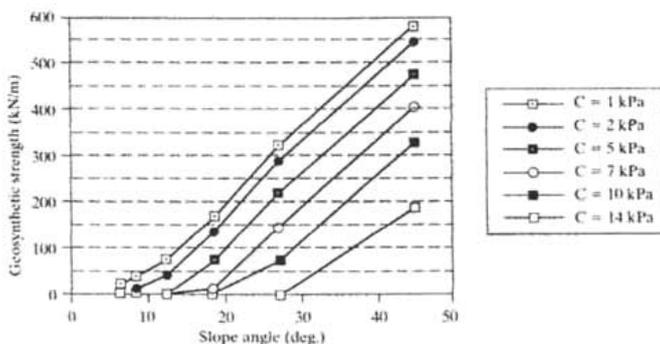
$q_0$  = presión que puede soportar el suelo no reforzado a un asentamiento dado, y  
 $q$  = presión que puede soportar el suelo reforzado a un asentamiento correspondiente.



(a) Required geosynthetic strength based on  $FS = 1.3$ . Chart reflects soil surcharge height of 4m.



(b) Required geosynthetic strength based on  $FS = 1.3$ . Chart reflects soil surcharge height of 4 m plus 13 kPa dozer on embankment.



(c) Required geosynthetic strength based on  $FS = 1.3$ . Chart reflects soil surcharge height of 4 m plus 42 kPa wick drain installation equipment on embankment.

Figura IV.8 Resultados de las investigaciones.

Como se puede prever en ambos estudios presentados en la figura IV.9, un método que nos permitiera preesforzar el geotextil sería un paso significativo. Como hacer esto de una manera efectiva y a un costo razonable, sin embargo, hasta ahora no se conoce. En lugar de preesforzar el material, los diseñadores deben considerar mejorar la capacidad de carga solo después de largos asentamientos.

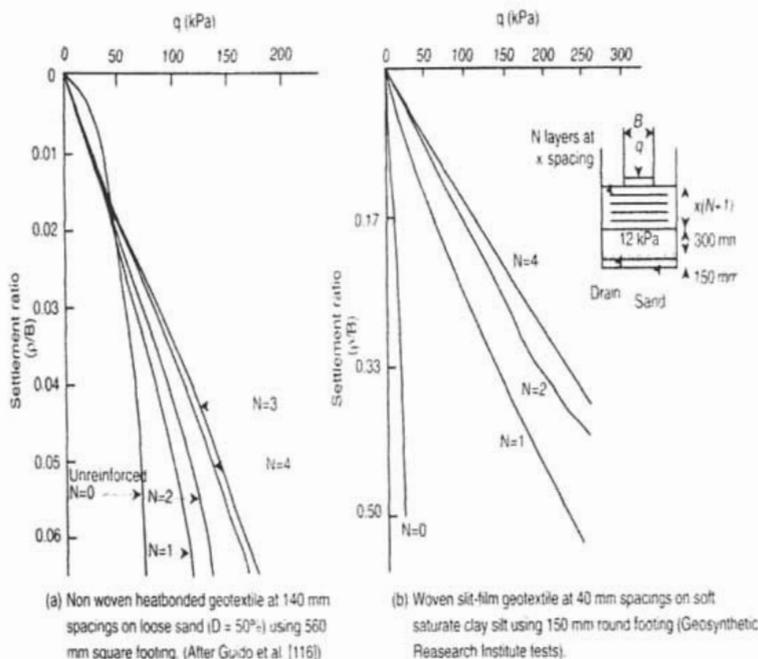


Figura IV.9 Curvas desarrolladas en laboratorio que presentan la mejora en capacidad de carga de suelos utilizando geotextiles.  $p$  es el asentamiento de la cimentación y  $B$  es el ancho del cimientto.

También, el uso de curvas generadas en el laboratorio debe de ser utilizadas con mucho cuidado, puesto que los efectos de escala no se incluyen. De acuerdo con el diseño, cuatro modos de falla deben ser considerados. Ellos se presentan esquemáticamente en la figura IV.10 y son explicados abajo.

- Falla por capacidad de carga del suelo arriba de la capa superior de geotextil, lo cual probablemente puede ser evitado si la separación del geotextil esta dentro de 12 pulgadas. (30 cm.) de la superficie de terreno.
- Longitud embebida insuficiente, la cual es evitada si el geotextil se extiende bastante más allá de la potencial zona de falla para desarrollar la resistencia requerida de anclaje.
- Falla en tensión del geotextil(es) debido a sobre-esfuerzos. Este es el principal elemento de diseño y utiliza información tal como la presentada en la figura IV.8.
- Asentamientos a largo plazo debidos a las cargas sostenidas en la superficie y subsiguientes ala relajación del geotextil, lo cual probablemente se pueda evitar si esfuerzos permisibles lo suficientemente bajos en el material fueran utilizados. Los valores permisibles de la fuerza de tensión deberían ser escogidos de forma conservativa.

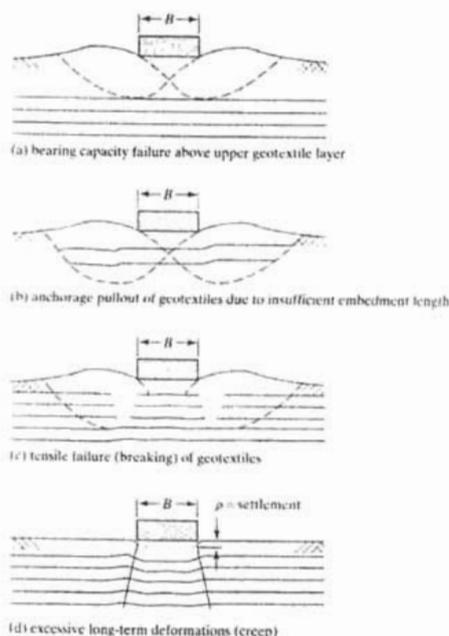


Figura IV.10 Posibles modos de falla de geotextiles reforzando cimentaciones superficiales

## IV.2. Georedes.

### IV.2.1. Generalidades.

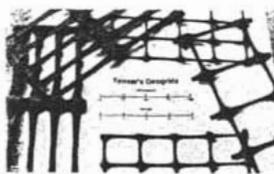
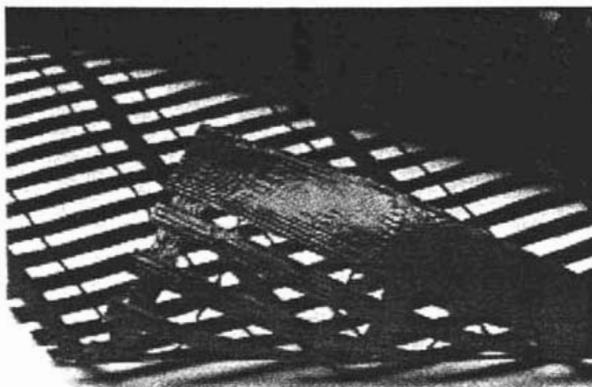
Geored: Es un geosintético usado para reforzar el cual esta formado por una red regular de elementos en tensión, con aperturas de tamaño suficiente para permitir el paso a través de ella del suelo colindante, rocas u otro material de carácter geotécnico.

Geotextiles y georedes compiten para ser utilizados en aplicaciones de refuerzo, están diseñados de manera similar, pero difieren en su manufactura, apariencia, y colocación.

Las georedes son materiales con largos espacios llamados aperturas, las cuales son típicamente de 0.5 a 4.0 pulgadas (1 a 10 cm.) entre costillas. Las costillas se pueden manufacturar de diversos materiales, así como también varían los métodos de unión o empalme. La función primaria de las georedes es claramente el refuerzo. Esta área de los geosintéticos ha visto una rápida expansión de nuevos productos junto con un incremento en la aceptación de las georedes como materiales geosintéticos por derecho propio.

Hay en el mercado varios estilos disponibles en sus dos presentaciones uniaxial y biaxial, los productos uniaxiales se utilizan para aplicaciones en las cuales la dirección del esfuerzo principal mayor es conocida, mientras que los biaxiales se usan para aplicaciones en la cual los esfuerzos "in situ" son aleatorios.

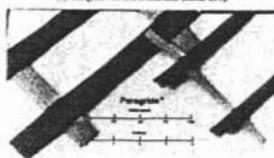
Las principales empresas dedicadas al desarrollo y comercialización de georedes son: Tensor Corp, Netlon LTD, Tenax Corp, Paragrids, Nicolon Inc, Huesker synthetic., las cuales han desarrollado marcas registradas con propiedades diferentes y por lo tanto con aplicaciones muy variadas, se deja por tanto a elección del diseñador el tipo de geored de refuerzo. Algunos tipos de geored se presentan a continuación (ver figura IV.10).



(a) Geogrids of Tetraon Ltd. and Tensar Corp.



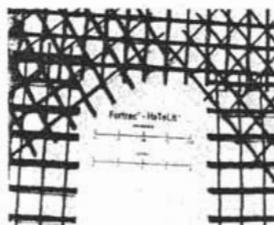
(b) Geogrids of Tetraon Corp.



(c) Geogrids of I.C. Paragrids



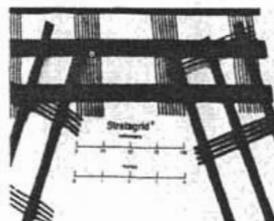
(d) Geogrids of I.C. Mergrids



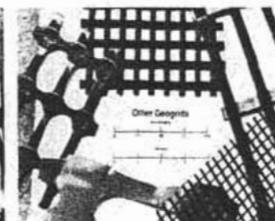
(e) Geogrids of Hooker, Inc. Formac, and HoTel



(f) Geogrids of I.C. Mats, Mats



(g) Geogrids of Strata Systems, Inc. Stratagrid



(h) Other geogrids

Fig. IV.10, Georedes uniaxiales y biaxiales

## **IV.2.2. Propiedades de las georedes.**

### **IV.2.2.1. Propiedades físicas.**

Algunas de las propiedades físicas de las georedes pueden ser medidas directamente y son relativamente sencillas, por ejemplo: Tipo de estructura, tipo de junta, tamaño de apertura, y grosor.

También son de interés la masa por unidad de área, la cual varía en un amplio rango de 6 a 30 oz. / yd<sup>2</sup> (200 a 1000 g/cm.), y el porcentaje de área abierta el cual oscila entre 40 y 95 por ciento. Una propiedad adicional es la rigidez concepto que separa a las georedes en dos grupos: rígidas y flexibles. Las rígidas están hechas generalmente de polietileno (PE) o polipropileno (PP), las flexibles hechas de tejidos textiles que involucran fibras de poliéster (PET).

### **IV.2.2.2. Propiedades de resistencia.**

Las georedes al ser utilizadas en aplicaciones críticas de refuerzo, algunas de las cuales requieren de largas vidas de servicio, es necesario evaluar su resistencia en cuanto a daños de instalación, carga sostenida, y relajación de esfuerzos.

#### **IV.2.2.2.1. Resistencia a la tensión en prueba ancha.**

Claramente la resistencia a tensión de una geored, es en dirección máquina para las uniaxiales y en dirección máquina y cruzada para las biaxiales. Esto implica que las costillas longitudinales son el centro de aportación de resistencia para las uniaxiales, mientras que en las biaxiales las costillas longitudinales y transversales aportan resistencia. Cuando se prueban estos productos, como se ha descrito en el capítulo anterior se utiliza un dispositivo especial. Note que los valores están dados en unidades de fuerza por unidad de longitud, el comportamiento muestra un amplio rango de valores.

El relativo posicionamiento en resistencia de las georedes con respecto a los geotextiles es interesante. Comparando algunos de los ejemplares expuestos en el apartado de geotextiles se pudo ver que las fallas de las georedes caen entre los valores obtenidos para geotextiles convencionales y los de especificaciones de alta resistencia específicamente hechos para resistir grandes esfuerzos.

La prueba de tensión de una geored en estado solo es discutida, ya que con el suelo alrededor presionando a la red (confinamiento), se mejoran las características de resistencia de la misma, algunos materiales geosintéticos se han probado sin confinamiento obteniendo detalles interesantes desafortunadamente las georedes no han sido incluidas en tales estudios.

## **IV.2.3. Propiedades de duración.**

### **IV.2.3.1. Daños de instalación.**

La colocación de las georedes en el campo requiere de un considerable grado de cuidado. Como ocurre frecuentemente la falta de cuidado en el campo puede ocasionar que la maquinaria pesada de las construcciones dañe a la geored a la hora de realizar alguna maniobra, en el mismo contexto se tiene la posible penetración del suelo, algún objeto caído, u otros accidentes que pudieran ocurrir antes de que la geored sea cubierta.

### **IV.2.3.2. Deformación plástica a largo plazo.**

Una de las propiedades de duración más importantes respecto a las georedes es su deformación bajo carga sostenida, ó creep este refleja el porcentaje de cristalinidad.

#### IV.2.4. Consideraciones de fuerza permisible.

La base del diseño del concepto por función es establecer un factor de seguridad. Para georedes en donde la función primaria es el refuerzo, el factor global de seguridad toma la siguiente forma:

$$FS = T_{\text{permisible}} / T_{\text{requerida}} \quad (\text{IV.5})$$

Donde:

FS = El factor global de seguridad (para manejar condiciones de carga desconocidas o incertidumbres en los métodos de diseño).

T permisible = La fuerza de tensión permisible de pruebas de laboratorio.

T requerido = La fuerza de tensión requerida obtenida de diseños de sistemas actuales.

Concerniente al valor permisible, el cual viene de una prueba de tensión descrita en la sección correspondiente. Si la prueba no es completamente representativa de las condiciones de campo, el valor de laboratorio debe de ser ajustado, generalmente este será el caso. Así que el valor generado en el laboratorio es usualmente un valor último, el cual debe ser reducido antes de ser utilizado en el diseño.

$$T_{\text{permisible}} < T_{\text{último}}$$

Una forma de conseguir esto es aplicar factores parciales de seguridad en cada uno de los puntos modelados inadecuadamente en las pruebas de laboratorio. Por ejemplo, la siguiente ecuación debiera ser considerada.

$$T_{\text{perm}} = T_{\text{ult}} (1 / FS_{\text{ID}}FS_{\text{SCR}}FS_{\text{CD}}FS_{\text{BD}}) \quad (\text{IV.6})$$

Donde:

T<sub>ult</sub> = La fuerza de tensión ultima de una prueba ancha aislada.

T<sub>perm</sub> = La fuerza permisible para ser usada en la ecuación con propósitos de diseño final.

FS (ID) = factor de seguridad por daños de instalación.

FS (CR) = factor de seguridad por deslizamiento en la vida útil de la estructura.

FS (CD) = factor de seguridad contra degradación química.

FS (BD) = factor de seguridad contra degradación biológica.

Note que algunos de estos valores pueden ser 1.0 o ligeramente menores, y por lo tanto pudieran ser inconsecuentes. Aun pueden ser incluidos algunos otros conceptos para garantizar la situación. Por ejemplo, factores de seguridad contra degradación por radiación ultravioleta, FS (UV), o condiciones de campo FS (SEAM), etc., en la tabla IV.2 se da una guía de algunos factores de seguridad. Es importante hacer notar que dichos factores son preliminares y están basados en datos también preliminares.

Tabla IV.2. Valores recomendados de seguridad para determinar la tensión permisible de georedes.

Area de aplicación	Factor de Seguridad			
	FS	FSCR	FSCD	FSBD
terracerías	1.1 a 1.6	1.5 a 2.5	1.0 a 1.5	1.0 a 1.2
pavimentos	1.2 a 1.5	1.5 a 2.5	1.1 a 1.6	1.0 a 1.2
terraplenes	1.1 a 1.4	2.0 a 3.0	1.0 a 1.4	1.0 a 1.3
Taludes	1.1 a 1.4	2.0 a 3.0	1.0 a 1.4	1.0 a 1.3
Murtos	1.1 a 1.4	2.0 a 3.0	1.0 a 1.4	1.0 a 1.3
Capacidad de carga	1.2 a 1.5	2.0 a 3.0	1.0 a 1.6	1.0 a 1.3

Ejemplo: Cual es la fuerza de tensión permisible en una geored usada en la construcción de un muro permanente adyacente a una carretera, si la fuerza de tensión última de la geored es 4400 lb. /ft?

Solución: usando valores estimados de la tabla en la ecuación IV.6, resulta:

$$\begin{aligned} T_{\text{permisible}} &= T_{\text{ult}} (1 / FS_{ID}FS_{CR}FS_{CD}FS_{BD}) \\ &= 4400(1 / 1.25 \times 3.0 \times 1.2 \times 1.0) \\ &= 4400(1 / 4.5) \\ &= 980 \text{ lb. /ft.} \end{aligned}$$

Ejemplo:

Cual es la fuerza de tensión permisible en una geored usada en la construcción de una berma temporal para separar diferentes zonas dentro de un relleno, si la fuerza de tensión última de la geored es 5400 lb. /ft?

Solución: usando valores estimados de la tabla IV.2 en la ecuación IV.6, resulta:

$$\begin{aligned} T_{\text{permisible}} &= T_{\text{ult}} (1 / FS_{ID}FS_{CR}FS_{CD}FS_{BD}) \\ &= 5400(1 / 1.20 \times 2.0 \times 1.1 \times 1.0) \\ &= 4400(1 / 2.64) \\ &= 2050 \text{ lb. /ft.} \end{aligned}$$

#### IV.2.5. Diseño de georedes de refuerzo.

Desde el punto de vista que la función primaria de las georedes es invariablemente el refuerzo, está sección pasara de una aplicación de refuerzo a otra. El orden es paralelo al usado en la sección de geotextiles de refuerzo, con la adición de varias áreas únicas para georedes.

##### IV.2.5.1. Caminos pavimentados.

Usar georedes en bases de caminos pavimentados se esta volviendo una practica común, pues los largos tamaños de aperturas de la geored proveen excelentes ventajas. Las georedes están situadas dentro de la base granular (piedra triturada) con la intención de incrementar el y por lo tanto un confinamiento lateral del sistema. Este confinamiento lateral pretende resistir la tendencia de la base a “caminar fuera” debajo de cargas de tráfico repetitivas impuestas al revestimiento que se tenga, ya sea de concreto o bituminoso. La situación debe ser análoga para vías férreas y quizá aun más debido a la intensidad de las cargas dinámicas.

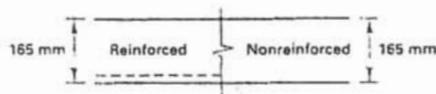


Figura IV.11 Comparativo entre los espesores resultantes.

##### IV.2.5.2. Caminos no pavimentados.

El uso de georedes para reforzar suelos de cimentación blandos y/o compresibles de caminos no pavimentados en general, es su mayor área de aplicación. Algunos éxitos han sido reportados, junto con varios intentos de un método de diseño, el método analítico mas avanzado y que será utilizado en este apartado, es el de Giroud. El método

es similar al que esta descrito en la sección de geotextiles dedicado a caminos no pavimentados. La situación no reforzada es la que se trata primero, y después se desarrollan conceptos nuevos para el caso reforzado.

El mecanismo de refuerzo esta incrementando la resistencia del suelo de cimentación, la repartición de cargas y el soporte de tipo membrana vía rodadas controladas. La diferencia en el espesor requerido de base de agregado es obtenido de esta forma y después se compara con el costo de instalar una geored, si este último valor es más económico (como es usual para suelos con valores de VRS menores que 3 a 5), es recomendable su uso.

Para el caso reforzado, se ha adaptado una fórmula empírica del ejército de ingenieros que incluye el número de pasadas de vehículos, mientras que para el caso de geored de refuerzo incluye el mecanismo benéfico atribuido a la inclusión de la geored, su efecto es como sigue:

1. Un incremento en la resistencia del suelo del caso no reforzado al caso reforzado como se indica por una comparación de las siguientes ecuaciones:

$$P_e = \pi C_{uN} + \gamma h_0 \quad (IV.7)$$

$$P_{lim} = (\pi + 1) C_{uN} + \gamma h \quad (IV.8)$$

Donde:

$P_e$  = presión de capacidad de carga basada en el límite elástico. (Caso no reforzado).

$P_{lim}$  = presión de capacidad de carga basada en el límite plástico. (Caso reforzado).

$C_{uN}$  = resistencia no drenada del suelo a la enésima pasada del vehículo.

$\gamma$  = peso específico del agregado.

$h_0$  = espesor del agregado sin refuerzo.

$h$  = espesor del agregado con refuerzo.

2. Una mejora en la distribución de carga en el suelo debido a cargas extendidas o repartidas, la cual es cuantificada en base a la forma geométrica piramidal. Note en la figura IV.12, la cual presenta el ángulo  $\alpha_0$  para el caso no reforzado, contra una construcción similar para el caso reforzado, donde el nuevo y largo, ángulo es definido como  $\alpha$ . La proporción de reforzado a no reforzado esta expresado como un radio de tan  $\alpha/\tan \alpha_0$ , la cual es generalmente mayor a uno.

3. Un efecto de membrana, el cual es función del modulo de elasticidad y elongación de la geored y de la superficie deformada del suelo (profundidad de rodaje).

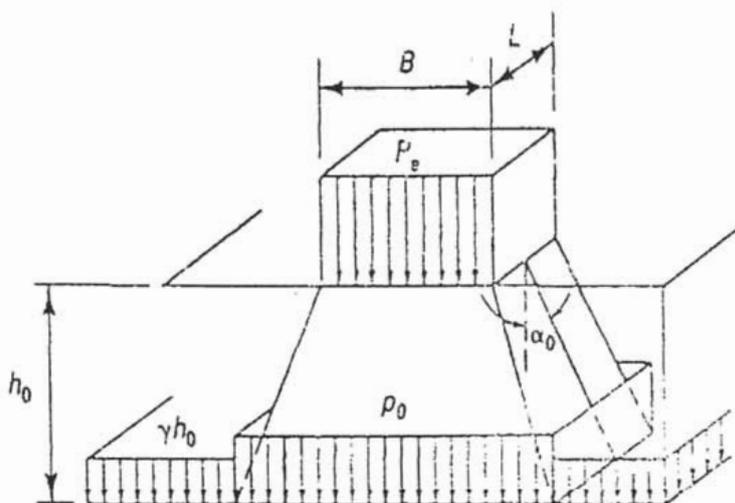


Figura IV.12 Concepto de distribución de esfuerzos piramidal.

Para tomar la combinación de efectos de los mecanismos de las dos primeras capas de refuerzo y compararlo con el caso no reforzado, investigadores han desarrollado una carta de diseño presentada en la figura IV.13. El efecto de membrana ha sido desatendido. Aquí (en la parte derecha de la gráfica) para un eje estándar de carga de 80 kN (18 000 lb.) y pasadas de vehículo que oscilan entre 10 a 10 000, el espesor de base granular ( $h_0$ ) para el caso no reforzado se obtiene conociendo la resistencia del suelo.

La profundidad de rodaje se vuelve relativamente insignificante. Este valor es llevado al lado izquierdo de la figura, hasta interceptar alguna de las siguientes curvas.

Curva 1, para georedes SS2 (BX1200), la cual asume valores grandes en el número de pasadas ( $N > 1000$ ), en donde una contaminación significativa del agregado debe de ser esperada, sin la geored.

Curva 2, para georedes SS2 (BX1200), la cual asume valores chicos en el número de pasadas y una baja probabilidad de contaminar el agregado.

Curva 3, para georedes SR2 (UX1200), la cual asume valores chicos en el número de pasadas de vehículo y una baja probabilidad de contaminar el agregado.

Esto resulta en un valor de R el cual es usado en las siguientes ecuaciones para determinar el espesor de agregado usando una geored de refuerzo, h. La diferencia entre  $h_0$  (no reforzado) y h (reforzado) es la cantidad de agregado economizado,  $\Delta h$ .

$h = R h_0$  para  $r < 0.15$  (6 pulg.) y patrones de tráfico no canalizado.

$h = 0.9 R h_0$  para  $r > 0.15$  (6 pulg.) y patrones de tráfico canalizado.

Ejemplo: Dado un estrato de suelo con un CBR = 1.0, se llevan a cabo 1000 pasadas de ejes de vehículo estándar con una profundidad de rodaje máxima de 0.075m (3pulg.), ¿Cual es la profundidad de agregado requerida sin geored, la profundidad de agregado con una geored SS2 (BX 1200) con una baja probabilidad de contaminación del agregado, la diferencia en el espesor de ambos?

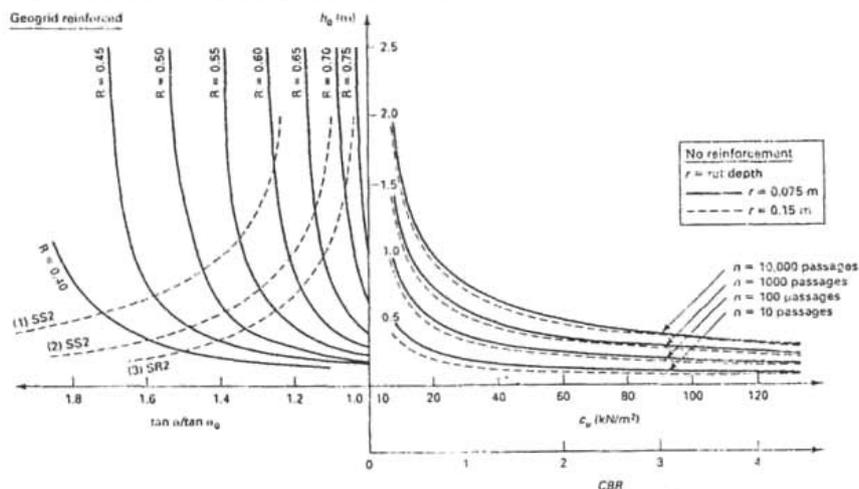


Figura IV.13 Carta de diseño para geored de refuerzo (lado izquierdo) y no reforzado (lado derecho) de caminos no pavimentados.

Solución: Usando la figura IV.13, el caso no reforzado, da,

$$\text{Entrando con CBR} = 1.0 \text{ y } n = 1000$$

$$h_0 = 0.60\text{m.}$$

Para el caso reforzado, curva 2. (SS2 (BX1200)) y baja probabilidad se obtiene

$$R = 0.50$$

$$h = Rh_0 = (0.50)(0.60) = 0.30\text{m}$$

Por lo tanto el espesor

$$\Delta h = 0.60 - 0.30 = 0.30\text{m (12 pulgadas).}$$

#### IV.2.6. Capacidad de carga.

Las georedes han sido usadas para incrementar la capacidad de carga de suelos de cimentación pobres en dos formas:

1. Como placas continuas situadas bajo la capa de agregado (grava ò arena).
2. Como matrices tridimensionales consistentes en células interconectadas debajo de terraplenes.

La base de datos técnicos de las placas continuas esta en etapa de desarrollo, para lo cual se han utilizado modelos a escala en pruebas de laboratorio. La figura IV.14 presenta algunos de los trabajos realizados graficados en escala dimensional  $q/cu$  contra  $p/B$  y también como  $q/(cu)^{1/2}$  contra  $p/B$ . La última gráfica no es convencional pero da una clasificación de datos correcta. Ambos ejemplos presentan claramente la mejora en capacidad de carga con las georedes en tensión es decir deformadas y se

muestra solo el beneficio nominal a baja deformación. Más allá de estas observaciones, aun no hay una formulación precisa de diseño disponible.

En lugar de centrarnos en un incremento global en capacidad de carga, es probable que una capa de geored (o geotextil) ayudara a minimizar ó a eliminar los indeseables asentamientos diferenciales. Una vez localizados los asentamientos debidos a un reacomodo abrupto del suelo ó zonas débiles en los alrededores pueden ser puenteados por la capa de refuerzo. Notable a este respecto es la construcción de nuevos rellenos encima de rellenos existentes, una técnica llamada piggybacking. La propuesta es utilizar las teorías disponibles para calcular el esfuerzo vertical proveniente del asentamiento localizado (asentamiento diferencial) y proveer de un refuerzo adecuado lo suficientemente resistente.

La distribución de esfuerzos en suelos naturales de cimentaciones esta bien establecido. En el año de 1930 ambos Terzaghi en Austria (calculando esfuerzos sobre túneles profundos) y Marston en los Estados Unidos (calculando esfuerzos sobre líneas contra incendio) desarrollaron la teoría analítica siguiente. Su trabajo resulto en la siguiente fórmula simplificada para el esfuerzo vertical sobre la superficie de una estructura particular subterránea (túnel o tubería, respectivamente).

$$\sigma_z = 2\gamma_{ave} R (1 - e^{-0.5 H/R}) + q e^{-0.5 H/R} \quad (IV.9)$$

Donde:

$\sigma_z$  = el esfuerzo vertical.

$\gamma_{ave}$  = el peso específico del suelo (o relleno sólido) encima de el área de asentamiento.

R = el radio de la zona de asentamiento diferencial,

H = la altura total encima del área de asentamiento, y

q = sobrecarga en la superficie del terreno.

Note que para valores grandes de H la fórmula se reduce al siguiente valor de esfuerzo vertical constante.

$$\sigma_z = 2 \gamma_{ave} R \quad (IV.10)$$

Teniendo un método para calcular el esfuerzo vertical, podemos utilizar la formulación para calcular los esfuerzos en las capas de refuerzo para el caso de un relleno nuevo situado sobre uno ya existente. El esfuerzo vertical debe ser usado para determinar la fuerza de tensión horizontal del geosintético de refuerzo. Note que el refuerzo puede ser un geotextil ó una geored cualquiera de los dos. Para soportar encima un área de asentamiento diferencial, el valor de  $T_{act}$  se calcula como sigue:

$$T_{act} = \sigma_z R \Omega \quad (3.12)$$

$$\text{Donde } \Omega = 0.25 ((2y)/B + B/(2y)) \quad (3.13)$$

B = ancho del hueco de asentamiento, y

Y = profundidad del asentamiento.

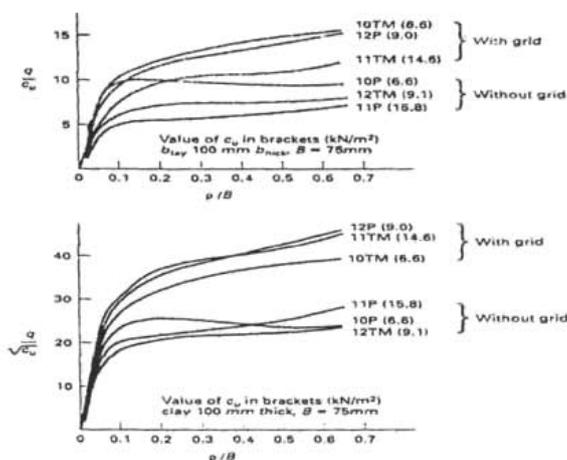


Figura IV.14 Curva carga contra- deformación obtenida de pruebas de laboratorio con y sin geored de refuerzo.

Se han combinado las ecuaciones precedentes para desarrollar una carta de diseño la cual puede ser utilizada para evitar hacer el cálculo directo (ver figura IV.15). Note que la carta puede ser usada para huecos circulares y extendidos.

Una vez teniendo el valor de  $T_{act}$ , este debe ser comparado con el permisible  $T_{perm}$  por la ecuación IV.6 la cual incluye factores parciales de seguridad. El siguiente ejemplo ilustra la técnica.

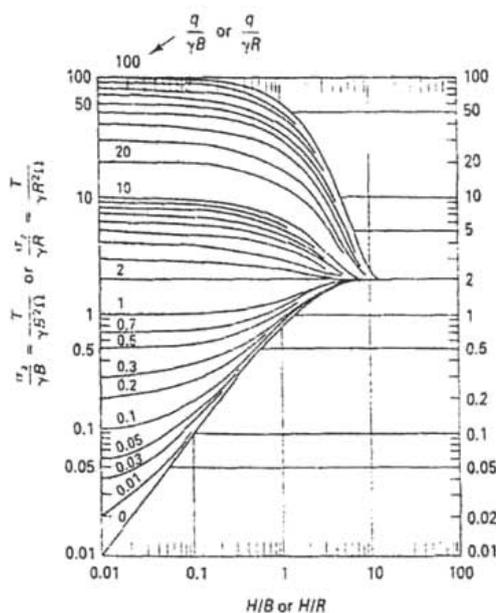


Figura IV.15 Curvas de esfuerzos de tensión sobre un geosintético las cuales pueden ser utilizadas para R (radio de el hueco) o B (ancho de los huecos alargados).

### Ejemplo:

Utilizando la formulación de Terzaghi / Marston para calcular esfuerzos verticales encima de hundimientos localizados, en este caso el asentamiento diferencial en un viejo relleno de 3.0ft de radio.,(a) Calcular la resistencia requerida en prueba ancha de una geored de refuerzo, si un nuevo relleno de 100ft de altura es colocado sobre el ya existente. El peso específico compactado del desperdicio es de 75 lb. /ft<sup>3</sup>. (b) checa tu valor calculado contra la figura IV.14. También (c) calcula el factor global de seguridad para la geored con un valor último de resistencia de 6900 lb. /ft. En los cálculos, utiliza un factor de seguridad parcial de 5.0.

Solución: La fórmula para esfuerzos verticales en situaciones bajo un relleno profundo (tal como sucede en este caso) se reduce a la ecuación IV.10 por lo tanto.

(a) el esfuerzo vertical se calcula como.

$$\begin{aligned}\sigma_z &= 2 \gamma_{ave} R = 2(75) (3.0) \\ &= 450 \text{ lb. / ft.}^2\end{aligned}$$

Para transformar el esfuerzo vertical en una fuerza horizontal, usamos la ecuación

$$T_{act} = \sigma_z R \Omega$$

Donde  $\Omega$  = en base a criterio de esfuerzo.

= 0.97 al 5 % de deformación, y

= 0.73 al 10% de deformación.

Asumiendo  $\Omega = 0.73$

$$\begin{aligned}T_{act} &= 450 \times 3.0 \times 0.73 \\ &= 985 \text{ lb. /ft.}\end{aligned}$$

(b) Checa contra la Figura IV.15.

$$H/R = 100 / 3 = 33.3$$

Por lo tanto  $T/\gamma R^2 \Omega = 2.0$

$$Y T_{reqd} = 2.0 (75) (3)^2 (0.73) = 985 \text{ lb. / ft.}, \text{ lo cual esta de acuerdo.}$$

(c) el factor global de seguridad en una geored con 6900 lb. /ft, de resistencia última (al 10% de deformación) es como sigue:

$$T_{permissible} = T_{ult} (1 / FS_p)$$

$$= 6900 / 5.0$$

$$= 1380 \text{ lb. / ft.}$$

$$FS_g = \frac{y}{T_{perm} / T_{act}}$$

$$= 1350/985$$

$FS_g = 1.40.$ , el cual es aceptable.

En un contexto ligeramente distinto, pero todavía centrados en la mejora de capacidad de carga, se reportan trabajos con matrices tridimensionales formadas por georedes, donde las georedes están colocadas verticalmente e interconectadas (ver figura IV.16), suelo granular es colocado dentro de la matriz conforme se va construyendo sobre el suelo blando, ó suelos finos. El autor reporta un terraplén construido exitosamente encima de la matriz de 50 ft, de altura. Se cree que esto fue debido a que el plano potencial de falla fue forzado a pasar verticalmente a través de la matriz y por lo tanto más profundo dentro de capas de subsuelo más rígidas. Esta mejora en la estabilidad donde el modo de falla fue probablemente cambiado de un arco circular a uno menos crítico en falla plástica de la arcilla blanda. La experiencia fue considerada exitosa y económica. Otro ejemplo de una matriz de georedes estabilizando terrenos de cimentación es una matriz de 1 m de altura que se uso para soportar un relleno de 30 m de altura sobre minas extremadamente blandas en Hausham, Alemania. La matriz fue rellena con grava y un sistema de tuberías construido encima de ella. el suelo de cimentación era tan blando que se tuvo que colocar un geotextil no tejido y una geored biaxial para proveer de un área de trabajo estable durante la construcción de la geomatriz tridimensional.

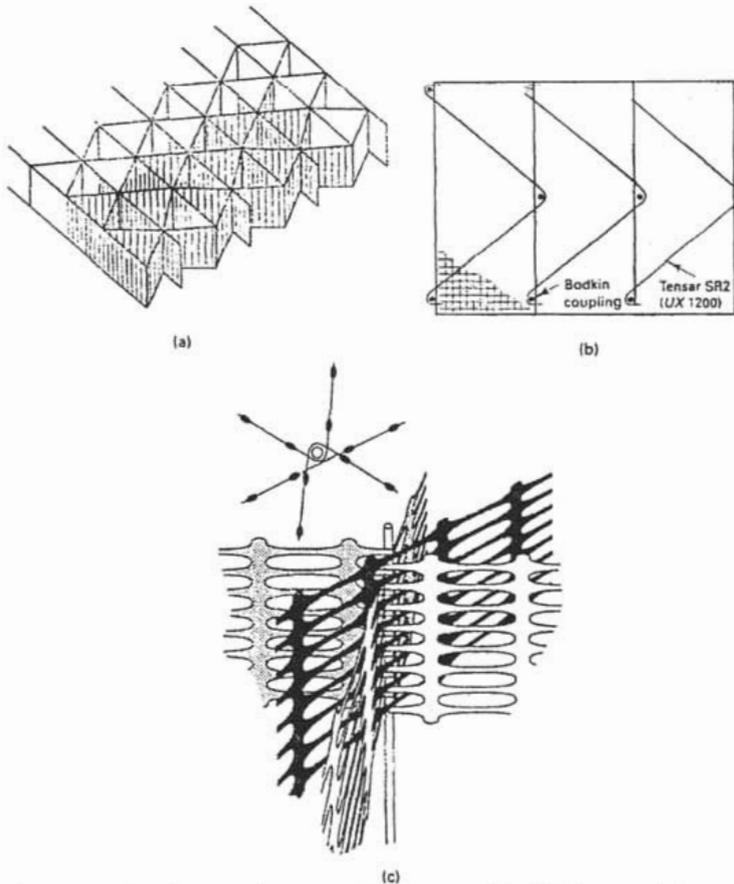


Figura IV.16 Construcción de una matriz para estabilizar un terraplén. (a) Típico arreglo de una matriz (b) Arreglo de células triangulares; (c) Detalle de una matriz.

Mientras que el diseño de tales matrices tridimensionales no está aún normalizado y formalizado, se tiene una idea de que varios fenómenos están ocurriendo, todos ellos mejorando la estabilidad del suelo de cimentación (ver figura IV.17).

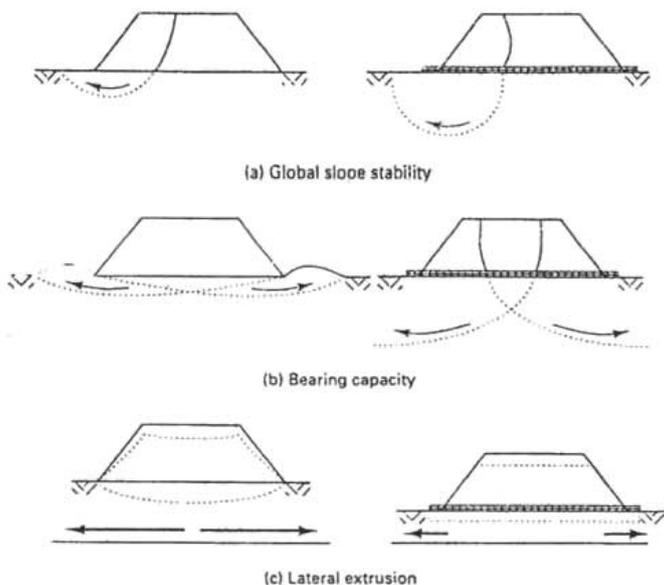


Figura IV.17 Mejora potencial de terraplenes sobre suelos blandos de cimentación.

1. la estabilidad global del talud es mejorada por forzar el plano potencial de falla a pasar a través de la matriz y dentro de suelo de cimentación más profundo. Es también posible que el suelo de cimentación mejore sus propiedades de resistencia a grandes profundidades.
2. la capacidad de carga es mejorada de forma similar de tal forma que no representa problemas para matrices de aproximadamente 100ft (30 m) de ancho.
3. la extrusión lateral puede ser mejorada a causa de la concentración de esfuerzos que han sido eliminados en gran parte vía distribución uniforme de presión de los materiales del terraplén en la superficie.

#### IV.2.7. Métodos constructivos.

Como sucede con los geotextiles, las georedes llegan al sitio de trabajo en rollos. Sin embargo, estos rollos son generalmente más delgados que los de geotextiles. Típicamente el ancho de rollo es de 3 a 10 ft para la geored rígida y de 10 a 14 ft para geored flexible. Su despliegado es relativamente sencillo a menos que algún tipo de tensión ó preesfuerzo sea requerido. A causa de sus largas aperturas las georedes no se pueden coser por sus extremos ó continuar los rollos, y algún tipo de sistema mecánico es empleado para realizar esta labor. Se pueden utilizar aros de metal para evitar superponer las georedes (solo se puede hacer con algunos tipos). En otros casos las georedes unidireccionales pueden ser torcidas y después de torcerlas insertarlas en la abertura de una placa adyacente, colocar una barra en la ranura que se forma es un excelente dispositivo para transmitir esfuerzos. La barra es frecuentemente un tubo HDPE de 0.5 a 1.0 in. De diámetro ó una barra afilada llamada un bodkin. Varios métodos de unión están bajo desarrollo con las georedes flexibles. En cuanto al corte y

recorte de georedes, navajas de alambre pudieran ser suficientes, pero una sierra circular es más rápida y más eficiente. Las georedes a base de fibras textiles serán cortadas con un cuchillo fino.

Las georedes han sido utilizadas para anclar paneles de concreto en muros cortina de forma similar al concepto de las varillas de metal en la tierra armada. En este caso las georedes actúan como ganchos durante su fabricación, las georedes están conectadas mecánicamente directo o por medio de dovelas de acero. Alternativamente, las georedes pueden ser utilizadas como capas Intermedias en secciones de muro, tal como gaviones, células de concreto, bloques de concreto, anclas, etc.

Durante la instalación de georedes con propósitos de refuerzo, la parte inicial (floja o deteriorada) del producto debe ser removida antes de rellenar. Esto es generalmente una tarea difícil. Usualmente los obreros utilizaran una palanca o una barra de acero para tensar la geored mientras esta siendo colocado el relleno. La cantidad de tensión es esencialmente una suposición. Aunque esto debe ser realizado, hay algunos casos en que pudiera no ser tan aconsejable, especialmente cuando la geored esta junto a elementos de muros cortina los cuales están soportados sin apretar. Claramente, la tensión esta hecha a juicio de prueba.

Los antes mencionados detalles son casi siempre función del tipo de producto utilizado. Así que debemos consultar con los fabricantes propiedades representativas que permitan asegurar los detalles constructivos adecuados para el propósito del proyecto. Todos los fabricantes de georedes, los autores de libros, tienen ingenieros geotécnicos bien entrenados y de tiempo completo para dar consultas a los propietarios y colegas en el ramo.

# **V. SUELO - CEMENTO**

El desarrollo tecnológico alcanzado por las sociedades modernas en las últimas décadas ha brindado la posibilidad de producir continuamente toda una serie de nuevos materiales que les permiten satisfacer sus incesantes requerimientos de construcción. Uno de esos materiales que han logrado tener un amplio uso a partir de la década de los cuarenta es el producto endurecido de la mezcla compactada de suelo con cemento y agua, llamado suelo-cemento, cuyas bondades de ingeniería se han demostrado en la construcción de pequeñas y grandes obras en todo el mundo. El suelo-cemento es un material producto de una mezcla apropiada de suelo, cemento y agua, que se compacta y construye con determinadas técnicas y tiene un campo de aplicación muy amplio; es relativamente fácil de usar y los materiales que lo componen son económicos y muy abundantes.

**El suelo cemento es una técnica que emplea el concepto del reciclaje, reciclar es el proceso mediante el cual un producto de desecho, se utiliza nuevamente.**

## **Capítulo V.**

### **Suelo – cemento.**

#### **V.1. Introducción.**

El desarrollo tecnológico alcanzado por las sociedades modernas en las últimas décadas ha brindado la posibilidad de producir continuamente toda una serie de nuevos materiales que les permiten satisfacer sus incesantes requerimientos de construcción. Uno de esos materiales que han logrado tener un amplio uso a partir de la década de los cuarenta es el producto endurecido de la mezcla compactada de suelo con cemento y agua, llamado suelo-cemento, cuyas bondades técnicas se han demostrado en la construcción de pequeñas y grandes obras en todo el mundo. El suelo-cemento es un material producto de una mezcla apropiada de suelo, cemento y agua, que se compacta y construye con determinadas técnicas y tiene un campo de aplicación muy amplio; es relativamente fácil de usar y los materiales que lo componen son económicos y muy abundantes.

El tratamiento del suelo con cemento ha sido considerado en las notas históricas de la ingeniería como una aportación importante al desarrollo tecnológico, principalmente porque permite ampliar de manera considerable la utilización de casi todos los suelos como materiales de construcción.

Es por esto que durante la elaboración de los proyectos de obras se presentará frecuentemente la posibilidad de que mediante la aplicación de un tratamiento adecuado se logre cumplir con las normas especificadas y con ello se puedan aprovechar buena parte de los suelos cercanos, que de otra manera serían deficientes por no satisfacer los requerimientos de diseño, y por lo tanto, de escasa utilidad

Las principales razones de la aplicación de los tratamientos con cemento a los suelos consisten, en primer término, en el hecho de que los suelos constituyen una inagotable fuente de materiales de construcción que se tiene a la mano y son un recurso renovable; evidentemente, también son los más baratos y expeditos para usar. Segundo, en el manejo apropiado que ya se adquirió de las mezclas de suelo y cemento, cuando se utiliza la maquinaria moderna con técnicas y equipos de laboratorio apropiados. En tercer término, porque en determinados casos permite reducir substancialmente el tiempo de construcción y los costos.

El objeto del presente trabajo es mostrar una revisión y síntesis de las publicaciones sobre SUELO-CEMENTO para que su lectura permita divulgar su conocimiento y, de ser posible, el panorama general y la información proporcionada puedan servir de base para programar nuevas investigaciones sobre aspectos particulares del tema.

Finalmente, es necesario decir unas palabras sobre los autores de las fuentes bibliográficas en las que este trabajo se sustenta. Quede claro que sólo por los méritos de sus excelentes investigaciones fue posible hacer este trabajo y aquí con profundo agradecimiento se les expresa el más amplio reconocimiento por su labor encomiable.

## **V.2. Definiciones y clasificaciones.**

### **V.2.1. Definiciones.**

En cada país y a través del tiempo los investigadores le han dado distintas connotaciones al concepto del suelo- cemento:

La asociación de cemento Pórtland propone la definición siguiente: “El suelo-cemento es una mezcla íntima de suelo, convenientemente pulverizado, con determinadas porciones de agua y cemento que se compacta y cura para obtener mayor densidad. Cuando el cemento se hidrata la mezcla se transforma en un material duro, durable y rígido. Se le usa principalmente como base en los pavimentos de carreteras, calles y aeropuertos.

El Grupo Holandés de Trabajo ub041 lo define así: El suelo-cemento y también el suelo estabilizado con cemento son una mezcla homogénea de suelo con cemento y agua que se compacta adecuadamente. El suelo tratado endurece por la reacción del cemento y el agua, por lo que mejora sus propiedades mecánicas, lo cual favorece su uso en la construcción de carreteras.”

“Es un material endurecido formado por el curado de una íntima mezcla de suelo, cemento y agua que se compacta”.

En este trabajo se considerará el breve término de Suelo-Cemento simplemente como un sinónimo del término Suelo Tratado con Cemento.

La cantidad de cemento en peso varía entre el 1 y 4 %. Se le utiliza principalmente cuando se requiere:

- \* Obtener mayor resistencia del suelo, aunque no muy alta.
- \* Compactar el terreno en condiciones más favorables.
- \* Hacer más impermeables determinados suelos

### **V.3. Clasificaciones.**

Según las porciones de cemento, suelo y agua que entren a formar parte en el suelo tratado con cemento se distinguen por su comportamiento real los tipos siguientes:

- \* SUELO-CEMENTO COMPACTADO
- \* SUELO-CEMENTO
- \* SUELO-CEMENTO PLASTICO
- \* SUELO MODIFICADO CON CEMENTO

El suelo-cemento compactado comúnmente llamado suelo cemento, requiere una cantidad de cemento en peso que varía entre el 4 y 25 % aproximadamente. Para darle dureza se compacta la mezcla. Este es el tipo que más se usa.

El suelo tratado con cemento puede ser hecho con:

- \* Suelo granular limpio.
- \* Mezcla de suelos granulares y finos, predominantemente limosos.
- \* Mezcla de suelos granulares y finos, predominantemente arcillosos.
- \* Suelos limosos.
- \* Suelos arcillosos.

Debe considerarse que mientras más finos tenga el suelo, principalmente de tipo arcilloso, mayor cantidad de cemento requerirá y por tanto mayor será su costo. Probablemente este es el mayor inconveniente que tiene el suelo-cemento hecho con suelos que contienen elevada cantidad de finos arcillosos o limosos; por tanto a los suelos con muchos finos sólo se les usa en casos especiales.

## **V.4. Ventajas y desventajas.**

### **V.4.1. Principales ventajas.**

La estabilización de los suelos aumenta enormemente la potencialidad de uso de los bancos de materiales. Esto se debe a que una buena parte de los materiales de los bancos, que en un proyecto convencional se desecharían como deficientes por no satisfacer los requerimientos de diseño, se pueden utilizar mediante un tratamiento adecuado. Con el tratamiento se mejorarán las características físicas para que puedan ser aprovechados. El tratamiento con cemento es uno de los que, con más amplio campo de acción, han dado resultados muy satisfactorios y mayores posibilidades de uso.

Algunas veces, donde los bancos convencionales están muy alejados y sea incosteable o muy costosa su explotación, cabe la posibilidad de utilizar económicamente los bancos cercanos mediante tratamientos. Siempre y cuando el costo de éstos compita con los costos adicionales, esto es, aquellos que se generan debido a la lejanía de los bancos que no requieren tratamiento; y todavía resulta mucho mejor, si se puede lograr un ahorro substancial tanto en dinero como en tiempos de construcción.

La base de suelo-cemento ya colocada y endurecida es bastante más rígida que las bases usuales de gravas, lo que le permite transmitir mejor que ellas las presiones de las llantas a la sub-base.

Para terminar, es un hecho comprobado ampliamente que sus propiedades de resistencia aumentan con el tiempo, lo que favorece que su conservación sea mínima y tenga una prolongada vida útil, bastante más larga que la de los tratamientos asfálticos.

### **V.4.2. Principales desventajas.**

Por otra parte, las desventajas más notables que presentan son:

- Es necesario contar con personal especializado
- El aumento del costo por la adición del cemento y actividades constructivas
- Una vez que se ha introducido el cemento en el suelo y se hace el humedecido, la colocación y la compactación de las capas debe hacerse con gran rapidez para evitar el fraguado anticipado y tener resultados pésimos.
- Es necesario agilizar y realizar un mayor y mejor control de la construcción en obra que el que se hace utilizando los métodos normales.
- La liga entre diferentes capas es dificultosa.
- Produce mayor agrietamiento en los pavimentos.
- Es necesario contar con personal especializado.
- Se deben aplicar técnicas en general poco conocidas en México, si bien no difíciles de adquirir y ya bastante probadas en otros países.
- Necesidad de realizar cuidados preventivos para el personal por el daño que puede provocar el constante tocar o aspirar el polvo del cemento.

## **V.5. Mezcla.**

### **V.5.1. Características generales.**

A).-color y textura.

En general, se observarán pocos cambios de color y textura con respecto a las que presenta el suelo original.

B).- estructura.

En suelos granulares se presenta una estructura similar a la del suelo que la compone; exceptuando los hechos de que se forman nuevos vínculos entre sus gránulos y que las partículas de cemento rellenan los huecos entre ellos.

En suelos finos ocurren reacciones químicas que alteran substancialmente la estructura original y las partículas. Para tratar de visualizar la estructura resultante de suelos con finos plásticos tratados con cemento conviene tomar en cuenta lo siguiente:

\* Que las partículas de cemento son bastante mayores que las de las arcillas y por tanto el número de partículas por unidad de volumen es varias veces mayor en las arcillas que en los cementos.

\* El mezclado entre el cemento y los finos plásticos nunca es completo y puede decirse que es prácticamente imposible de lograr en obra.

\* Existe una floculación inicial de las partículas de arcilla y se forman grumos o paquetes de arcillas.

\* Los cambios físico-químicos son más intensos inicialmente y después, aunque mucho menores, son significativos y ocurren durante un tiempo prolongado.

Algunos investigadores opinan que entre los granos del suelo se pueden formar “adherencias rígidas” y “adherencias plásticas”. En suelos granulares limpios se podrán tener ‘adherencias rígidas’ en todos sus granos y se tendrá un material de comportamiento rígido y frágil. En cambio en suelos con bastantes finos todo lo que podrá lograrse con una cantidad normal de cemento es la formación de tales adherencias en una sola parte de los granos y las demás serán del tipo de “adherencia plástica”, entre las partículas arcillosas del suelo. Hay que tomar en cuenta que es muy probable que se formen bastantes vínculos entre grupos de partículas, grumos o paquetes.

#### **V.5.2. Relación agua-cemento.**

La relación agua-cemento apropiada difiere en su obtención de la del concreto convencional. El diseño no depende significativamente de esta relación que aquí tiene menor relevancia. La cantidad de agua apropiada depende más de la elaboración y trabajabilidad que se desee obtener en la mezcla, para aprovechar mejor los equipos de construcción disponibles.

Según experimentos en suelos arcillosos, existe una relación óptima de agua / cemento para cualquier mezcla de cemento y suelo en la resistencia a la compresión simple es máxima. La relación óptima de agua y cemento se incrementa linealmente con el decremento de la relación (C/A) cemento / arcilla.

#### **V.5.3. Curado de la mezcla.**

Al igual que en los concretos ordinarios, realizar un buen curado de la mezcla es necesario para alcanzar mejores resistencias. Aunque por otra parte, un curado prolongado en exceso aumentará el agrietamiento

Es frecuente que en los trabajos de pavimentación se haga el curado recubriendo con materiales asfálticos; aunque también se utilizan otros materiales como el papel impermeable, plásticos, paja húmeda, mallas de algodón húmedas o de otra fibra.

La temperatura durante el curado de las mezclas influye en la resistencia, siendo mayor la que se alcanzará a más elevada temperatura hasta cierto límite, por esta razón mejoran las resistencias en climas cálidos, pero también debe cuidarse el efecto de la alta temperatura durante las reacciones de fraguado.

## V.6. Propiedades.

### V.6.1. Relación esfuerzo - deformación.

Los suelos predominantemente granulares dan después de tratados materiales frágiles. Los suelos cohesivos tratados presentan un comportamiento elástico lineal y elástico no lineal significativo.

Con respecto a la forma del comportamiento del suelo estabilizado, algunos estudios realizados muestran sus resultados con gráficas que presentan una parte no lineal significativa de la curva esfuerzo-deformación, para valores superiores al 80 % de la carga de ruptura en mezclas con suelos granulares y 60 a 80 % en mezclas con los suelos que contienen cantidades apreciables de finos.

En ambos suelos se presenta un comportamiento elástico lineal para valores menores a estos. (Véase figura V.1).

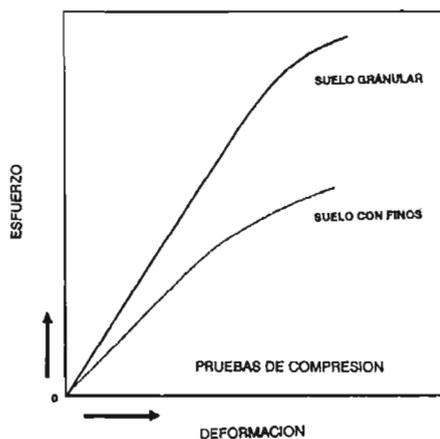


Figura V.1 Curvas esfuerzo-deformación en función del tiempo del Suelo-Cemento.

### V.6.2. Resistencia a la compresión simple.

En los resultados de ensayos realizados en muestras saturadas a los 28 días, la asociación de americana de cemento Pórtland, reporta valores promedios que varían entre 30 a 65 Kg. /cm. para el diseño de pavimentos, debido a que de antemano se especifica para obtener valores comparativamente bajos. En cambio, en Inglaterra y Alemania, donde en general se diseña para obtener mayores resistencias, los valores que se obtienen son más altos, casi similares a los de los concretos pobres, alcanzando resistencias hasta de 150 Kg. /cm. a los 28 días.

En cuanto a la resistencia a la compresión simple para muros hechos de suelo-cemento, en el Perú se alcanza los 14 Kg./cm. en especímenes húmedos. En Francia es común solicitar 15 Kg. /cm. La resistencia a la compresión simple varía principalmente con:

- \* El contenido y tipo de cemento usado;
- \* La eficiencia lograda en el mezclado del cemento con el suelo;
- \* Las características y efectividad de los aditivos usados;
- \* El tipo y cantidad de materia orgánica, sales y materiales deletéreos existentes en el suelo;
- \* La cantidad y calidad del agua usada;

- \* El tiempo transcurrido después de realizados la humectación, mezclado y compactado de los materiales;
- \* El grado de compactación alcanzado;
- \* La duración y forma de hacer el curado;
- \* Las prevenciones tomadas para disminuir el agrietamiento; y en mayor medida del tipo de suelo usado.

### V.6.3. Resistencia a la flexión.

Se ha observado que la resistencia a la flexión varía directamente con la resistencia a la compresión simple. La relación entre RF/RCS varía entre 1:5 a 1:10 (resistencia a la flexión entre resistencia a la compresión simple), aunque se reportan valores menores. Este orden de magnitud de la relación nos muestra que es bastante conveniente para su uso en carreteras, ya que la rigidez que puede obtener el suelo-cemento prácticamente asegura que inicialmente se formará el efecto de losa, entre zonas agrietadas profundamente, o sea una buena capacidad de distribuir las cargas a las capas inferiores. Recuérdese que la relación media del concreto normal es de 1:10. El radio de curvatura crítico, que es una forma de medida de la resistencia a la flexión, varía aproximadamente desde 4000 pulgadas (100 m) en suelos plásticos a 7500 (188 m) en suelos granulares.

### V.6.4. Módulo de elasticidad.

El módulo de elasticidad estático es muy variable y depende del tipo de suelo y de la cantidad de cemento principalmente. En general, este módulo es bajo comparándolo con el del concreto y muy alto si se le compara con el del suelo natural. Valores burdos para un suelo-cemento granular muy bueno es de 70 000 Kg. /cm<sup>2</sup> a los 28 días, y de 40 000 Kg. /cm<sup>2</sup> para suelos granulares mezclados con finos. La PCA da valores que fluctúan entre 35 000 y 140 000 Kg. /cm<sup>2</sup> a los 28 días. Felt y Abraham dan de 56 000 á 154 000 Kg. /cm<sup>2</sup> para suelos arenosos y de 42 000 a 56 000 para suelos limo-arcilloso. Larsen et al. Dan de 21 000 a 100 000 Kg. /cm<sup>2</sup>. Rehinhold propone un valor medio de 100 000 Kg. /cm<sup>2</sup>. En Francia es común utilizar valores que fluctúan entre 40,000 y 180,000 Kg. /cm<sup>2</sup> para arenas tratadas. La evolución con el tiempo de las curvas típicas esfuerzo-deformación se muestra en la Fig. V.2. Generalmente se observa en el comportamiento de la curva esfuerzo-deformación que es elástica lineal hasta un 60 a 70 % de su resistencia última a la compresión (Véase Fig. V.2). En tensión tiene un comportamiento lineal hasta un 80 % de la resistencia final.

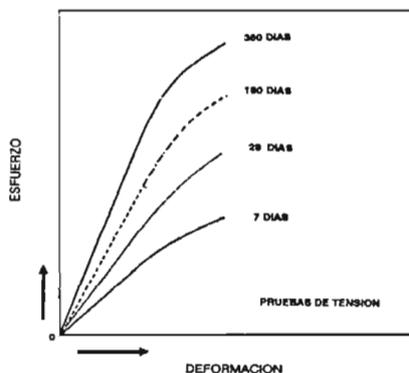


Figura V.2 Curvas esfuerzo-deformación en función del tiempo suelo-cemento.

### V.6.5. Módulo de Poisson.

Valores obtenidos del módulo Poisson para suelo-cemento se presentan en las tablas siguientes:

Tabla V.1 Módulos de Poisson medios del suelo-cemento.

INVESTIGADORES	VALORES MEDIOS DEL MODULO.
Felt y Abrams	0.08 - 0.24
Inglés, O.G.	0.10 - 0.30
Pórtland Cement Association, EE.UU.	0.12-0.14
Larsen T.J. Nussbaum M. y Colley B.E.	0.10 - 0.20
Granular con finos	0.12
Granular.	0.14
Reinhold, F	0.13

Tabla V.2. Módulo de Poisson.

INVESTIGADORES	ESTATICO	DINAMICO	TIPO DE SUELO
Felt y Abrams		22 - 0.27	Arenoso
		0.41-0.42	Areno-arcilloso
Reinhold	0.095-0.125		Areno-arcilloso
Pórtland Cement Association, E.U.A.	0.120-0.142		Arenoso

### V.6.6. Valor relativo de soporte.

La manejen diseñadores expertos o en todo caso mejor no usarla. Valores del C.B.R. y otras propiedades exigidas para distintas capas de suelo-cemento se presentan en la tabla V.2.

Los intentos para ligar el proporcionamiento de las mezclas con el valor relativo de soporte (VRS. en español y CBR. en inglés) no han llevado a resultados concluyentes porque es usual que cualquier suelo-cemento, y sobre todo los que contienen suelos granulares gruesos, alcancen sistemáticamente valores tan altos del VRS, que su interpretación sea poco confiable.

Como es común que en los diseños de pavimentos se utilice el VRS. como variable principal se aconseja solo la manejen diseñadores expertos o en todo caso mejor no usarla. Valores del VRS. y otras propiedades exigidas para distintas capas de suelo-cemento se presentan en la tabla V.2.

### V.7. Métodos de diseño de las mezclas.

Para el diseño de las mezclas se han desarrollado varios criterios. Los más comunes son los siguientes:

#### V.7.1. Método detallado propuesto por la asociación de cemento Pórtland.

Para la asociación de cemento Pórtland el cemento requerido para la estabilización de un suelo dado se determina usualmente por una serie de pruebas de Mojado-Secado y de Congelamiento-Descongelamiento con especímenes compactados; a ambas las llaman pruebas de DURABILIDAD. El procedimiento en general es el siguiente:

I.- Clasificar el suelo y seleccionar varios contenidos de cementos distintos para la preparación de las mezclas iniciales.

2.- Preparar especímenes con diversas mezclas para realizar las pruebas de laboratorio pertinentes. Se preparan dos especímenes de cada mezcla con la humedad óptima obtenida en la prueba de compactación.

3.- Someter a uno de los especímenes a la prueba de Mojado-Secado y al otro a la de Congelación - Descongelación.

4.- Seleccionar el porcentaje de cemento comparando los resultados obtenidos con los de las pérdidas admisibles. Las pérdidas admisibles determinadas por la PCA se dan más adelante.

5.- Posteriormente, se sujetan las probetas a pruebas de resistencia a la compresión simple y a las pruebas adicionales que fuesen necesarias según lo determinen las necesidades del proyecto. En general, se especifica un mínimo aproximado de 21 Kg./cm<sup>2</sup> a la compresión simple, a los siete días.

Según la asociación de cemento Portland, de los EUA, la dosificación adecuada de cemento es la mínima que cumple las condiciones siguientes:

I.- Las pérdidas de material desagregado durante los doce ciclos, tanto en ensayos de Congelación-Descongelación y Humedad-Secado no deben ser mayores de:

a) 14% para suelos A-1 .a, A-1 .b, A-3, A-2-4, y A-2-5.

b) 10 % para suelos A-2-6, A-2-7, A-4 y A-5.

c) 7 % para suelos A-6 y A-7.

II El aumento de volumen en las muestras no debe exceder en más del 2% del volumen inicial.

III. El máximo contenido de agua no debe ser mayor que el necesario para llenar los huecos del suelo-cemento, una vez terminado de compactar.

### **V.8. Equivalencia de espesores.**

Bastantes consideraciones de diseño se basan en el supuesto de que existe suficiente comprobación experimental” de que el espesor de una base granular usual equivale a unos 0.50 a 0.75 veces el espesor de una base de suelo-cemento.

La mayor parte de los estudios relativos a equivalencias de espesores han sido experimentales. Las recomendaciones para las equivalencias están basadas en resultados de comportamientos de los materiales obtenidos en pruebas realizadas sobre carreteras experimentales y en servicio.

Un estudio experimental en donde ha sido comparado, en forma por demás bastante completa, el comportamiento de las bases estabilizadas con otros tipos de bases, fue el ensayo realizado por la AASHO en bases de grava, piedra picada, suelo-cemento y asfálticas. La equivalencia de ciertos espesores de suelo-cemento resultó ser un poco superior a 1.5; esto es, que un centímetro de suelo-cemento es equivalente a algo más de 1.5 centímetros de una muy buena base de piedra triturada.

Sin embargo, la PCA presenta una gráfica que muestra que no existe una equivalencia constante. Para espesores muy pequeños es cercano a uno y para espesores mayores de 17.5 cm. la equivalencia es mayor de 1.5; por lo que se considera que la suposición de una equivalencia más o menos constante de 1.5 propuesta anteriormente requiere una revisión a fondo.

#### **V.8.1. Mezclado en el lugar.**

a) Construcción en terreno plano:

Una vez que se ha preparado la zona de trabajo y se ha conformado el camino longitudinal y transversalmente, se procede a escarificar y a pulverizar el suelo, pre

humedeciéndolo si es necesario. Después se vuelve a conformar el suelo ya preparado. Sobre éste se coloca el cemento, bien sea a granel por medio de máquinas que lo distribuyan equitativamente en una franja de unos 100 a 150 m de largo y con un ancho igual al de las máquinas; o se distribuye con sacos de cemento igualmente espaciados tanto en sentido longitudinal como transversal. A continuación se aplica el agua y se hace la mezcla con el equipo apropiado. La mezcla se tiende y afina hasta dar el espesor de proyecto. Inmediatamente después se procede a hacer la compactación, de tal manera que una vez aplicada el agua no pase más de dos horas para terminar completamente el proceso, a fin de evitar el fraguado anticipado del cemento. La construcción se hace en franjas sucesivas hasta obtener el ancho de proyecto. Finalmente se escarifica y limpia la superficie y se hace el acabado, procediéndose a efectuar el curado.

La diferencia principal entre utilizar máquinas mezcladoras con ejes múltiples o con ejes sencillos, es que con éstas últimas en general será necesario hacer varias pasadas para mezclar adecuadamente.

b) Construcción con caballetes.

Una vez que se ha preparado el suelo, se forma con el mismo un caballete utilizando para ello una moto niveladora. En seguida, sobre el caballete se arrastra un emparejador para uniformar su sección transversal. Esto se hace porque los caballetes de secciones desiguales propician diferencias en los contenidos de humedad y de cemento, así como variaciones en el espesor de la capa terminada.

El número y sección de los caballetes es una función de su ancho, espesor de la base y de la capacidad de la máquina usada para el mezclado. Generalmente serán necesarios dos o tres caballetes. El cemento se coloca sobre la parte superior del caballete, ya sea distribuido a granel o en bolsa. A continuación la máquina mezcladora levanta el suelo y el cemento, que son mezclados en seco por las primeras paletas del tambor mezclador. En seguida se incorpora el agua mediante boquillas distribuidoras y las restantes paletas se encargan de completar la mezcla. El suelo-cemento ya mezclado se deposita en un nuevo caballete y rápidamente se distribuye con una moto niveladora. Si se va a utilizar un rodillo "pata de cabra" para la compactación, se afloja previamente la mezcla con un cultivador. Hecho esto el material está en condiciones para ser compactado inmediatamente. Cuando se trabaja con dos caballetes, después que la mezcla ha progresado de 100 a 150 m as lo largo de uno de ellos, la máquina retorna para mezclar el otro en una longitud de 200 a 300 m.

### **V.8.2. Liga entre las capas.**

Una capa de 20 cm. es prácticamente la máxima para el equipo ordinario; menores de 8 cm. son inconvenientes. En casi todos los países 8 cm. es el mínimo utilizado Cuando es necesario tener mayores espesores se recurre a construir varias capas.

## **VI. SOLUCIÓN TRADICIONAL**

**En este caso se utiliza una idea tan sencilla como ésta: si el terreno de cimentación es malo y compresible, remuévasele y póngase en su lugar otro de mejor calidad.**

**La sustitución de materiales debe verse como una alternativa más a disposición del ingeniero, que podrá sopesarse para ser empleada sólo cuando resulte ser la más económica o conveniente después de un cuidadoso balance.**

Ing. Alfonso Rico Rodríguez.

## Capítulo VI.

### Solución tradicional: sustitución de materiales.

#### VI.1. Generalidades.

La cimentación que requiere una obra de ingeniería (vial) transmite esfuerzos al terreno natural bajo ella; esos esfuerzos a su vez, producen deformaciones que se reflejan en el comportamiento estructural de las mencionadas cimentaciones; de ahí la necesidad de estudiar el terreno de apoyo o cimentación, objeto de este capítulo. Además, existen factores independientes de la estructura de la obra, aunque a veces influidos por ella, como el agua por ejemplo, que producen efectos en el terreno de cimentación que también se reflejan en el comportamiento de la misma, obra, por lo cual han de ser asimismo estudiados. Finalmente la interacción del terreno de cimentación y la superestructura de la obra afecta de tal manera al comportamiento conjunto, que es de extrema importancia el estudio de los métodos a disposición del ingeniero para modificar las condiciones del terreno de cimentación cuando sean desfavorables, convirtiéndolas en más propicias; tales métodos también requieren atención. Se entiende por terreno de cimentación la parte de la corteza terrestre en que se apoya la estructura de la obra y que es afectada por la misma; su función es soportar a dicha obra en condiciones de resistencia y deformación.

Los terrenos de cimentación pueden estar constituidos por roca o por suelos. En general, la roca no plantea problemas como terreno de cimentación propiamente dicho, pues la obra le comunica esfuerzos que suelen ser de muy baja intensidad en comparación con la resistencia del material. La alteración de la formación rocosa, por la acción de agentes mecánicos o químicos, tampoco desempeña un papel que deba ser fuente de inquietudes especiales desde el punto de vista de apoyo.

Los terrenos de cimentación constituidos por suelos también suelen proporcionar apoyo suficiente para las obras aunque existen algunas condiciones que plantean grandes problemas de proyecto y construcción. Algunas de éstas se detallan por separado en páginas subsiguientes de este capítulo y constituyen quizá las contingencias más grandes a que ha de enfrentarse el ingeniero de obras civiles, a tal grado que éste deberá considerar siempre como la mejor solución a estos problemas el cambio de estrategia que los aleje de ser posible de ellos. Sin embargo, ha de insistirse que son excepcionales los casos en que el terreno de cimentación constituido por suelos plantea problemas realmente difíciles y costosos de resolver, pero por la gravedad que pueden implicar han de ser detectados en la etapa de estudios previos al proyecto, para que se les evite cuando sea posible o para que se les tome en cuenta con todo cuidado y sean objeto de estudios muy especiales y a veces muy extensos.

Los suelos friccionantes (gravas, arenas y limos no plásticos o las mezclas en que ellos predominan) por lo general tienen capacidad de carga suficiente y características de compresibilidad que no provocan problemas de asentamientos de importancia. Las arenas o limos muy sueltos pueden plantear problemas de erosión y de asentamiento brusco, por colapso rápido, de su estructura simple, cuando está sometida a cargas de alguna importancia; según se desprende de lo dicho en el capítulo II de esta obra. Estos colapsos suelen estar asociados a movimientos en el agua del subsuelo, sea saturación por flujo de agua que se infiltre de la superficie o ascensos del nivel freático por cualquier razón. Sin embargo, este efecto no es muy importante bajo las terracerías, pues éstas absorben con facilidad los movimientos resultantes; naturalmente que el

efecto anterior es mucho más peligroso cuando el terreno de cimentación soporta alguna de las estructuras rígidas que suelen construirse en una obra civil.

La licuación ha producido las fallas más dramáticas y espectaculares, debido a la magnitud de la masa de suelo que se pone en juego al producirse este fenómeno. En suelos tales como arenas saturadas relativamente sueltas, es posible que una sollicitación dinámica rápida, como la que puede presentarse durante un sismo, origine en el agua elevadas presiones que crecen a un ritmo mayor de lo que alcanzan a disiparse por la salida del agua de los poros de la estructura del material. Al incrementarse las presiones del agua interior se debilita el contacto entre los granos de la arena, disminuyendo su resistencia al esfuerzo cortante hasta valores nulos o muy próximos cero; en estas condiciones la masa de arena se comporta como un líquido, fluyendo bajo la acción de las cargas que provocan el fenómeno.

Los suelos susceptibles a la licuación son las arenas sueltas (pues en éstas la deformación tiende a compactar la estructura, transmitiéndose al agua las presiones que generan el fenómeno), uniformes, finas (en ellas se reduce su permeabilidad, impidiendo la disipación de presiones en el agua) y saturadas; los depósitos de limos no plásticos sueltos son particularmente peligrosos.

El único medio que parece seguro para impedir la licuación según la experiencia lograda hasta ahora, consiste en compactar los terrenos susceptibles, utilizando para ello cualquiera de los procedimientos usuales en la actualidad.

En terrenos de cimentación constituidos por limos plásticos y arcillas, deben distinguirse dos casos diferentes: cuando su compresibilidad sea relativamente baja (suelos CL, ML y OL) y cuando, sean francamente compresibles (suelos CH, MH, OH y Pt).

En suelos de compresibilidad relativamente baja no se plantean problemas especiales a la superestructura de la obra; los, pequeños asentamientos que puedan llegar a producirse son absorbidos fácilmente por la flexibilidad propia de dicha superestructura y la capacidad de carga del terreno suele ser suficiente para soportar a los terraplenes o cimentaciones que hayan de ser construidos. En estas estructuras especiales más rígidas, tales como puentes y obras de drenaje, se podrá llegar a soluciones adecuadas de los problemas aplicando las teorías disponibles que toman en cuenta la capacidad de carga del terreno y los movimientos tolerables para la estructura elegida, las que serán expuestas en páginas posteriores de este libro.

Los materiales OL, debidos al contenido de materia orgánica, pudieran no ser apropiados, en casos extremos, para usarse como materiales de construcción.

Como ya se dijo, es diferente el panorama cuando el terreno de cimentación está constituido por limos o, arcillas altamente compresibles (suelos OH, MH, CH y Pt); este caso se trata con mayor detalle en otro párrafo de este mismo capítulo, pero algunas generalidades pueden mencionarse ahora.

En el manto compresible normalmente consolidado (como es el caso de la mayor parte del suelo de la ciudad de México, a excepción de suelos encontrados en zonas como la Colonia Roma en que el suelo esta preconsolidado) la resistencia bajo carga rápida será, por lo tanto, proporcional a la profundidad. Al construir la mitad del terraplén se inducirá un proceso de consolidación en el terreno de cimentación, como consecuencia del cual aumentarán las presiones efectivas en todo punto del mismo. La resistencia final en cualquier punto del suelo de cimentación, una vez logrado el 100% de

consolidación bajo la nueva carga, puede determinarse a partir de las nuevas presiones efectivas existentes al término del proceso, calculables con la aplicación de la Teoría de Boussinesq. Así, si  $s_f$  es la resistencia inicial de un punto de la masa consolidada bajo la presión efectiva de su peso propio ( $p_0$ ), la resistencia final bajo carga rápida,  $s_f$  será la correspondiente a la nueva presión de consolidación,  $p_0 + \Delta p$ , donde  $\Delta p$  representa el incremento de presión efectiva que ha producido la mitad del terraplén primeramente construido. De esta manera  $S$  será la resistencia con que pueda contarse al iniciar la construcción de la segunda mitad del terraplén, si el terreno natural ha alcanzado el 100% de consolidación bajo la primera mitad; la resistencia correspondiente a un porcentaje de consolidación comprendido entre 0% y 100% tendrá un valor también comprendido entre  $s_i$  y  $s_f$  que podrá obtenerse por interpolación lineal. Si el suelo de cimentación fuese preconsolidado, el problema podría tratarse como en el caso anterior, pero incluyendo en la envolvente  $R_c$  el intervalo de consolidación. Se han dado maneras algo diferentes de la aquí expuesta, pero básicamente equivalentes, para resolver el problema que ahora se trata.

#### **VI.1.1. Mejoramiento del terreno de cimentación.**

No se repetirá bastante que el terreno de cimentación suele ser suficientemente bueno, tanto en lo que se refiere a resistencia como a compresibilidad, para soportar a las obras que en él se construyen en condiciones normales, pues las presiones a él comunicadas son relativamente bajas y la estructura del cimiento se suele adaptar relativamente bien a pequeños movimientos que puedan producirse. Los problemas señalados y los métodos de mejoramiento que ahora se mencionaran se presentan normalmente en áreas restringidas y no pueden verse como de utilización común, por su alto costo.

Los principales métodos que se han seguido para mejorar las condiciones del terreno natural, ya sea en lo referente a resistencia o a compresibilidad, son los siguientes:

1. **El uso de materiales ligeros.**
2. La sobre elevación de rasante.
3. Construcción previa de terraplenes.
4. El uso de drenes verticales de arena.
5. La compensación total o parcial de la carga del terraplén.
6. **La remoción del material compresible.**
7. Tratamiento físico-químico del terreno compresible.
8. Calcinación del suelo.
9. Colocación de entramados de ramas, palmas y otros materiales similares bajo la cimentación.
10. La colocación de bermas o el uso de taludes muy tendidos.
11. Escalonamiento de laderas naturales.
12. Construcción de sobre apoyo irregular en roca.
13. Compactación.
14. Anclaje de bloques de roca fracturada.
15. Relleno de grietas.

#### **VI.2. Sustitución de materiales.**

En este caso se utiliza una idea tan sencilla como ésta: si el terreno de cimentación es malo y compresible, remuévasele y póngase en su lugar otro de mejor calidad. El Departamento de Carreteras del Estado de California considera que ésta es la mejor solución en suelos muy blandos y compresibles, que se presentan bajo las obras de cimentación en espesores no mayores que 4 ó 5 m, añadiendo que el material sustituto

debe ser granular cuando no esté garantizado su drenaje. Esta norma resulta quizá exagerada para países que disponen de menores presupuestos para la construcción de una obra dada; en México, por ejemplo, se ha utilizado poco la sustitución de terrenos malos por suelos estables bajo cimentaciones y la experiencia indica que cuando el espesor del terreno natural es inferior a 4 ó 5 m es posible obtener un comportamiento favorable a menor costo con el empleo de algún otro de los métodos descritos. Cuando el espesor de terreno malo es superior a 4 ó 5 m, es universalmente reconocido que el costo de la sustitución de materiales se hace prohibitivo. En resumen, la sustitución de materiales debe verse como una alternativa más a disposición del ingeniero, que podrá sopesarse para ser empleada sólo cuando resulte ser la más económica o conveniente después de un cuidadoso balance.

#### **VI.2.1. Terreno de cimentación constituido por arcillas muy blandas y turbas.**

En general todos los depósitos de suelos blandos y turbas son susceptibles de causar serios problemas tienen tres condiciones en común: son zonas planas, tienen mal drenaje superficial y están formados por suelos muy finos u orgánicos. El primer requisito para superar este tipo de problemas es, naturalmente, el detectarlos y ello debe suceder en la etapa de proyecto, antes de que se produzcan costosos daños a la obra y en momentos en que el ingeniero conserva toda su libertad de acción, incluyendo la capacidad de estudiar un cambio en la solución de la cimentación que lo aleje de la zona que se revele como crítica. Para esto es de singular ayuda la exploración del suelo en donde haya de construirse la cimentación. Pero una vez que por cualquier razón se decida a arrostrar los peligros y los altos costos que significa solucionar una cimentación en un suelo de características malas es decir suelos blandos u orgánicos, el ingeniero debe comprender que casi todos los métodos de proyecto y construcción de que dispondrá requieren de un buen conocimiento de las características de compresibilidad y resistencia de los suelos sobre los que se construirá la obra y así como los que se utilizarán en la formación de la misma. Así, este es un caso que debe verse como especial en lo que se refiere a exploración suelos y pruebas de laboratorio, en el que se justificará el uso de los métodos más delicados para obtener muestras inalteradas y el desarrollo de programas completos de pruebas de laboratorio que incluyan pruebas de consolidación y triaxiales.

La exploración deberá hacerse separando muy claramente las dos etapas tradicionales primeramente se realiza un muestreo preliminar, con procedimiento sencillos y económicos que proporcionan muestras alteradas para clasificación de suelos y, después, se hace la investigación definitiva, con métodos delicados y mucho más costosos, capaces de proporcionar muestras inalteradas. La orientación que se obtenga en la primera etapa, que debe llevarse hasta que se puedan formular perfiles de suelos razonablemente confiables, será fundamental para planear la segunda con un costo de tiempo y dinero óptimos.

En general, será deseable que todo el asentamiento significativo ocurra durante la construcción de la obra, pero esto no suele lograrse sin el uso de acelerantes del proceso de consolidación, tales como drenes de arena o sobrecargas (en rigor el tiempo de asentamiento no depende de la carga, pero la magnitud del asentamiento si crece con ella, de manera que una sobrecarga producirá en menos tiempo el asentamiento final).

Antes de proceder a una somera descripción de los métodos arriba mencionados, conviene reseñar brevemente las propiedades principales de los suelos de cimentación muy blandos así como de los métodos más confiables para obtener tal.

Desde el punto de vista ahora enfocado, las propiedades más importantes de las turbas y los suelos muy blandos son el peso específico, el contenido de agua, la permeabilidad, la resistencia al esfuerzo cortante y la compresibilidad. Por su alto contenido de agua y por la dificultad en la obtención y labrado de los especímenes, en estos suelos deberán cuidarse especialmente todas las manipulaciones de muestreo y prueba, a fin de obtener resultados estadísticamente concordantes.

El contenido de agua de las turbas y arcillas muy compresibles puede variar de 400% a 500%; se ha reportado algún valor arriba de 2000%. Es común que el metro más superficial del terreno presente contenidos de agua mucho más bajos, aun en las zonas con mayor predominio de turbas. La relación de vacíos suele estimarse a partir del contenido de agua, y el peso específico relativo también puede estimarse, presentando valores tan bajos como 1.5 ó 1.6 para turbas muy puras. Puede tener interés conocer el contenido de aire y gases en las turbas, para lo cual no existe prueba estándar de valor reconocido, por lo que se recurre a estimarlo en pruebas de consolidación. Valores de hasta un 10% no son raros en turbas.

Las turbas reducen fuertemente su permeabilidad al aumentar a carga que actúa sobre ellas; en formaciones vírgenes, el coeficiente de permeabilidad suele estar entre  $10^{-2}$  y  $10^{-4}$  cm. /seg., pero puede reducirse a  $10^{-9}$  cm. /seg. En turbas consolidadas bajo un terraplén de uno o dos metros de altura. La resistencia al esfuerzo cortante puede determinarse con pruebas de compresión simple o pruebas triaxiales, si bien puede haber dificultades crecientes para el labrado de especímenes cuanto más orgánico sea el suelo, por lo que se recurre frecuentemente a determinar la resistencia con pruebas de veleta y a estimarla aplicando el cálculo en secciones en que haya ocurrido o se induzca una falla. En la tabla se presenta una comparación entre la resistencia al esfuerzo cortante obtenida para diversas turbas y su contenido de agua.

A causa de la permeabilidad relativamente alta de las turbas, la consolidación primaria se produce en ellas muy rápidamente. La consolidación secundaria ocurre sobre todo cuando la primaria terminó y generalmente sigue una ley lineal (recta) cuando se dibuja el asentamiento contra el tiempo (este último en escala logarítmica); la consolidación secundaria puede ser mucho más importante que la primaria y durante muchos años, viéndose afectada por la descomposición de la materia orgánica durante la vida de la obra. La predicción del asentamiento en las turbas por los métodos normales de la Mecánica de Suelos es incierta, como consecuencia de lo anterior y aún lo es más la de la evolución de los asentamientos con el tiempo. La teoría de Terzaghi probablemente no sea aplicable a las turbas; las causas más importante de ello son el drenaje horizontal que ocurre en estos suelos, la anisotropía que presentan en lo relativo a la permeabilidad y el escaso sentido que puede tener determinar en turbas el 100% de consolidación primaria.

Si el suelo blando es inorgánico, es de esperar que si la homogeneidad de las arcillas es razonable, pueda aplicarse la teoría de Terzaghi para el cálculo del asentamiento y aun para el de su evolución con el tiempo, si bien esta última se determinará con mucha menor precisión.

### **VI.3. Métodos constructivos.**

#### **VI.3.1. Excavación.**

##### **VI.3.1.1. Excavación completa.**

Sólo puede intentarse cuando los espesores de turba o suelo blando son pequeños y cuando se desea que la cimentación se inmovilice muy rápidamente; un requisito económico suele ser la posibilidad de tirar sin riesgo el desperdicio inmediatamente al lado de la excavación, de modo que se elimine todo acarreo de dicho desperdicio. La excavación producida suele quedar llena de agua y con taludes muy tendidos; el suelo que la rellene habrá de ser granular. La excavación completa suele ser más eficiente a medida que el cimientado es más ancho, pues a mayor anchura crece el riesgo de que bajo él queden atrapadas masas de turba o suelo blando, origen de futuros problemas. La profundidad a que deba considerarse posible la remoción total del terreno de cimentación es variable y depende del proyecto; se ha hecho hasta con 10 m de espesor de suelo.

##### **VI.3.1.2. Excavación parcial.**

Es un procedimiento recomendable si la resistencia el suelo blando crece con la profundidad y la compresibilidad disminuye con la misma. También se usa como ayuda para el empleo de otros métodos constructivos, como el de desplazamiento.

#### **VI.3.2. Desplazamiento.**

Cuando el esfuerzo que el material sustituto comunica al terreno de cimentación supera la resistencia de éste y cualquier fuerza restrictiva que pueda haber, ocurrirá un desplazamiento de dicho terreno de cimentación en la dirección de menor resistencia. La intensidad del desplazamiento depende de la relación entre el espesor del estrato blando y la altura y ancho del terraplén (material de mejores características) y de la magnitud del desequilibrio dado. El desplazamiento produce ondas de lodo a los lados del cimientado, que actúan como restricción a posteriores desplazamientos. Generalmente, la colocación del material sustituto sobre suelos blandos uniformes, una vez que ha comenzado el hundimiento de la estructura y el desplazamiento de terreno blando, el proceso continuará si se mantiene el proceso de sobrecarga por la puesta encima de un material de mayor peso específico que el suelo blando, de manera que se incrementa el peso total súper impuesto a medida que se incrementa la carga. El desplazamiento puede verse favorecido por la disminución de resistencia que sufra el suelo blando como consecuencia del remoldeo.

##### **VI.3.2.1. Desplazamiento por el peso del material con o sin sobrecargas.**

Es posible atenerse al desplazamiento por el peso único del material sustituto cuando este pesa lo suficiente y cuando el material blando que pueda ser atrapado en el fondo sea de tales características y resulte en tales espesores, que los procesos de consolidación posteriores ocurran durante el tiempo de construcción. Cuando convenga acelerar el proceso de desplazamiento o aumentar su eficiencia, puede recurrirse a una sobrecarga. En general las sobrecargas tienen dos efectos benéficos, al inducir mayor desplazamiento y al causar que ocurran antes los asentamientos por consolidación. La sustitución de materiales sobre terrenos muy blandos es seguramente es una magnífica práctica la colocación de una sobrecarga de tierra sobre el material sustituto, con el límite que imponga la resistencia del terreno, pues al provocar una falla violenta de deslizamiento del talud o de capacidad de carga puede tener muy malas consecuencias en estos casos, por el remoldeo que producen en los materiales blandos,

que al perder subestructura original disminuyen drásticamente su ya escasa resistencia, de una manera no recuperable.

#### **VI.4. Asentamiento en el terreno de cimentación.**

Posiblemente el problema más grave que entraña un suelo de cimentación fino y compresible, es el que se refiere a los asentamientos que en él pueden producirse al recibir la sobrecarga que representan los cimientos.

Independientemente de algunos casos especiales cuyo estudio se hace en páginas subsecuentes de este capítulo en México no es raro encontrar regiones en que los asentamientos en el terreno de cimentación desempeñan un papel tan importante que todo el diseño de la obra, incluyendo la posibilidad de un cambio en la solución de la cimentación, debe quedar condicionado a ellos. Se llega así a proyectos que no son óptimos si se toman en cuenta únicamente los aspectos que tradicionalmente se contemplan para diseñar una cimentación.

En el apartado correspondiente se discutieron con cierto grado de detalle los métodos para calcular los asentamientos que ocurren en un suelo de cimentación compresible bajo la carga de un cimiento. Se mencionó como requisito fundamental de cálculo el conocimiento de la variación de  $\Delta p$  con la profundidad, siendo la sobrecarga comunicada al terreno de cimentación por el cimiento, bajo el supuesto de que antes de colocar éste, el terreno de cimentación estaba consolidado únicamente bajo su peso propio ( $p_0$ ). Se detallara ahora un poco de cálculo de esa variación de  $\Delta p$  con la profundidad  $z$ . Dentro del suelo.

En la referencia acerca de la distribución de esfuerzos se trata con bastante detalle la aplicación de la Teoría de la Elasticidad y en particular de la Teoría de Boussinesq al cálculo de la distribución de esfuerzos en la masa de suelo, cuando en la superficie horizontal de ella se coloca una cierta carga; interesa ahora el caso en que tal carga sea específicamente un cimiento. El problema puede tratarse como una extensión del caso de una carga rectangular uniformemente distribuida, propuesto y resuelto originalmente por Boussinesq. Se acepta en la solución que el medio cargado, que representa al suelo real, es un continuo semi-infinito, isótropo y linealmente elástico, hipótesis que representan un alejamiento muy significativo de las condiciones de un suelo real. Es entonces hasta cierto punto sorprendente que a partir de tan decepcionantes hipótesis se pueda estimar con la teoría de Boussinesq (en combinación con la Teoría de la Consolidación) asentamientos de una aproximación plenamente satisfactoria para el ingeniero.

#### VI.4.1. Esfuerzo vertical por un área rectangularmente cargada.

La solución de Boussinesq también se usa para calcular el incremento del esfuerzo vertical debajo de un área flexible rectangularmente cargada, como muestra la figura VI.1. El área cargada se localiza en la superficie del terreno y tiene longitud  $L$  y ancho  $B$ . La carga uniformemente distribuida por área unitaria es igual a  $q$ . Para determinar el incremento en el esfuerzo vertical  $\Delta\sigma$  en el punto  $A$  localizado a una profundidad  $z$  debajo de la esquina del área rectangular, tenemos que considerar una pequeña área elemental  $dx dy$  del rectángulo (figura VI.1). La carga sobre esta área elemental se expresa como

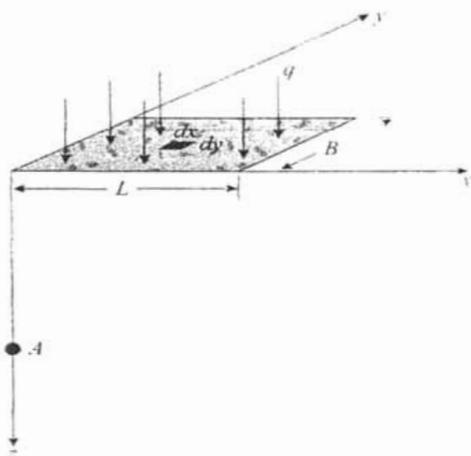


Figura VI.1 Esfuerzo vertical bajo la esquina de un área rectangular flexible uniformemente cargada.

$$dq = q \, dx dy \quad (VI.1)$$

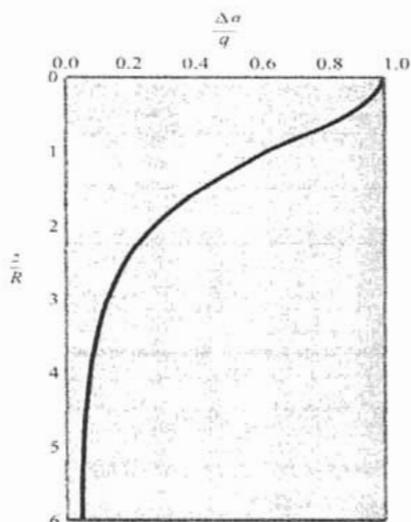


Fig. VI.2. Intensidad del esfuerzo bajo el centro de un área rectangular flexible uniformemente cargada.

El incremento en el esfuerzo  $d\sigma$  en el punto A causado por la carga  $dq$  se determina usando la ecuación (VI.3 para obtener  $\Delta\sigma_z$ ). Sin embargo, tenemos que reemplazar  $P$  por  $dq = q \, dx \, dy$  y  $r^2$  por  $x^2 + y^2$ . Entonces,

$$d\sigma = 3q \, dx \, dy \, z^3 / 2\pi(x^2 + y^2 + z^2)^{5/2} \quad (\text{VI.2})$$

El incremento en el esfuerzo vertical  $\Delta\sigma$  en el punto A causado por el área cargada completa ahora redetermina integrando la ecuación:

$$\Delta\sigma = \int d\sigma = \int_{y=0}^B \int_{x=0}^L (3q \, dx \, dy \, z^3 / 2\pi(x^2 + y^2 + z^2)^{5/2}) = q \, I_2 \quad (\text{VI.3})$$

Donde

$$I_2 = 1/4\pi \left( (2mn(m^2 + n^2 + 1)^{1/2} / (m^2 + n^2 + m^2n^2 + 1)) \left( (m^2 + n^2 + 2) / (m^2 + n^2 + 1) \right) + \tan^{-1} \left( (2mn(m^2 + n^2 + 1)^{1/2} / (m^2 + n^2 - m^2n^2 + 1)) \right) \right) \quad (\text{VI.4})$$

$$m = \frac{B}{z} \quad (\text{VI.5})$$

$$n = \frac{L}{z} \quad (\text{VI.6})$$

La variación de  $I_2$  con  $m$  y  $n$  se muestra en la figura (VI.3).

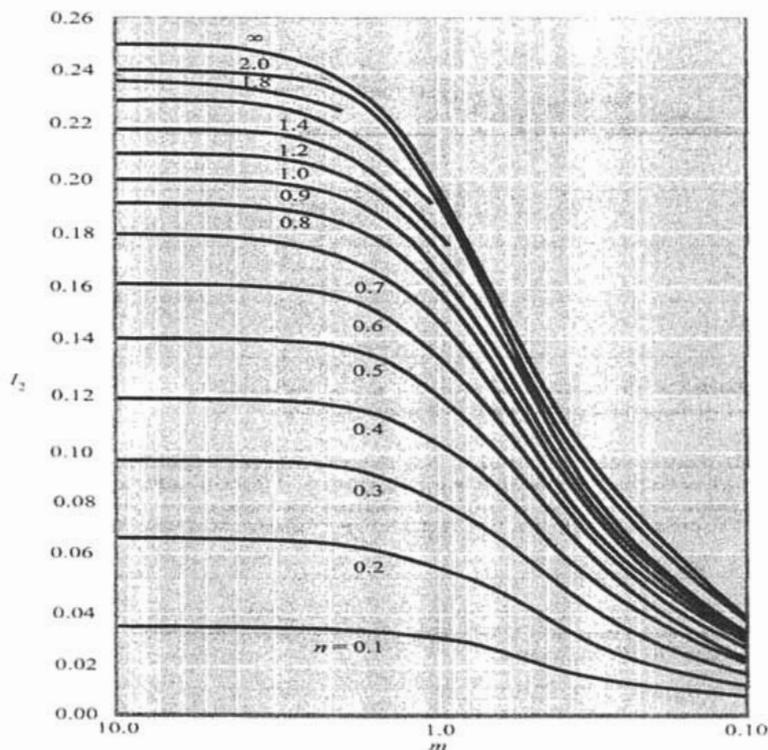


Figura VI.3 Variación de  $I_2$  con  $m$  y  $n$ .

El incremento en el esfuerzo en cualquier punto debajo de un área rectangularmente cargada se encuentra usando la ecuación (VI.3) y la figura (VI.2). Este concepto se explica más ampliamente con referencia a la división en segmentos para calcular el incremento de esfuerzos en cualquier punto bajo un área cargada. Determinemos el esfuerzo en un punto debajo del punto A" a la profundidad z. El área cargada se divide en cuatro rectángulos como se muestra en la figura. El punto A" es la esquina común a los cuatro rectángulos. El incremento en el esfuerzo a la profundidad z debajo del punto A" debido a cada área rectangular ahora se calcula usando la ecuación VI.3. El incremento en el esfuerzo total causado por toda el área cargada se obtiene por

$$\Delta\sigma = q (I_{2(1)} + I_{2(2)} + I_{2(3)} + I_{2(4)}) \quad (VI.7)$$

Donde

$I_{2(1)}, I_{2(2)}, I_{2(3)}, I_{2(4)}$  = valores de  $I_2$  para los rectángulos 1, 2, 3, 4, respectivamente. Como se muestra en la figura del caso de carga de franja, la ecuación (VI.3) se usa para calcular el incremento de esfuerzo en varios puntos de una retícula. Con esos puntos de retícula, se grafican las isobaras de esfuerzo. La figura VI.6 muestra una gráfica para un área cuadrada uniformemente cargada. Note que las isobaras de esfuerzo son válidas para un plano vertical trazado a través de la línea a-a. La figura VI.6 es una gráfica adimensional de  $\Delta\sigma/q$  bajo el centro de un área rectangularmente cargada con  $L/B = 1, 1.5, 2$  e  $\infty$ , que ha sido calculada usando la ecuación (VI.3).

Ejemplo VI.1. El área flexible mostrada en la figura VI.3 está uniformemente cargada. Si  $q = 150 \text{ kN./m}^2$ , determine el incremento del esfuerzo vertical en el punto A.

Solución: El área flexible mostrada en la figura VI.3 se divide en tres partes en la figura VI.4. En el punto A,

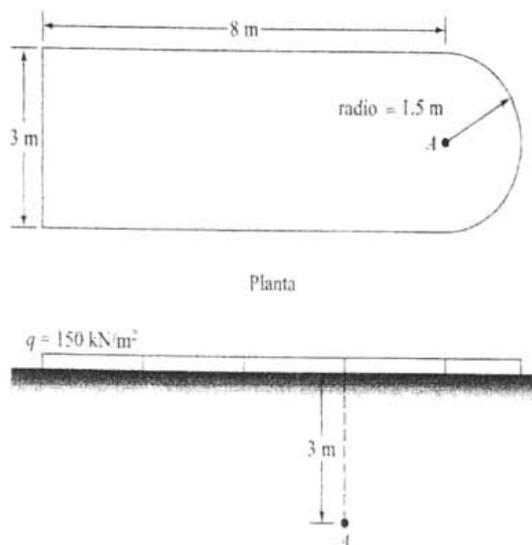


Figura VI.4

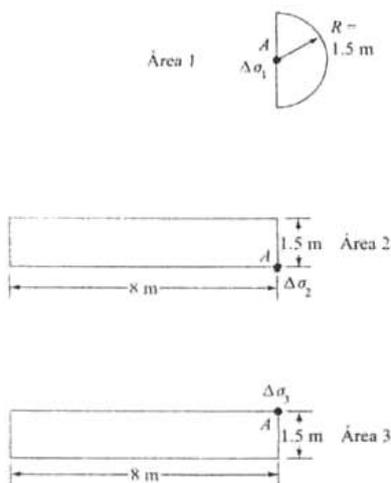
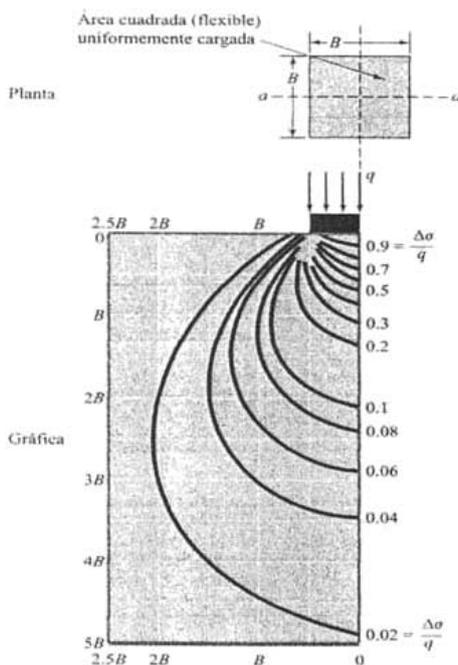


Figura VI.5

$$\Delta\sigma = \Delta\sigma_1 + \Delta\sigma_2 + \Delta\sigma_3$$

De la ecuación, tenemos

$$\Delta\sigma_1 = (1/2) q \left( 1 - \frac{1}{\left( \frac{R}{z} \right)^2 + 1} \right)^{3/2}$$



(Nota. Las isobaras son para un alineo  $a-a$  como se muestra en la planta.)

Figura VI.6 Isobaras de presión vertical bajo un área cuadrada cargada uniformemente.

Tenemos  $R = 1.5 \text{ m}$ ,  $z = 3 \text{ m}$ , y  $q = 150 \text{ kN. /m}^2$ , por lo que

$$\Delta\sigma_1 = (1/2) q (1 - (1/((R/z)^2 + 1)^{3/2})) = 21.3 \text{ kN. /m}^2$$

Puede verse que  $\Delta\sigma_2 = \Delta\sigma_3$ . De las ecuaciones ( $m = B/z$ ) y ( $m = L/z$ ), tenemos

$$m = 1.5/3 = 0.5$$

De la figura VI.2, para  $m = 0.5$  y  $n = 2.67$ , la magnitud de  $I_2 = 0.138$ . Entonces, de la ecuación (V.3), tenemos

$$\Delta\sigma_2 = \Delta\sigma_3 = QI_2 = (150) (0.138) = 20.7 \text{ kN./m}^2$$

Por lo que

$$\Delta\sigma = 21.3 + 20.7 + 20.7 = 62.7 \text{ kN/m}^2$$

#### VI.4.2. Esfuerzo vertical causado por una carga de franja (ancho finito y longitud infinita).

La ecuación fundamental para el incremento del esfuerzo vertical en un punto de una masa de suelo como resultado de una carga de línea se usa para determinar el esfuerzo vertical en un punto causado por una

La ecuación fundamental para el incremento del esfuerzo vertical en un punto de una masa de suelo como resultado de una carga de línea se usa para determinar el esfuerzo vertical en un punto causado por una carga de franja flexible de ancho  $B$  (figura VI.7). Sea la carga por área unitaria de la franja mostrada en la figura VI.7 igual a  $q$ . Si consideramos una franja elemental de ancho  $dr$ , la carga por longitud unitaria de esta franja será igual a  $q dr$ . Esta franja elemental se trata como una carga de línea. La ecuación da el incremento del esfuerzo vertical  $d$  en el punto  $A$  dentro de la masa de suelo causado por esta carga de franja elemental

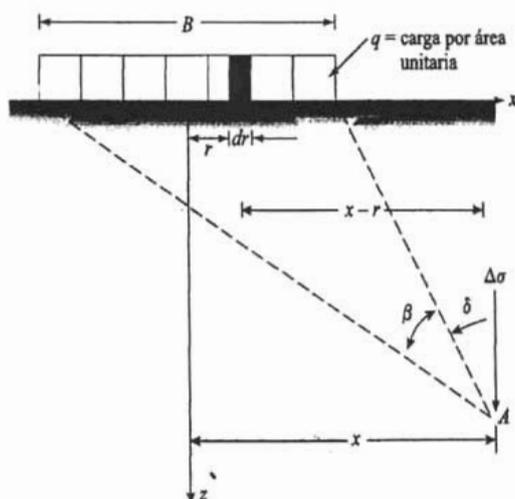


Figura VI.7 Esfuerzo vertical causado por una carga flexible de franja (Nota: los ángulos medidos en sentido contrario a las manecillas del reloj se consideran positivos).

Para calcular el incremento del esfuerzo vertical, tenemos que sustituir  $q dr$  por  $q$  y  $(x-r)$  por  $x$ . Entonces,

$$d\sigma = -\frac{2(qdr)z^3}{x[(x-r)^2 + z^2]^{\frac{3}{2}}} \quad (VI.8)$$

El incremento total en el esfuerzo vertical (so) en el punto A causado por la carga de franja completa, de ancho B, se determina por la integración de la ecuación (VI.8) con límites de  $r$  de  $-B/2$  a  $+B/2$ , o

$$\Delta\sigma = \int d\sigma = \int_{-B/2}^{+B/2} \left( \frac{2q}{\pi} \right) \left\{ \frac{z^3}{x[(x-r)^2 + z^2]^{\frac{3}{2}}} \right\} dr$$

$$\Delta\sigma = \frac{q}{\pi} \left\{ \tan^{-1} \left( \frac{2}{x - (B/2)} \right) - \tan^{-1} \left( \frac{2}{x + (B/2)} \right) - \frac{Bz[x^2 - z^2 - (B^2/4)]}{[x^2 - z^2 - (B^2/4)]^2 + B^2z^2} \right\} \quad (VI.9)$$

La ecuación (VI.8) se simplifica a

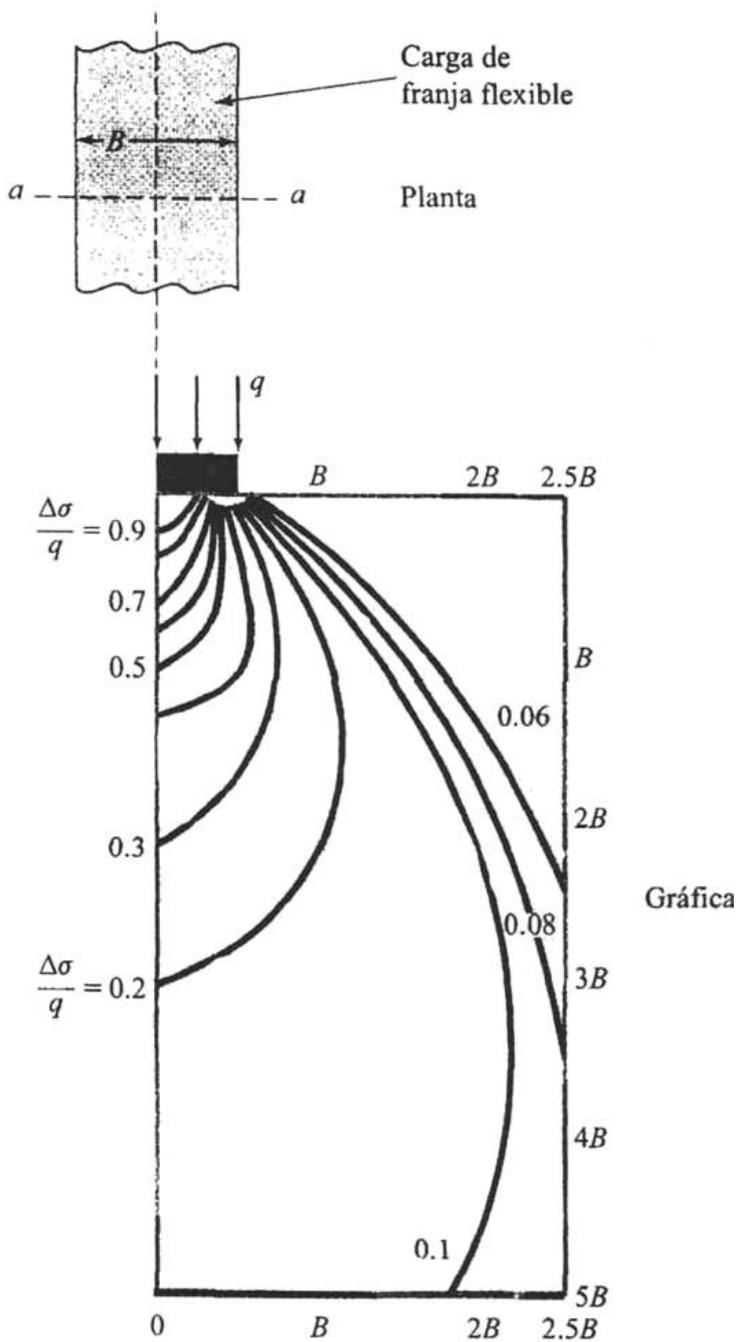
$$\Delta\sigma = \frac{q}{\pi} [\beta + \text{sen}\beta \cos(\beta + 2\delta)] \quad (VI.10)$$

Los ángulos  $\beta$  y  $\delta$  están definidos en la figura (VI.7)

Tabla V.1 Variación de  $\Delta\sigma / q$  con  $2z/B$  y  $2x/B$ .

		2x/B			
2z/B	0	0.5	1.0	1.5	2.0
0	1.000	1.000	0.500		
0.5	0.959	0.903	0.497	0.089	0.019
1.0	0.818	0.735	0.480	0.249	0.078
1.5	0.668	0.607	0.448	0.270	0.146
2.0	0.550	0.510	0.409	0.288	0.185
2.5	0.462	0.437	0.370	0.285	0.205
3.0	0.396	0.379	0.334	0.273	0.211
3.5	0.345	0.334	0.302	0.258	0.216
4.0	0.306	0.298	0.275	0.242	0.205
4.5	0.274	0.268	0.251	0.226	0.197
5.0	0.248	0.244	0.231	0.212	0.188

La tabla V.1 muestra la variación de  $\Delta\sigma / q$  con  $2z/B$  para  $2x/B$  igual a 0, 0.5, 1.0, 1.5, y 2.0. Esta se usa para calcular el esfuerzo vertical en un punto causado por una carga franja flexible. El incremento neto dado por la ecuación (VI.9) también se usa para calcular esfuerzos en varios puntos de la retícula bajo la carga entonces se dibujan las isobaras de esfuerzo. Éstas son líneas de igual incremento de esfuerzo. Algunas isobaras de presión vertical están dibujadas en la figura (VI.8).



(Nota: las isobaras son para una línea a—a como se muestra sobre la planta.)  
 Figura VI.8 Isobaras de presión vertical bajo una carga flexible de franja.

EJEMPLO VI.2: Con referencia a la figura VI.7, se dan  $q = 200 \text{ kN/m}^2$ ,  $B = 6 \text{ m}$ , y  $z = 3 \text{ m}$ . Determine el incremento del esfuerzo vertical en  $x = \pm 9 \text{ m}$ ,  $\pm 6 \text{ m}$ ,  $\pm 3 \text{ m}$  y  $0 \text{ m}$ . Dibuje una gráfica  $\Delta\sigma$  versus  $x$ .

Solución Elaboramos la siguiente tabla:

$x$ (m)	$2x/B$	$2z/B$	$\Delta\sigma/q^*$	$\Delta\sigma$ $\text{kN/m}^2$
$\pm 9$	$\pm 3$	1	0.0171	3.42
$\pm 6$	$\pm 2$	1	0.0780	15.6
$\pm 3$	$\pm 1$	1	0.4800	96.0
O	0	1	0.8183	163.66

\* De la tabla 5.4  
 $q = 200 \text{ kN/m}^2$

La gráfica de  $\Delta\sigma$  versus  $x$  se da en la figura 5.14.

### VI.5. Cálculo del espesor de suelo a sustituir.

#### VI.5.1. Método de la espiral logarítmica.

Se ilustra a continuación, para el caso de empuje pasivo, otro método de cálculo muy frecuente en la solución de problemas de presión de tierras. En este método, llamado de la espiral logarítmica, no es preciso suponer que la superficie de deslizamiento en estudio sea plana. En la Fig. (VI.9).a se presenta una superficie horizontal y constituida por un material cuya resistencia al esfuerzo cortante sigue la ley general:

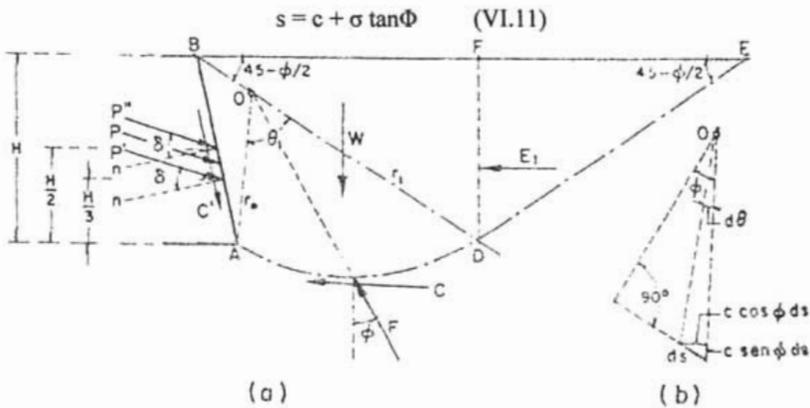


Figura VI.9. Ilustración del método de "la espiral logarítmica" para el cono de empuje pasivo.

La superficie de deslizamiento consta de una parte curva y otra recta (segmentos AD y DE).

Fig. VI-9 a y b.

El arco AD es un segmento de espiral logarítmica, con centro en O. El hecho de que, por continuidad, el tramo de espiral deba ser tangente al segmento de recta DE en D,

obliga a que el centro O caiga sobre el segmento BD. En estas condiciones la ecuación de la espiral logarítmica puede escribirse como:

$$r = r_0 e^{\theta \tan \Phi} \quad (\text{VI.12})$$

La masa de suelo BDE puede considerarse en estado plástico pasivo de Rankine, de manera que no hay esfuerzos cortantes actuando en la sección vertical DF y, sobre ésta, el empuje pasivo es horizontal ( $E_1$ ) y puede calcularse como ha quedado indicado. La masa ADFB estará en equilibrio bajo la acción de las siguientes fuerzas: su peso propio, W, que pasará a través de su centro de gravedad; el empuje  $E_1$ , situado a DF/3; la resultante, C, de cohesión actuante en el arco AD; la fuerza resultante de la adherencia entre el suelo y la superficie AB,  $C'$ ; la fuerza F, resultante de los esfuerzos normales y tangenciales de fricción a lo largo de AB. Esta última fuerza estará inclinada respecto a la normal al muro un ángulo:

$$\delta = 2/3 \Phi \quad (\text{V.13})$$

Como la línea de acción de P no es conocida a priori se debe recurrir a un artificio aproximado para determinar su magnitud y posición. El artificio consiste en reemplazar a P por dos fuerzas  $P'$  y  $P''$ , con la misma dirección que P. La fuerza  $P'$  se considera en equilibrio con W,  $E_1$  y  $F'$ ; en donde  $E_1$  y  $F'$  son las anteriores  $E_1$  y F, pero considerando en una primera aproximación, que las C del suelo es nula; la  $P''$  debe equilibrar a C,  $C'$ ,  $E_1''$  y  $F''$  (estas dos últimas fuerzas son la  $E_1$  y F, antes citadas, pero admitiendo por el momento que la  $\gamma$  del suelo sea igual a cero). En el primer grupo se han reunido las fuerzas de masa y las normales y las de fricción debidas al efecto de W; en el segundo grupo aparecen las fuerzas de cohesión, que son independientes de W. Los puntos de aplicación de  $P'$  y de  $P''$  serán, desde luego, AB/3 y AB/2, respectivamente. En estas condiciones, cada una de esas fuerzas podrá calcularse por separado y su resultante produce el empuje total P.

Puesto que el arco escogido entre A y D es de una espiral logarítmica, según la ecuación 4-35, todos los radios vectores del mismo forman un ángulo  $\Phi$  con la normal al arco en cada punto. Como  $\Phi$  es el ángulo de fricción interna, se sigue que las direcciones de los radios vectores son las de los elementos de fuerza cuya resultante es F, por lo que la propia F debe pasar por el centro de la espiral, O.

Para determinar  $P'$  puede, entonces, elegirse arbitrariamente una superficie hipotética de deslizamiento ADE (Fig. VI-9). El empuje " $E_1$ " se calcula con la ecuación:

$$E_1' = \frac{1}{2} \gamma DF^2 N_\Phi \quad (\text{VI.14})$$

y actúa en DF/3.

Si se toman ahora momentos en torno a O de las  $E_1'$ , W,  $F'$  (momento nulo) y  $P'$ , se tendrá la magnitud de  $P'$ . Si el suelo no tuviese cohesión,  $P'$  sería el valor del empuje total correspondiente a la superficie de falla supuesta. Con otras superficies de falla trazadas con el mismo criterio expuesto (moviendo el centro de la espiral sobre BD) pueden obtenerse otros valores de P. El mínimo  $P'$  obtenido sería el empuje pasivo total de proyecto, si el suelo no tuviese cohesión.

Si el suelo tiene cohesión, deberá determinarse el valor de  $P''$ , componente del empuje total debida al efecto de aquella. En el plano DF se considera ahora actuando un empuje pasivo  $E_1''$  obtenido haciendo  $\gamma = 0$  en la expresión usual. Así:

$$E_1'' = 2c DF (N_\phi)^{1/2} \quad (\text{VI.15})$$

El hecho de hacer  $\gamma = 0$  equivale a anular el peso del suelo, dejando solo el término del empuje que depende de la cohesión del mismo. El punto de aplicación de  $E_1''$  será el punto medio del segmento DF.

Si se considera un elemento  $ds$  en la superficie AD, obrará en él una fuerza  $c ds$ , cuyo momento respecto a O vale: (Fig. VI-9.b).

$$dM = rc \cos\Phi ds = rc (rd\theta / \cos\Phi) \cos\Phi = cr^2 d\theta \quad (\text{VI.16})$$

Entonces, el momento de la "cohesión" total será:

$$M = \text{integral } dM = c/2 \tan\Phi (r_1^2 - r_0^2) \text{ (momento de C)} \quad (\text{VI.17})$$

Tomando ahora momentos respecto a O de las fuerzas  $P''$ , C,  $C'$ ,  $E_1''$  y  $F''$  (momento nulo) puede conocerse la fuerza  $P''$  correspondiente a la superficie de falla supuesta.

Con diferentes superficies de deslizamiento podrán obtenerse otros  $P''$  (deben usarse las mismas trazadas para calcular  $P''$ ).

En el caso general, en que el suelo tenga cohesión y fricción, conviene llevar en forma gráfica los valores de la suma  $P' + P''$  correspondientes a cada superficie de deslizamiento supuesta. La combinación mínima da el valor del P total de proyecto.

## **VII. ANÁLISIS Y DISEÑO.**

**De la misma manera que no existe algo como una experiencia totalmente objetiva, tampoco existe algo como una decisión totalmente objetiva, una que no tenga algún tipo de connotación emocional.**

**Esto es cierto esté la decisión tomada para escritura, música, color, forma, línea, textura ó para lo que los ingenieros llaman diseño.**



### Refuerzo de tipo membrana:

La presencia del geotextil incrementa el rango de respuesta elástica del suelo. El esfuerzo máximo permisible al cual se puede someter un suelo cohesivo, sin generación de roderas profundas (mayor a dos pulgadas), esta relacionado con su capacidad de carga última. (Fig. VII.2)

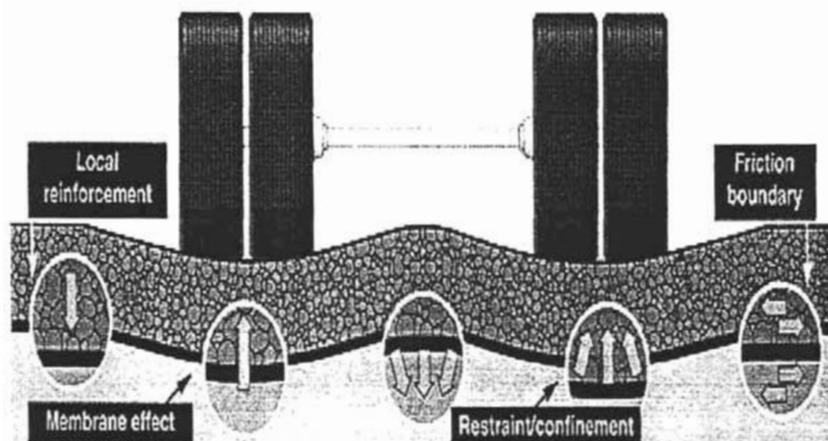


Fig. VII.2 Mecanismos que intervienen en el refuerzo de tipo membrana.

Determinada según Terzaghi para suelos arcillosos saturados.

$$\text{Para } \Phi = 0$$

$$q = c N_c$$

Donde

$q$  = presión de contacto en la superficie del suelo

$c$  = resistencia no drenada del suelo

$N_c$  = factor de capacidad de carga de Terzaghi

$N_c = 3.8$  para deformaciones relativamente grandes elásticas previas a la falla plástica (falla local)

Y

$N_c = 5.14$  para falla general, deformaciones elásticas relativamente pequeñas del suelo previas a la deformación plástica.

Los valores encontrados en un estudio realizado, dicen que el valor de  $N_c = 3.3$  como los niveles de esfuerzo en el suelo a los cuales se presentaban grandes deformaciones (mayor a dos pulgadas), del mismo, sin refuerzo geotextil

y

$N_c = 6.00$  para el caso de suelo reforzado, bajo un número mínimo de aplicaciones de carga, lo anterior indicaba que la presencia de geotextiles inhibía la formación de fallas locales, inhibiendo la deformación del suelo.

En este trabajo

$N_c = 2.8$  para suelos sin refuerzo geotextil y deflexiones menores a 2".

$N_c = 5.0$  para suelos con refuerzo geotextil y deflexiones menores a 2".

Para que el geotextil pueda contribuir en forma apreciable al refuerzo, mediante el efecto de membrana, debe elongarse, lo cual significa necesariamente que el suelo debe deformarse debajo de la tela, con la formación de una rodera.

**Sin embargo investigadores concluyen que la contribución del geotextil no es la de incrementar la resistencia del suelo, si no más bien la de reducir la magnitud de los esfuerzos que se transmiten hasta el, mediante un efecto de refuerzo del agregado.** Geotextiles ó georedes con menor potencial de alargamiento (mayor módulo) son los que más contribuyen al refuerzo.

**El agregado ó suelo cemento trabaja como losa, por lo que su rigidez y resistencia del sistema aumenta notablemente.**

## VII.2. Ayudas de diseño (geotextiles).

**Tabla V.II.1 Mirafi ® Geotextiles de Muy Alta Resistencia, HP** Valores mínimos promedio por rollo

PROPIEDADES	METODO DE PRUEBA	UNIDADES	500X	600X	HP370	HP470	HP570
POLIMERO			PP	PP	PP	PP	PP
Resistencia Ultima Prueba Ancha DM	ASTM D 4595	lb./in ton/m	100 1.7	175 3	225 4	300 5	400 7
Prueba Ancha al 5% de deformación DM	ASTM D 4595	lb./in ton/m		28 0.5	113 2	150 2.5	200 3.5
Prueba Ancha al 5% de deformación DM	ASTM D 4595	lb./in ton/m		80 1.4	170 3	300 5	400 7.1
Resistencia Ultima Prueba Ancha DC	ASTM D 4595	lb./in ton/m	120 2.1	175 3	225 4	300 5	400 7
Carga de diseño a largo plazo	GG4	lb./in ton/m	12 0.2	24 0.4	33 0.6	43 0.7	58 1.0
Resistencia de la costura en Prueba Ancha	ASTM D 4884	lb./in ton/m	40 0.7	80 1.4	120 2.1	150 2.7	250 4.5
Abertura Aparente AOS	ASTM D 4751	Malla no. (Mm.)	40 0.425	40 0.425	30 0.595	20 0.85	30 0.595
Permisividad	ASTM D 4491	seg. <sup>-1</sup>	0.05	0.05	0.52	0.20	0.40
Presentación		ft	12.5/432 17.5/309	12.5/360 17.5/258	15/300	15/300	15/300
Rollos: ancho/largo		m	3.8/131.8 5.3/94.2	3.8/109.8 5.3/78.7	4.5/91.5	4.5/91.5	4.5/91.5
PYN, S.A. DE C.V. División Geosintéticos: (5) 728 0400			DM=dirección maquina		DC=dirección cruzada		

### Principales aplicaciones:

Terraplenes sobre suelos suaves, estabilización de suelos, estabilidad de taludes, fabricación de muros de contención, refuerzo de rellenos sanitarios, etc.

### Notas:

Estos geotextiles son tejidos, hechos con fibras de propileno inertes a la degradación biológica y con estabilidad dimensional, resistentes a los ácidos y álcalis encontrados en la naturaleza

**TC Mirafi:** garantiza que estos productos están libres de defectos en sus materiales y en su fabricación al momento de ser entregados al cliente y que cumplen con las especificaciones que se publican. Para cualquier aclaración, favor de contactar a PYN; S.A. de C.V. División de Geosintéticos (5) 728-0400.

### VII.2.1. Análisis y diseño de una zapata aislada cuadrada.

Sometida exclusivamente a carga axial comúnmente encontradas en naves industriales ligeras, reforzado el suelo con un geotextil + suelo cemento, ubicada geográficamente dentro de la zona tres de la ciudad de México.

#### ESQUEMA DE UNA ZAPATA AISLADA DE UNA NAVE INDUSTRIAL

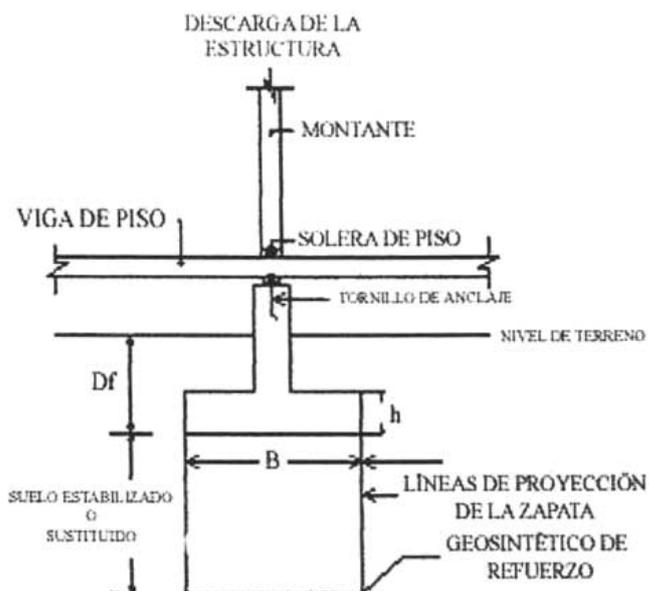


Figura. VII.3

Donde:

P = Descarga de la estructura.

$D_f$  = profundidad de desplante 60 cm.

H = espesor final de suelo estabilizado con cemento.

B = ancho de la cimentación

T = valor requerido a tensión del geotextil

Datos:

Estrato arcilloso de aproximadamente 40m de espesor (FAS).

Capacidad de carga admisible del suelo =  $1 \text{ Ton} / \text{m}^2$

Suelo estabilizado con cemento al 4% en peso, cemento Pórtland tipo I (recomendación del Ing Héctor Legorreta Cuevas).

El diseño se enfoca al geotextil de refuerzo.

Descarga de la estructura = 7 toneladas.

Dimensiones de la zapata propuesta = 2 m. x 2 m.

Ver figura VII.3.

De una primera observación se puede ver que:

$$\text{Descarga actuante} = \frac{P}{A} = \frac{7}{2 \cdot 2} = 1.75 \text{ Ton/m}^2$$

Descarga actuante debe ser menor que la resistente:

$$1.75 \text{ Ton/m}^2 > 1.00 \text{ Ton/m}^2$$

La descarga actuante es mayor que la admisible, por lo que se recomienda reforzar el suelo mediante un geosintético, la solución tradicional supondría aumentar las dimensiones de la estructura con los correspondientes aumentos en peso y en costo.

### **Cálculo del geotextil de refuerzo.**

De acuerdo al procedimiento de diseño dado por Robert Koerner.

1. Evalué el sistema completo.

El geotextil sirve para separar los materiales y así evitar la mezcla ó posible contaminación.

El geotextil sirve para detener la filtración de humedad, barrera contra la humedad.

El geotextil sirve para permitir la filtración del agua superficial hacia el subsuelo.

El geotextil sirve para reforzar el suelo ó estabilizarlo.

Dentro del sistema suelo-geosintético imaginamos de mecánica de materiales el diagrama de esfuerzos que se presente en una viga, de esto tenemos que los esfuerzos de compresión por arriba del eje neutro le corresponderá absorberlas al suelo y los esfuerzos de tensión por debajo del eje neutro le corresponderá tomarlos al geotextil en este caso los esfuerzos de tensión máximos se presentan en la zona más baja es por ello que el geosintético se ubicara como una sola capa hasta el fondo del estrato de suelo cemento.

2. Elegir un FS.

De acuerdo a la experiencia de ingenieros geosintéticos, recomiendan utilizar un factor de seguridad de 1.5., baste recordar que entre más grande sea este valor el diseño estará más sobrado, más seguro, pero también será más caro.

$$FS_{\text{CONTRA FALLA POR TENSION}} = 1.50$$

3. Función primaria del geotextil

En este caso en particular es resistir los esfuerzos de tensión por unidad de ancho.

En lo siguiente se proponen dos métodos de análisis para el cálculo del refuerzo geotextil, uno basado en la sección de refuerzo de rellenos y uno basado en el refuerzo de tipo membrana. En ambos casos se requieren los valores de esfuerzo vertical y horizontal actuando a diferentes profundidades, (Teoría de Bousinessq y refuerzo de tipo membrana).

4. (a) Cálculo de los valores requeridos a diferentes profundidades, por ejemplo se proponen los siguientes valores de  $z$ ,  $z = 0.50$  m.,  $z = 0.60$  m.,  $z = 1.00$  m.

4.1 Analizando el caso de  $z = 0.50$  m.

Para una superficie rectangular uniformemente cargada

Se tiene que los valores de  $m$  y  $n$

$$m = \frac{2}{0.5} \qquad n = \frac{2}{0.5}$$

De la figura VI.2  
El factor de influencia

$$I_{2(I)} = I_{2(II)} = I_{2(III)} = I_{2(IV)} = I_2$$

Por lo tanto

$$I_2 = 0.2$$

$$q = 1.75 \text{ Ton/m}^2$$

De la fórmula para esfuerzo vertical

$$\sigma_z = q [4 (I_2)];$$

$$\sigma_z = 1.75 [4 (0.25)] = 1.75 \text{ Ton/m}^2$$

4.2 Analizando el caso de  $z = 0.60$  m.

$$m = \frac{2}{0.6} = 3.33 \qquad n = \frac{2}{0.6} = 3.33$$

$$I_2 = 0.245$$

De la fórmula para esfuerzo vertical

$$\sigma_z = q [4 (I_2)];$$

$$\sigma_z = 1.75 [4 (0.245)] = 1.715 \text{ Ton/m}^2$$

4.3 Analizando el caso de  $z = 1.00$  m

$$m = \frac{2}{1.00} = 2.00 \qquad n = \frac{2}{1.00} = 2.00$$

De la fórmula para esfuerzo vertical

$$\sigma_z = q [4 (I_2)];$$

$$\sigma_z = 1.75 [4 (0.235)] = 1.640 \text{ Ton/m}^2$$

De estos esfuerzos verticales el suelo debajo de la cimentación puede soportar  $1 \text{ Ton/m}^2$ , por lo que se necesita obtener la tensión que tendrá que soportar el geotextil esto se logra mediante la transferencia de un esfuerzo vertical en una fuerza horizontal de tensión.

El esfuerzo que se tiene que transferir al geotextil es el siguiente, al obtenido se le debe restar el resistente por el suelo original, y le llamaremos  $\sigma_{zg}$

$$\sigma_{zg} = \sigma_z - 1 \text{ Ton/m}^2$$

Para  $z = 0.50 \text{ m}$ .

$$\sigma_{zg} = 0.75 \text{ Ton/m}^2$$

Para  $z = 0.60 \text{ m}$ .

$$\sigma_{zg} = 0.715 \text{ Ton/m}^2$$

Para  $z = 1.00 \text{ m}$ .

$$\sigma_{zg} = 0.640 \text{ Ton/m}^2$$

Para transferir este esfuerzo vertical a una fuerza horizontal de tensión tenemos que:

Como se esta haciendo una analogía con el concepto de puentear esfuerzos, se supondrá que la zona de asentamientos central de la zapata se deformará como se muestra en la figura II.10, sustituimos en la ecuación IV.11.

$$T \text{ requerido} = \sigma_{zg} R \Omega$$

$\Omega = 0.73$  al 10% de deformación.

$R =$  para una zapata aislada  $B/2$ .

Obtención de la tensión actuante.

Analizando el caso de  $z = 0.50 \text{ m}$ .

$$Th_A = 0.75 (2/2) (0.73) = 0.5475 \text{ T/m.}$$

Analizando el caso de  $z = 0.60 \text{ m}$ .

$$Th_A = 0.715 (2/2) (0.73) = 0.5219 \text{ T/m.}$$

Analizando el caso de  $z = 1.00 \text{ m}$ .

$$Th_A = 0.640 (2/2) (0.73) = 0.4672 \text{ T/m.}$$

5. Para este caso particular se utilizará la serie HP geolon de Mirafí geosintéticos, los valores de estos productos se presentan en la tabla VII.1, el valor máximo de este producto es de 1Ton/m., este valor ya está factorado y es la carga de diseño a largo plazo

6. Calculando los F.S. para las diferentes profundidades

$$FS = \frac{\text{paso5}}{\text{paso4}}$$

Comparar si el resultado es aceptable

$$FS_{z_1} = \text{valor resistente} / \text{valor actuante} = \frac{1}{0.5475} = 1.82 \text{ (pasa)}$$

$$FS_{z_2} = \text{valor resistente} / \text{valor actuante} = \frac{1}{0.5219} = 1.91$$

$$FS_{z_3} = \text{valor resistente} / \text{valor actuante} = \frac{1}{0.4672} = 2.14$$

7. Comparar con el elegido en el paso 2.

Los valores que cumplen son  $z_1$ ,  $z_2$ , y  $z_3$  por lo que:

El geotextil de refuerzo será el HP geolon de 1 Ton/m<sup>2</sup>.

Colocado a una profundidad de 0.50 m.

$H = 0.50 + 0.60 = 1.10\text{m}$ , el cual es aceptable

9. Checa si alguna otra función es más crítica y que pudiera regir el diseño.

En este sentido se pensó en la resistencia de las costuras pero se ve en la tabla VII.1., de valores que las resistencias son más grandes que las obtenidas en la prueba a tensión por lo que no habrá problemas en este caso.

10. En este caso solo es uno el producto que cumple con los requerimientos por lo que la selección está hecha.

Segundo método de cálculo.

4. (b) Cálculo de los valores actuantes a diferentes profundidades utilizando la fórmula de esfuerzo horizontal refuerzo de tipo membrana, por ejemplo se proponen los siguientes valores de z.

$$z = 0.50 \text{ m.}, z = 0.60 \text{ m.}, z = 1.00 \text{ m.}$$

$$\sigma_h = - \frac{P}{\pi z^2} \left( \frac{1}{2} - \mu \right)$$

(Zapata aislada + Suelo- cemento + geotextil)

Para el caso de suelo cemento =  $\mu$  = coeficiente de Poisson = 0.265

4.1 Analizando el caso de  $z = 0.50 \text{ m.}$

$$P = 7 \text{ toneladas.}$$

$$\sigma_h = - \frac{7.00}{\pi(0.5)^2} \left( \frac{1}{2} - 0.265 \right)$$

$$\sigma_h = - (8.9126) (0.235)$$

$$\sigma_h = - 2.0944 \text{ Ton/m}^2 \text{ (Tensión)}$$

4.2 Analizando el caso de  $z = 0.60 \text{ m.}$

$$P = 7 \text{ toneladas.}$$

$$\sigma_h = - \frac{7.00}{\pi(0.6)^2} \left( \frac{1}{2} - 0.265 \right)$$

$$\sigma_h = - (6.1893) (0.235)$$

$$\sigma_h = - 1.4544 \text{ Ton/m}^2 \text{ (Tensión)}$$

4.3 Analizando el caso de  $z = 1.00 \text{ m}$

$$P = 7 \text{ toneladas.}$$

$$\sigma_h = - \frac{7.00}{\pi(1.00)^2} \left( \frac{1}{2} - 0.265 \right)$$

$$\sigma_h = - (2.2281) (0.235)$$

$$\sigma_h = - 0.5236 \text{ Ton/m}^2 \text{ (Tensión)}$$

De estos esfuerzos verticales el suelo debajo de la cimentación puede soportar

1 Ton/m<sup>2</sup>, por lo que se necesita obtener la tensión que tendrá que soportar el geotextil.

El esfuerzo que se tiene que transferir al geotextil es el siguiente, al obtenido se le debe restar el resistente por el suelo original, y le llamaremos  $\sigma_{zg}$

$$\sigma_{zg} = \sigma_z - 1 \text{ Ton/m}^2$$

Para  $z = 0.50 \text{ m}$ .

$$\sigma_{zg} = 2.0944 \text{ Ton/m}^2 - 1.00 \text{ Ton/m}^2 = 1.0944 \text{ Ton/m}^2$$

Para  $z = 0.60 \text{ m}$ .

$$\sigma_{zg} = 1.4544 \text{ Ton/m}^2 - 1.00 \text{ Ton/m}^2 = 0.4544 \text{ Ton/m}^2$$

Para  $z = 1.00 \text{ m}$ .

$$\sigma_{zg} = 0.5236 \text{ Ton/m}^2 - 0.0 \text{ Ton/m}^2 = 0.5236 \text{ Ton/m}^2$$

Obtención de la tensión actuante en el refuerzo, por ancho unitario.

Analizando el caso de  $z = 0.50 \text{ m}$ .

$$Th_A = 1.0944 \text{ Ton/m}^2 (1\text{m}) = 1.0944 \text{ T/m}$$

Analizando el caso de  $z = 0.60 \text{ m}$ .

$$Th_A = 0.4544 \text{ Ton/m}^2 (1\text{m}) = 0.4544 \text{ T/m}$$

Analizando el caso de  $z = 1.00 \text{ m}$ .

$$Th_A = 0.5236 \text{ Ton/m}^2 (1\text{m}) = 0.5236 \text{ T/m}$$

5. Para este caso particular se utilizará la serie HP geolon de Mirafí geosintéticos, los valores de estos productos se presentan en la tabla VII.1, el valor máximo de este producto es de 1 Ton/m., este valor ya está factorado y es la carga de diseño a largo plazo

6. Calculando los F.S. para las diferentes profundidades

$$FS = \frac{\text{paso5}}{\text{paso4}}$$

Comparar si el resultado es aceptable

$$FS_{z1} = \text{valor resistente} / \text{valor actuante} = \frac{1}{1.0944} = 0.91 \text{ (no pasa)}$$

$$FS_{z2} = \text{valor resistente} / \text{valor actuante} = \frac{1}{0.4544} = 2.20 \text{ (pasa)}$$

$FS_{z4} = \text{valor resistente} / \text{valor actuante} = \frac{1}{0.5236} = 1.90$  (pasa, baste recordar que aquí se supuso que el suelo de cimentación no aportaba nada y esto no es así, aunque el suelo es malo si aporta alguna resistencia al sistema).

7. Comparar con el elegido en el paso 2.

El único valor que cumple es el de  $z_2$  y  $z_3$  por lo que:

El geotextil de refuerzo será el HP geolon de 1 Ton/m.

Colocado a una profundidad de 0.60 m.

El espesor total es de 1.20m.

9. Checa si alguna otra función es más crítica y que pudiera regir el diseño.

En este sentido se pensó en la resistencia de las costuras pero se ve en la tabla de valores que las resistencias son más grandes que las obtenidas en la prueba a tensión por lo que no habrá problemas en este caso.

10. En este caso solo es uno el producto que cumple con los requerimientos por lo que la selección esta hecha.

## VII.2.2. Análisis de una zapata corrida ó de muro.

Desplantada sobre un suelo reforzado con geotextil + suelo cemento, ubicada geográficamente dentro de la zona tres de la ciudad de México.

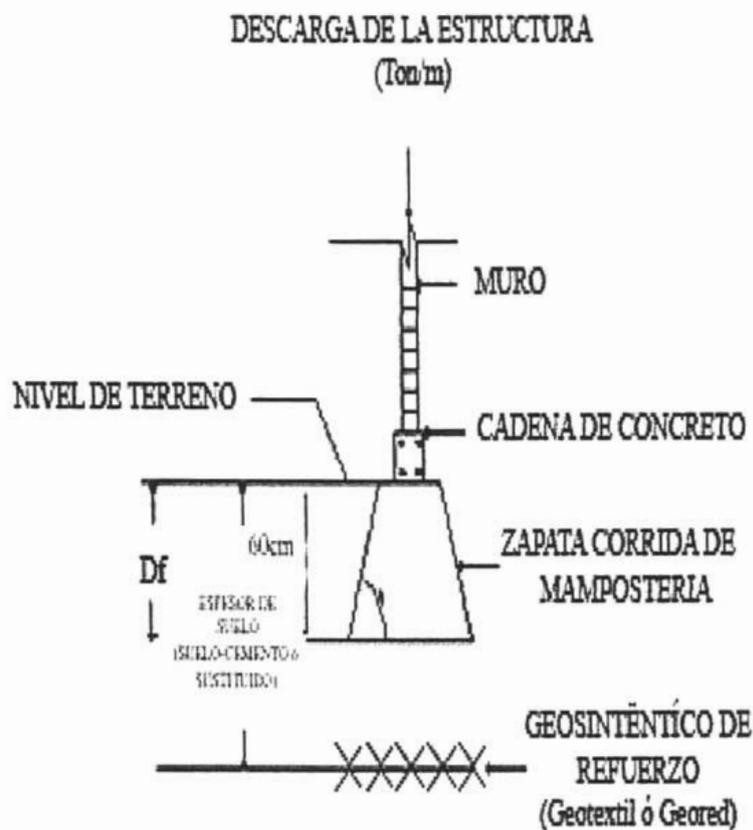


Figura VII.4 Esquema de una zapata corrida de muro

A continuación se presenta una revisión de una zapata corrida comúnmente proyectada en este tipo de construcciones con los siguientes datos.

Datos:

Descarga de la zapata corrida =  $1.50 \text{ Ton/m}^2$

Dimensiones en planta de la zapata corrida =  $15 \text{ m.} \times 0.60 \text{ m.}$

Resistencia del suelo =  $1 \text{ Ton/m}^2$

Estrato arcilloso de aproximadamente 40m(FAS).

De la observación se desprende que la descarga superará la resistencia del suelo, por lo que se aconseja reforzar mediante un geotextil y estabilización del suelo malo por uno de los métodos de estabilización con cemento Pórtland tipo I.

## Cálculo del geotextil de refuerzo.

### 1. Evalué el sistema completo.

El geotextil sirve para separar los materiales y así evitar la mezcla ó posible contaminación.

El geotextil sirve para detener la filtración de humedad, barrera contra la humedad.

El geotextil sirve para permitir la filtración del agua superficial hacia el subsuelo.

El geotextil sirve para reforzar el suelo ó estabilizarlo.

Dentro del sistema suelo- geosintético imaginamos de mecánica de materiales el diagrama de esfuerzos que se presente en una viga, de esto tenemos que los esfuerzos de compresión por arriba del eje neutro le corresponderá absorberlas al suelo y los esfuerzos de tensión por debajo del eje neutro le corresponderá tomarlos al geotextil en este caso los esfuerzos de tensión máximos se presentan en la zona más baja es por ello que el geosintético se ubicara como una sola capa hasta el fondo del estrato de suelo cemento.

### 2. Elegir un FS.

De acuerdo a la experiencia de ingenieros geosintéticos, recomiendan utilizar un factor de seguridad de 1.5., baste recordar que entre más grande sea este valor el diseño estará más sobrado, más seguro, pero también será más caro.

FS CONTRA FALLA POR TENSIÓN = 1.50

### 3. Función primaria del geotextil

En este caso en particular es resistir los esfuerzos de tensión por unidad de ancho.

En lo siguiente se proponen dos métodos de análisis para el cálculo del refuerzo geotextil, uno basado en la sección de refuerzo de rellenos y uno basado en el refuerzo de tipo membrana. En ambos casos se requieren los valores de esfuerzo vertical y horizontal actuando a diferentes profundidades, (Teoría de Bousinessq y refuerzo de tipo membrana).

4. Cálculo de los valores requeridos a diferentes profundidades, por ejemplo se proponen los siguientes valores de  $z = 0.50$  m.,  $z = 0.60$  m.,  $z = 1.00$  m.

4.1 (a) Analizando el caso de  $z = 0.50$  m. y  $x = 0$ , es decir inmediatamente debajo de la línea cargada.

Para una carga de línea, para obtener los esfuerzos verticales debajo de la zapata aplicamos la teoría de Bousinessq a una profundidad  $Z_i$ , debajo del centro de la cimentación que es la condición más crítica. Se tiene que:

$$q = 1.50 \text{ Ton/m}$$

De la fórmula para esfuerzo vertical

$$\sigma_z = 2q / \pi z [1 + (x/z)^2];$$

$$\sigma_z = 2q / \pi z = 2. (1.5) / \pi (0.5) = 1.9098 \text{ Ton/m}^2$$

4.2 Analizando el caso de  $z = 0.60$  m.

De la fórmula para esfuerzo vertical

$$\sigma_z = 2q / \pi z [1 + (x/z)^2];$$

$$\sigma_z = 2q / \pi z = 2 \cdot (1.5) / \pi (0.6) = 1.5915 \text{ Ton/m}^2$$

4.3 Analizando el caso de  $z = 1.00$  m.

De la fórmula para esfuerzo vertical

$$\sigma_z = 2q / \pi z [1 + (x/z)^2];$$

$$\sigma_z = 2q / \pi z = 2 \cdot (1.5) / \pi (1.0) = 0.9549 \text{ Ton/m}^2$$

De estos esfuerzos verticales el suelo debajo de la cimentación puede soportar  $1 \text{ Ton/m}^2$ , por lo que se necesita obtener la tensión que tendrá que soportar el geotextil esto se logra mediante la transferencia de un esfuerzo vertical en una fuerza horizontal de tensión.

El esfuerzo que se tiene que transferir al geotextil es el siguiente, al obtenido se le debe restar el resistente por el suelo original, y le llamaremos  $\sigma_{zg}$

$$\sigma_{zg} = \sigma_z - 1 \text{ Ton/m}^2$$

Para  $z = 0.50$  m.

$$\sigma_{zg} = 1.9098 - 1 = 0.9098 \text{ Ton/m}^2$$

Para  $z = 0.60$  m.

$$\sigma_{zg} = 1.5915 - 1 = 0.5915 \text{ Ton/m}^2$$

Para  $z = 1.00$  m.

$$\sigma_{zg} = 0.9549 - 0^* = 0.9549 \text{ Ton/m}^2$$

\* Aquí se esta suponiendo que la resistencia del suelo es nula.

Para transferir este esfuerzo vertical a una fuerza horizontal de tensión tenemos:

Como se esta haciendo una analogía con el concepto de puentear esfuerzos, se supondrá que la zona de asentamientos central de la zapata se deformará como se muestra en la figura II.10, sustituimos en la ecuación IV.11.

$$T \text{ requerido} = \sigma_{zg} R \Omega$$

$\Omega =$  su valor va de 0.73 a 1.00.

$$\Omega = \text{asumiendo } 0.73.$$

Para una zapata corrida cuyo comportamiento se asemeja a una cimentación rígida, el perfil de este tipo de asentamiento se muestra en la figura II.10, por lo que se supone que el hueco es B.

R = para una zapata corrida es igual a B.

$$R = 0.60 \text{ cm.}$$

Obtención de la tensión actuante en el geotextil de refuerzo.

Analizando el caso de  $z = 0.50 \text{ m.}$

$$Th_A = 0.9098 (0.60) (0.73) = 0.3985 \text{ Ton/m.}$$

Analizando el caso de  $z = 0.60 \text{ m.}$

$$Th_A = 0.5915 (0.60) (0.73) = 0.2590 \text{ Ton/m.}$$

Analizando el caso de  $z = 1.00 \text{ m.}$

$$Th_A = 0.9549 (0.60) (0.73) = 0.4182 \text{ Ton/m.}$$

6. Calculando los F.S. para las diferentes profundidades

$$FS = \frac{\text{paso5}}{\text{paso4}}$$

Comparar si el resultado es aceptable

$$FS_{z1} = \text{valor resistente} / \text{valor actuante} = \frac{1}{0.3985} = 2.50 \text{ (pasa)}$$

$$FS_{z2} = \text{valor resistente} / \text{valor actuante} = \frac{1}{0.2590} = 3.86$$

$$FS_{z3} = \text{valor resistente} / \text{valor actuante} = \frac{1}{0.4185} = 2.38$$

7. Comparar con el elegido en el inciso 2.

Los valores que cumplen son los de  $z_1, z_2, z_3$  por lo que el geotextil de refuerzo será: El HP geolon de  $1 \text{ Ton/m}^2$ .

Colocado a una profundidad de  $0.5 \text{ m.}$ , que junto con la profundidad de desplante  $0.60 \text{ m.}$ , forman el espesor de suelo estabilizado que en este caso sería de  $1.10 \text{ m.}$  lo cual esta dentro de las especificaciones recomendadas por los expertos.

9. Checa si alguna otra función es más crítica y que pudiera regir el diseño.

En este sentido se pensó en la resistencia de las costuras pero se ve en la tabla de valores que las resistencias son más grandes que las obtenidas en la prueba a tensión por lo que no habrá problemas en este caso.

10. En este caso son las tres profundidades las que cumplen se elige la de menor profundidad por economía.

Segundo método de cálculo.

4. (b) Cálculo de los valores actuantes a diferentes profundidades utilizando la fórmula de esfuerzo horizontal, por ejemplo se proponen los siguientes valores de z.

$$z = 0.80 \text{ m.}, z = 0.90 \text{ m.}, z = 1.00 \text{ m.}$$

$$\sigma_h = - \frac{P}{\pi z^2} \left( \frac{1}{2} - \mu \right)$$

(Zapata corrida + Suelo- cemento + geotextil)

Para el caso de suelo cemento =  $\mu$  = coeficiente de Poisson = 0.265

Dimensiones de la zapata de muro 10m.

4.1 Analizando el caso de  $z = 0.80 \text{ m.}$

$$P = 1.5 \text{ T/m (10m)} = 15 \text{ toneladas.}$$

$$\sigma_h = - \frac{15.00}{\pi(0.8)^2} \left( \frac{1}{2} - 0.265 \right)$$

$$\sigma_h = - (7.4603) (0.235)$$

$$\sigma_h = - 1.7531 \text{ Ton/m}^2 \text{ (Tensión)}$$

4.2 Analizando el caso de  $z = 0.85 \text{ m.}$

$$P = 15 \text{ toneladas.}$$

$$\sigma_h = - \frac{15.00}{\pi(0.85)^2} \left( \frac{1}{2} - 0.265 \right)$$

$$\sigma_h = - (6.06085) (0.235)$$

$$\sigma_h = - 1.5529 \text{ Ton/m}^2 \text{ (Tensión)}$$

#### 4.3 Analizando el caso de $z = 1.00$ m

$$P = 15 \text{ toneladas.}$$

$$\sigma_h = - \frac{15.00}{\pi(1.00)^2} \left( \frac{1}{2} - 0.265 \right)$$

$$\sigma_h = - (4.7746) (0.235)$$

$$\sigma_h = - 1.1220 \text{ Ton/m}^2 \text{ (Tensión)}$$

De estos esfuerzos verticales el suelo debajo de la cimentación puede soportar  $1 \text{ Ton/m}^2$ , por lo que se necesita obtener la tensión que tendrá que soportar el geotextil.

El esfuerzo que se tiene que transferir al geotextil es el siguiente, al obtenido se le debe restar el resistente por el suelo original, y le llamaremos  $\sigma_{zg}$

$$\sigma_{zg} = \sigma_z - 1 \text{ Ton/m}^2$$

$$\text{Para } z = 0.80 \text{ m.}$$

$$\sigma_{zg} = 1.7531 \text{ Ton/m}^2 - 1.00 \text{ Ton/m}^2 = 0.7531 \text{ Ton/m}^2$$

$$\text{Para } z = 0.85 \text{ m.}$$

$$\sigma_{zg} = 1.5599 \text{ Ton/m}^2 - 1.00 \text{ Ton/m}^2 = 0.5599 \text{ Ton/m}^2$$

$$\text{Para } z = 1.00 \text{ m.}$$

$$\sigma_{zg} = 1.1220 \text{ Ton/m}^2 - 1.00 \text{ Ton/m}^2 = 0.1220 \text{ Ton/m}^2$$

Obtención de la tensión actuante en el refuerzo, por ancho unitario.

Analizando el caso de  $z = 0.80$  m.

$$Th_A = 0.7531 \text{ Ton/m}^2 (1\text{m}) = 0.7531 \text{ T/m.}$$

Analizando el caso de  $z = 0.85$  m.

$$Th_A = 0.5599 \text{ Ton/m}^2 (1\text{m}) = 0.5599 \text{ T/m.}$$

Analizando el caso de  $z = 1.00$  m.

$$Th_A = 0.1220 \text{ Ton/m}^2 (1\text{m}) = 0.1220 \text{ T/m.}$$

5. Para este caso particular se utilizará la serie HP geolon de Mirafi geosintéticos, los valores de estos productos se presentan en la tabla VII.1, el valor máximo de este producto es de  $1 \text{ Ton/m.}$ , este valor ya está factorado y es la carga de diseño a largo plazo

6. Calculando los F.S. para las diferentes profundidades

$$FS = \frac{\text{paso5}}{\text{paso4}}$$

Comparar si el resultado es aceptable

$$FS_{z_1} = \text{valor resistente} / \text{valor actuante} = \frac{1}{0.7531} = 1.3278 \text{ (no pasa)}$$

$$FS_{z_2} = \text{valor resistente} / \text{valor actuante} = \frac{1}{0.5599} = 1.7860 \text{ (pasa)}$$

$$FS_{z_3} = \text{valor resistente} / \text{valor actuante} = \frac{1}{0.1220} = 8.19 \text{ (pasa)}$$

7. Comparar con el elegido en el paso 2.

El único valor que cumple es el de  $z_2$  y  $z_3$  por lo que:

El geotextil de refuerzo será el HP geolon de 1 Ton/m.

Colocado a una profundidad de 0.85 m.

9. Checa si alguna otra función es más crítica y que pudiera regir el diseño.

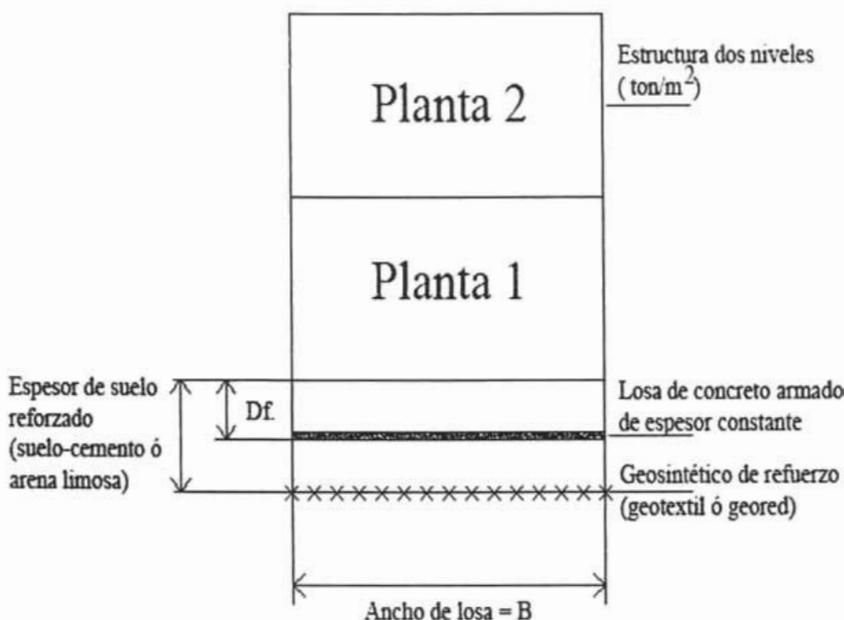
En este sentido se pensó en la resistencia de las costuras pero se ve en la tabla de valores que las resistencias son más grandes que las obtenidas en la prueba a tensión por lo que no habrá problemas en este caso.

10. En este caso solo es uno el producto que cumple con los requerimientos por lo que la selección esta hecha.

### VII.2.3. Análisis y diseño de una losa de cimentación.

Desplantada sobre suelo reforzado, con un geotextil y suelo cemento, ubicada geográficamente dentro de la zona tres de la ciudad de México.

A continuación se presenta una revisión de una losa comúnmente proyectada en este tipo de construcciones con los siguientes datos.



Arcilla blanda de la Ciudad de México.

Figura VII.5 Esquema de una losa de cimentación

Datos:

Descarga de la losa = 2 Ton/m<sup>2</sup>

Dimensiones en planta de la losa de cimentación = 7 m. x 10 m.

Resistencia del suelo = 1 Ton/m<sup>2</sup>

Df = 0.60m.

Se puede apreciar que la resistencia del suelo se ve superada por la descarga lo que traerá problemas inherentes a falta de capacidad de carga y posibles asentamientos diferenciales que son el origen de las grietas en las construcciones.

$$\text{Descarga actuante} = 2 \text{ Ton/m}^2 > \text{Descarga resistente} = 1 \text{ Ton/m}^2$$

Por lo que se propone reforzar con un geotextil.

### Cálculo del geotextil de refuerzo

De acuerdo al procedimiento de diseño dado por Robert Koerner.

#### 1. Evalué el sistema completo.

El geotextil nos sirve para separar los materiales y así evitar la mezcla ó posible contaminación.

El geotextil sirve para permitir la filtración del agua superficial hacia el subsuelo.

El geotextil sirve para reforzar el suelo ó estabilizarlo.

Dentro del sistema suelo geosintético imaginamos de mecánica de materiales el diagrama de esfuerzos que se presenta en una viga, de esto tenemos que los esfuerzos de compresión por arriba del eje neutro le corresponderá absorberlos al suelo y los esfuerzos de tensión por debajo del eje neutro le corresponderá tomarlos al geotextil en este caso los esfuerzos de tensión máximos se presentan en la zona más baja es por ello que el geosintético se ubicara como una sola capa hasta el fondo del estrato de suelo cemento.

#### 2. Elegir un FS.

De acuerdo a la experiencia de ingenieros geosintéticos, recomiendan utilizar un factor de seguridad de 1.4 a 1.5., baste recordar que entre más grande sea este valor el diseño estará más sobrado, más seguro, pero también será más caro.

FS CONTRA FALLA POR TENSION = 1.40, por tratarse de un área más grande.

#### 3. Función primaria del geotextil.

En este caso en particular es resistir los esfuerzos de tensión por unidad de ancho.

En lo siguiente se proponen dos métodos de análisis para el cálculo del refuerzo geotextil, uno basado en la sección de refuerzo de rellenos y uno basado en el refuerzo de tipo membrana. En ambos casos se requieren los valores de esfuerzo vertical y horizontal actuando a diferentes profundidades, (Teoría de Bousinessq y refuerzo de tipo membrana).

4. Cálculo de los valores requeridos a diferentes profundidades, por ejemplo se proponen los siguientes valores de  $z = 0.50$  m.,  $z = 0.60$  m.,  $z = 1.00$  m.

4.1 Analizando el caso de  $z = 0.50$  m.

Para una superficie rectangular uniformemente cargada, aplicamos la teoría de Bousinessq a una profundidad  $Z_i$ , debajo del centro de la cimentación que es la condición más crítica

Se tiene que los valores de  $m$  y  $n$

$$m = \frac{B}{z} \qquad n = \frac{L}{z}$$

$$m = \frac{7}{0.5} = 14 \quad n = \frac{10}{0.5} = 20$$

De la figura VI.2  
El factor de influencia

$$I_{2(I)} = I_{2(II)} = I_{2(III)} = I_{2(IV)} = I_2$$

Por lo tanto

$$I_2 = 0.25$$

$$q = 2.00 \text{ Ton/m}^2$$

De la fórmula para esfuerzo vertical

$$\sigma_z = q [4 (I_2)];$$

$$\sigma_z = 2.00 [4 (0.25)] = 2.00 \text{ Ton/m}^2$$

4.2 Analizando el caso de  $z = 0.60 \text{ m}$ .

$$m = \frac{7}{0.6} = 11.6 \quad n = \frac{10}{0.6} = 16.66$$

$$I_2 = 0.25$$

De la fórmula para esfuerzo vertical

$$\sigma_z = q [4 (I_2)];$$

$$\sigma_z = 1.75 [4 (0.25)] = 2.00 \text{ Ton/m}^2$$

4.3 Analizando el caso de  $z = 1.00 \text{ m}$

$$m = \frac{7}{1.00} = 3.50 \quad n = \frac{10}{1.00} = 3.50$$

De la fórmula para esfuerzo vertical

$$I_2 = 0.25$$

$$\sigma_z = q [4 (I_2)];$$

$$\sigma_z = 1.75 [4 (0.25)] = 2.00 \text{ Ton/m}^2$$

4.4 Analizando el caso de  $z = 1.50 \text{ m}$ .

$$m = \frac{7}{1.50} = 4.66 \qquad n = \frac{10}{1.50} = 6.66$$

De la fórmula para esfuerzo vertical

$$I_2 = 0.242$$

$$\sigma_z = q [4 (I_2)];$$

$$\sigma_z = 1.75 [4 (0.242)] = 1.936 \text{ Ton/m}^2$$

De estos esfuerzos verticales el suelo debajo de la cimentación puede soportar  $1 \text{ Ton/m}^2$ , por lo que se necesita obtener la tensión que tendrá que soportar el geotextil esto se logra mediante la transferencia de un esfuerzo vertical en una fuerza horizontal de tensión.

El esfuerzo que se tiene que transferir al geotextil es el siguiente, al obtenido se le debe restar el resistente por el suelo original, y le llamaremos  $\sigma_{zg}$

$$\sigma_{zg} = \sigma_z - 1 \text{ Ton/m}^2$$

Para  $z = 0.50 \text{ m}$ .

$$\sigma_{zg} = 2 - 1 = 1.00 \text{ Ton/m}^2$$

Para  $z = 0.60 \text{ m}$ .

$$\sigma_{zg} = 2 - 1 = 1.00 \text{ Ton/m}^2$$

Para  $z = 1.00 \text{ m}$ .

$$\sigma_{zg} = 2 - 1 = 1.00 \text{ Ton/m}^2$$

Para  $z = 1.50 \text{ m}$ .

$$\sigma_{zg} = 1.936 - 1 = 0.936 \text{ Ton/m}^2$$

Para transferir este esfuerzo vertical a una fuerza horizontal de tensión tenemos:

Como se esta haciendo una analogía con el concepto de puentear esfuerzos, se supondrá que la zona de asentamientos central de losa se deformará como se muestra en la figura II.10, similar a una cimentación flexible puesto que es de concreto reforzado, sustituimos en la ecuación IV.11.

$$T \text{ actuante} = \sigma_{zg} R \Omega$$

$$\Omega = 0.73$$

De acuerdo con el perfil del asentamiento suponemos que el hueco que se podría presentar es de  $1 \text{ m}$ .

$$R = 1 \text{ m.}$$

Obtención de la tensión actuante en el geotextil de refuerzo.

Analizando el caso de  $z = 0.50 \text{ m.}$

$$Th_A = 1.00 (1.00) (0.73) = 0.73 \text{ T/m.}$$

Analizando el caso de  $z = 0.60 \text{ m.}$

$$Th_A = 1.00 (1.00) (0.73) = 0.73 \text{ T/m.}$$

Analizando el caso de  $z = 1.00 \text{ T/m.}$

$$Th_A = 1.00 (1.00) (0.73) = 0.73 \text{ T/m.}$$

Analizando el caso de  $z = 1.50 \text{ m.}$

$$Th_A = 0.936 (1.00) (0.73) = 0.6832 \text{ T/m}$$

6. Calculando los F.S. para las diferentes profundidades

$$FS = \frac{\text{paso5}}{\text{paso4}}$$

Comparar si el resultado es aceptable

$$FS_{z1} = \text{valor resistente} / \text{valor actuante} = \frac{1}{0.73} = 1.40$$

$$FS_{z2} = \text{valor resistente} / \text{valor actuante} = \frac{1}{0.73} = 1.40$$

$$FS_{z3} = \text{valor resistente} / \text{valor actuante} = \frac{1}{0.73} = 1.40$$

7. Comparar con el elegido en el inciso 2.

El refuerzo geotextil de la serie geolon HP Mirafi de 1 T/m.

Colocado a 50 cm, de la base de la losa.

$$H = 60 + 50 = 110 \text{ cm.}$$

9. Checa si alguna otra función es más crítica y que pudiera regir el diseño.

En este sentido se pensó en la resistencia de las costuras pero se ve en la tabla de valores que las resistencias son más grandes que las obtenidas en la prueba a tensión por lo que no habrá problemas en este caso.

10. En este caso son las tres profundidades las que cumplen se elige la de menor profundidad por economía.

4. (b) Cálculo de los valores actuantes a diferentes profundidades utilizando la fórmula de esfuerzo horizontal, por ejemplo se proponen los siguientes valores de z.

$$z = 1.50 \text{ m.}, z = 1.80 \text{ m.}$$

$$\sigma_h = - \frac{P}{\pi z^2} \left( \frac{1}{2} - \mu \right)$$

(Losa de cimentación + Suelo- cemento + geotextil)

Para el caso de suelo cemento =  $\mu$  = coeficiente de Poisson = 0.265

Dimensiones de la losa de cimentación = 7.0m x 10m.

Descarga de la losa = 2 Ton/m<sup>2</sup>

4.1 Analizando el caso de z = 1.50 m.

$$P = 2.0 \text{ T/m}^2 (7.0 \times 10) \text{ m}^2 = 140 \text{ toneladas.}$$

$$\sigma_h = - \frac{140}{\pi (1.50)^2} \left( \frac{1}{2} - 0.265 \right)$$

$$\sigma_h = - (19.8059) (0.235)$$

$$\sigma_h = - 4.6543 \text{ Ton/m}^2 \text{ (Tensión)}$$

4.2 Analizando el caso de z = 1.80 m.

$$P = 140 \text{ toneladas.}$$

$$\sigma_h = - \frac{140}{\pi (1.80)^2} \left( \frac{1}{2} - 0.265 \right)$$

$$\sigma_h = - (13.7541) (0.235)$$

$$\sigma_h = - 3.2322 \text{ Ton/m}^2 \text{ (Tensión)}$$

4.3 Analizando el caso de z = 2.00 m

$$P = 140 \text{ toneladas.}$$

$$\sigma_h = - \frac{140}{\pi (2.00)^2} \left( \frac{1}{2} - 0.265 \right)$$

$$\sigma_h = - (11.1408) (0.235)$$

$$\sigma_h = - 2.6180 \text{ Ton/m}^2 \text{ (Tensión)}$$

De estos esfuerzos verticales el suelo debajo de la cimentación puede soportar 1 Ton/m<sup>2</sup>, por lo que se necesita obtener la tensión que tendrá que soportar el geotextil.

El esfuerzo que se tiene que transferir al geotextil es el siguiente, al obtenido se le debe restar el resistente por el suelo original, y le llamaremos  $\sigma_{zg}$

$$\sigma_{zg} = \sigma_z - 1 \text{ Ton/m}^2$$

Para  $z = 1.50 \text{ m}$ .

$$\sigma_{zg} = 4.6543 \text{ Ton/m}^2 - 1.00 \text{ Ton/m}^2 = 2.6543 \text{ Ton/m}^2$$

Para  $z = 1.80 \text{ m}$ .

$$\sigma_{zg} = 3.2322 \text{ Ton/m}^2 - 1.00 \text{ Ton/m}^2 = 1.2322 \text{ Ton/m}^2$$

Para  $z = 2.00 \text{ m}$ .

$$\sigma_{zg} = 2.6180 \text{ Ton/m}^2 - 1.00 \text{ Ton/m}^2 = 1.6180 \text{ Ton/m}^2$$

Obtención de la tensión actuante en el refuerzo, por ancho unitario.

Analizando el caso de  $z = 0.80 \text{ m}$ .

$$Th_A = 2.1689 \text{ Ton/m}^2 (1\text{m}) = 2.6543 \text{ T/m}$$

Analizando el caso de  $z = 0.90 \text{ m}$ .

$$Th_A = 1.20 \text{ Ton/m}^2 (1\text{m}) = 1.2322 \text{ T/m}$$

Analizando el caso de  $z = 1.00 \text{ m}$ .

$$Th_A = 0.7825 \text{ Ton/m}^2 (1\text{m}) = 1.6180 \text{ T/m}$$

5. Para este caso particular se utilizará la serie HP geolon de Mirafi geosintéticos, los valores de estos productos se presentan en la tabla VII.1, el valor máximo de este producto es de 1Ton/m., este valor ya está factorado y es la carga de diseño a largo plazo

6. Calculando los F.S. para las diferentes profundidades

$$FS = \frac{\text{paso5}}{\text{paso4}}$$

Comparar si el resultado es aceptable

$$FS_{z1} = \text{valor resistente} / \text{valor actuante} = \frac{1}{2.6543} = 0.36 \text{ (no pasa)}$$

$$FS_{z2} = \text{valor resistente} / \text{valor actuante} = \frac{1}{1.2322} = 0.81 \text{ (no pasa)}$$

$$FS_{z3} = \text{valor resistente} / \text{valor actuante} = \frac{1}{1.6181} = 0.62 \text{ (pasa)}$$

$$FS_{z4} = \text{valor resistente} / \text{valor actuante} = \frac{1}{0.6755} = 1.62 \text{ (pasa) (Z = 2.50m).}$$

7. Comparar con el elegido en el paso 2.

El único valor que cumple es el de  $z_4$  por lo que:

El geotextil de refuerzo será el HP geolon de 1 Ton/m.

Colocado a una profundidad de 2.50 m, lo cual se considera inaceptable por su alto costo, podría ser que el método no convergiera dado el valor tan alto de P.

Este método presenta valores de profundidad muy grandes por lo que se recomienda utilizar el valor calculado con el primer método.

9. Checa si alguna otra función es más crítica y que pudiera regir el diseño.

10. En este caso solo es uno el producto que cumple con los requerimientos por lo que la selección esta hecha.

**VII.3. Diseño de cimentaciones utilizando georedes como refuerzo.  
Ayudas de diseño (georedes).**

**Tabla VII.2** Valores mínimos recomendados de diseño por tensión de georedes Miragrid XT

PRODUCTO Miragrid XT	T última Kn / m (lb. / ft)	T última T / m	T diseño (T última /12)* T / m
2XT	29.20 (2000)	2.9868	0.2489
3XT	43.80 (3000)	4.4790	0.3733
5XT	62.70 (4300)	6.4199	0.5350
7XT	83.20 (5700)	8.5101	0.7092
8XT	102.10 (7000)	10.4510	0.8709
10XT	121.10 (8300)	12.3919	1.0327
18XT	136.60 (9360)	13.97545	1.1645
22XT	259.10 (17760)	26.5157	2.2096
24XT	370.30 (25380)	37.8923	3.1577

Tensión última = Dirección máquina.

\* Recomendación del Doctor Rafael Morales y Monroy cuando se desconocen los valores de diseño, se divide los valores últimos entre 12.

Fuente Miragrid geosintéticos.

### VII.3.1. Análisis y diseño de una zapata aislada cuadrada.

Sometida exclusivamente a carga axial comúnmente encontradas en naves industriales ligeras, reforzado el suelo con una geored + suelo granular (arena limosa ó tepetate compactado en capas de 25 cm), ubicada geográficamente dentro de la zona tres de la ciudad de México.

#### ESQUEMA DE UNA ZAPATA AISLADA DE UNA NAVE INDUSTRIAL

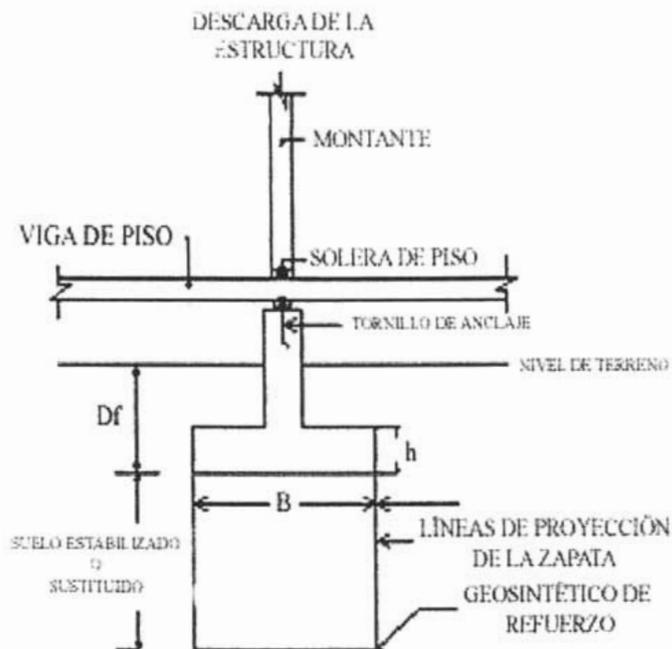


Figura VII.6 Esquema de una zapata aislada.

Donde:

P = descarga de la estructura

$D_f$  = profundidad de desplante 60 cm.

H = espesor final de suelo sustituido (arena limosa).

B = ancho de la cimentación

T = valor requerido a tensión de geored.

Datos:

Estrato arcilloso de aproximadamente 40m de espesor (FAS).

Capacidad de carga admisible del suelo =  $1 \text{ Ton/m}^2$

Suelo sustituido por una arena limosa, compactada en capas de 25cm.

El diseño se enfoca a la geored de refuerzo

Descarga de la estructura = 7 toneladas.

Dimensiones de la zapata propuesta = 2 m. x 2 m.

De una primera observación se puede ver que:

$$\text{Descarga actuante} = \frac{P}{A} = \frac{7}{2 \cdot 2} = 1.75 \text{ Ton/m}^2$$

Descarga actuante debe ser menor que la resistente:

$$1.75 \text{ Ton/m}^2 > 1.00 \text{ Ton/m}^2$$

La descarga actuante es mayor que la admisible, por lo que se recomienda reforzar el suelo mediante un geosintético, la solución tradicional supondría aumentar las dimensiones de la estructura con los correspondientes aumentos en peso y en costo.

### Cálculo de la geored de refuerzo

De acuerdo al procedimiento de diseño dado por Robert Koerner.

1. Evalué el sistema completo.

La geored sirve para permitir la filtración del agua superficial hacia el subsuelo.

La geored sirve para reforzar el suelo ó estabilizarlo.

Dentro del sistema suelo- geosintético imaginamos de mecánica de materiales el diagrama de esfuerzos que se presente en una viga, de esto tenemos que los esfuerzos de compresión por arriba del eje neutro le corresponderá absorberlas al suelo y los esfuerzos de tensión por debajo del eje neutro le corresponderá tomarlos a la geored en este caso los esfuerzos de tensión máximos se presentan en la zona más baja es por ello que el geosintético se ubicara como una sola capa hasta el fondo del estrato de suelo cemento.

2. Elegir un FS.

De acuerdo a la experiencia de ingenieros geosintéticos, recomiendan utilizar un factor de seguridad de 1.5., baste recordar que entre más grande sea este valor el diseño estará más sobrado, más seguro, pero también será más caro.

$$FS_{\text{CONTRA FALLA POR TENSIÓN}} = 1.50$$

3. Función primaria de la geored.

En este caso en particular es resistir los esfuerzos de tensión por unidad de ancho.

4. Cálculo de los valores requeridos a diferentes profundidades, por ejemplo se proponen los siguientes valores de  $z = 0.50 \text{ m.}$ ,  $z = 0.60 \text{ m.}$ ,  $z = 1.00 \text{ m.}$

4.1 Analizando el caso de  $z = 0.50 \text{ m.}$

Para una superficie rectangular uniformemente cargada

Se tiene que los valores de  $m$  y  $n$

$$m = \frac{2}{0.5} = 4$$

$$n = \frac{2}{0.5} = 4$$

De la figura VI.2  
El factor de influencia

$$I_{2(I)} = I_{2(II)} = I_{2(III)} = I_{2(IV)} = I_2$$

Por lo tanto

$$I_2 = 0.2$$

$$q = 1.75 \text{ Ton/m}^2$$

De la fórmula para esfuerzo vertical

$$\sigma_z = q [4 (I_2)];$$

$$\sigma_z = 1.75 [4 (0.25)] = 1.75 \text{ Ton/m}^2$$

4.2 Analizando el caso de  $z = 0.60 \text{ m}$ .

$$m = \frac{2}{0.6} = 3.33 \qquad n = \frac{2}{0.6} = 3.33$$

$$I_2 = 0.242$$

De la fórmula para esfuerzo vertical

$$\sigma_z = q [4 (I_2)];$$

$$\sigma_z = 1.75 [4 (0.242)] = 1.694 \text{ Ton/m}^2$$

4.3 Analizando el caso de  $z = 1.00 \text{ m}$

$$m = \frac{2}{1.00} = 2.00 \qquad n = \frac{2}{1.00} = 2.00$$

$$I_2 = 0.235$$

De la fórmula para esfuerzo vertical

$$\sigma_z = q [4 (I_2)];$$

$$\sigma_z = 1.75 [4 (0.235)] = 1.645 \text{ Ton/m}^2$$

De estos esfuerzos verticales el suelo debajo de la cimentación puede soportar  $1 \text{ T. /m}^2$ , por lo que se necesita obtener la tensión que tendrá que soportar el geotextil esto se logra mediante la transferencia de un esfuerzo vertical en una fuerza horizontal de tensión.

El esfuerzo que se tiene que transferir al geotextil es el siguiente, al obtenido se le debe restar el resistente por el suelo original, y le llamaremos  $\sigma_{zg}$

$$\sigma_{zg} = \sigma_z - 1 \text{ Ton/m}^2$$

Para  $z = 0.50 \text{ m}$ .

$$\sigma_{zg} = 1.75 - 1 = 0.75 \text{ Ton/m}^2$$

Para  $z = 0.60 \text{ m}$ .

$$\sigma_{zg} = 1.694 - 1 = 0.694 \text{ Ton/m}^2$$

Para  $z = 1.00 \text{ m}$ .

$$\sigma_{zg} = 1.645 - 1 = 0.645 \text{ Ton/m}^2$$

Para transferir este esfuerzo vertical a una fuerza horizontal de tensión tenemos que:

Como se esta haciendo una analogía con el concepto de puentear esfuerzos, se supondrá que la zona de asentamientos central de la zapata se deformará como se muestra en la figura II.10, sustituimos en la ecuación IV.11.

$$T \text{ requerido} = \sigma_{zg} R \Omega$$

$$\Omega = 0.73 \text{ al } 10\% \text{ de deformación.}$$

$R =$  para una zapata aislada  $B/2$ .

Obtención de la tensión actuante.

Analizando el caso de  $z = 0.50 \text{ m}$ .

$$Th_A = 0.75 (2/2) (0.73) = 0.5475 \text{ T/m}$$

Analizando el caso de  $z = 0.60 \text{ m}$ .

$$Th_A = 0.715 (2/2) (0.73) = 0.5219 \text{ T/m}$$

Analizando el caso de  $z = 1.00 \text{ m}$ .

$$Th_A = 0.640 (2/2) (0.73) = 0.46 \text{ T/m.}$$

5. Para este caso particular se utilizará la serie Miragrid XT de Mirafi geosintéticos, los valores de estos productos se presentan en la tabla correspondiente, se proponen utilizar el refuerzo de Miragrid 8XT ó 10XT, cuya resistencia a largo plazo es de 0.8709 t/m y 1.0327 respectivamente.

Se analiza el uso del 10XT = 1.0327 T/m.

6. Calculando los F.S. para las diferentes profundidades

$$FS = \frac{\text{paso5}}{\text{paso4}}$$

Comparar si el resultado es aceptable

$$FS_{z1} = \frac{\text{valor} \cdot \text{resistente}}{\text{valor} \cdot \text{actuante}} = \frac{1}{0.5475} = 1.82 \text{ (si pasa).}$$

$$FS_{z2} = \frac{\text{valor} \cdot \text{resistente}}{\text{valor} \cdot \text{actuante}} = \frac{1}{0.5219} = 1.91$$

$$FS_{z3} = \frac{\text{valor} \cdot \text{resistente}}{\text{valor} \cdot \text{actuante}} = \frac{1}{0.460} = 2.17$$

7. Comparar con el elegido en el paso 2.

Los valores que cumplen son el de z1, z2, y z3 por lo que:

La geored de refuerzo será la Miragrid de 1.0327 Ton/m<sup>2</sup>.

Colocado a una profundidad de 50cm.

H = 60 cm. + 50 cm. = 1.10 m.

9. Checa si alguna otra función es más crítica y que pudiera regir el diseño.

En este sentido se pensó en la resistencia de las costuras pero se ve en la tabla de valores que las resistencias son más grandes que las obtenidas en la prueba a tensión por lo que no habrá problemas en este caso.

10. En este caso solo es uno el producto que cumple con los requerimientos por lo que la selección esta hecha.

### VII.3.2. Análisis y diseño de una zapata corrida.

Sometida a cargas de línea comúnmente encontradas en cimentaciones de muros, reforzado el suelo con una geored + arena limosa, ubicada geográficamente dentro de la zona tres de la ciudad de México.



Figura VII.7 Esquema de una zapata corrida de muro

Donde:

$q$  = descarga de la estructura en T/m.

$D_f$  = profundidad de desplante 60 cm.

$H$  = espesor final de suelo sustituido.

$B$  = ancho de la cimentación

$T$  = valor requerido a tensión de la geored

Datos:

Estrato arcilloso de aproximadamente 40m de espesor (FAS).

Capacidad de carga admisible del suelo =  $1 \text{ Ton/m}^2$

Suelo sustituido por una arena limosa compactada, en capas de 25cm..

El diseño se enfoca a la geored de refuerzo

Descarga de la estructura = 1.50 toneladas x metro.

Dimensiones de la zapata = 10 m. x 0.60 m.

## Cálculo de la geored de refuerzo

De acuerdo al procedimiento de diseño dado por Robert Koerner.

1. Evalúe el sistema completo.

La geored sirve para permitir la filtración del agua superficial hacia el subsuelo.

La geored sirve para reforzar el suelo ó estabilizarlo.

Dentro del sistema suelo- geosintético imaginamos de mecánica de materiales el diagrama de esfuerzos que se presenta en una viga, de esto tenemos que los esfuerzos de compresión por arriba del eje neutro le corresponderá absorberlas al suelo y los esfuerzos de tensión por debajo del eje neutro le corresponderá tomarlos a la geored en este caso los esfuerzos de tensión máximos se presentan en la zona más baja es por ello que el geosintético se ubicara como una sola capa hasta el fondo del estrato de suelo sustituido.

2. Elegir un FS.

De acuerdo a la experiencia de ingenieros geosintéticos, recomiendan utilizar un factor de seguridad de 1.5., baste recordar que entre más grande sea este valor el diseño estará más sobrado, más seguro, pero también será más caro.

FS CONTRA FALLA POR TENSIÓN = 1.50

3. Función primaria de la geored.

En este caso en particular es resistir los esfuerzos de tensión por unidad de ancho.

4. Cálculo de los valores requeridos a diferentes profundidades, por ejemplo se proponen los siguientes valores de  $z = 0.50$  m.,  $z = 0.60$  m.,  $z = 1.00$  m.

Se tiene que los valores de

$$\frac{2z}{B}$$

$$\text{Para } z = 0.50 \text{ m. } \frac{2z}{B} = 0.60$$

$$\text{Para } z = 0.60 \text{ m. } \frac{2z}{B} = 0.55$$

$$\text{Para } z = 1.00 \text{ m. } \frac{2z}{B} = 0.3705$$

4.1 Analizando el caso de  $z = 0.50$  m.

Para una franja cargada

$$2z / B = 0.60$$

$$q = 1.50 \text{ T/m}$$

Para esfuerzo vertical

$$\sigma_z / q = 0.60 = 1.5 (0.6)$$

$$\sigma_z = 0.90 \text{ Ton/m}^2$$

4.2 Analizando el caso de  $z = 0.60$  m.

$$2z / B = 0.55$$

De la fórmula para esfuerzo vertical

Para esfuerzo vertical

$$\sigma_z / q = 0.55 = 1.5 (0.55)$$

$$\sigma_z = 0.825 \text{ Ton/m}^2$$

4.3 Analizando el caso de  $z = 1.00$  m.

$$2z / B = 0.3705$$

Para esfuerzo vertical

$$\sigma_z / q = 0.3705 = 1.5 (0.3705)$$

$$\sigma_z = 0.5558 \text{ Ton/m}^2$$

De estos esfuerzos verticales el suelo debajo de la cimentación puede soportar  $1 \text{ Ton/m}^2$ , por lo que se necesita obtener la tensión que tendrá que soportar el geotextil esto se logra mediante la transferencia de un esfuerzo vertical en una fuerza horizontal de tensión.

El esfuerzo que se tiene que transferir al geotextil es el siguiente, al obtenido se le debe restar el resistente por el suelo original, y le llamaremos  $\sigma_{zg}$

Dado que los valores son bajos se hará la suposición que el suelo no aporta nada.

$$\sigma_{zg} = \sigma_z - 0 \text{ t./m}^2$$

Para  $z = 0.50$  m.

$$\sigma_{zg} = 0.90 - 0 = 0.90 \text{ t./m}^2$$

Para  $z = 0.60$  m.

$$\sigma_{zg} = 0.825 - 0 = 0.825 \text{ t./m}^2$$

Para  $z = 1.00$  m.

$$\sigma_{zg} = 0.5558 - 0 = 0.5558 \text{ t./m}^2$$

Para transferir este esfuerzo vertical a una fuerza horizontal de tensión tenemos:

$$T \text{ requerido} = \sigma_{zg} R \Omega$$

$$\Omega = 1$$

$R$  = para una zapata corrida es igual a  $B$ .

Obtención de la tensión actuante  
Analizando el caso de  $z = 0.50$  m.

$$Th_A = 0.90 (0.60) (1) = 0.54 \text{ T/m.}$$

Analizando el caso de  $z = 0.60 \text{ m.}$

$$Th_A = 0.825 (0.60) (1) = 0.494 \text{ T/m.}$$

Analizando el caso de  $z = 0.50 \text{ m.}$

$$Th_A = 0.5558 (0.60) (1) = 0.3334 \text{ T/m.}$$

5. Para este caso particular se utilizará la serie Miragrid XT de mirafi geosintéticos, los valores de estos productos se presentan en la tabla correspondiente, se proponen utilizar el refuerzo de miragrid 8XT ó 10XT, cuya resistencia a largo plazo es de 0.8709 t/m y 1.0327 respectivamente.

6. Calculando los F.S. para las diferentes profundidades

$$FS = \frac{\text{paso} \cdot 5}{\text{paso} \cdot 4}$$

Comparar si el resultado es aceptable

$$FS_{z_1} = \frac{\text{valor} \cdot \text{resistente}}{\text{valor} \cdot \text{actuante}} = 0.8709 / 0.54 = 1.61(\text{pasa})$$

$$FS_{z_2} = \frac{\text{valor} \cdot \text{resistente}}{\text{valor} \cdot \text{actuante}} = 0.8709 / 0.494 = 1.75$$

$$FS_{z_3} = \frac{\text{valor} \cdot \text{resistente}}{\text{valor} \cdot \text{actuante}} = 0.8709 / 0.3334 = 2.63$$

7. Comparar con el elegido en el inciso 2.

Los valores que cumplen son los de  $z_1, z_2, z_3$  por lo que la geored de refuerzo será el 8XT de miragrid de 0.8709 T. /m, colocado a una profundidad de 0.5 m., que junto con la profundidad de desplante 0.60 m., forman el espesor de suelo estabilizado que en este caso sería de 1.10 m. lo cual esta dentro de las especificaciones recomendadas por los expertos.

9. Checa si alguna otra función es más crítica y que pudiera regir el diseño.

En este sentido se pensó en la resistencia de las costuras pero se ve en la tabla de valores que las resistencias son más grandes que las obtenidas en la prueba a tensión por lo que no habrá problemas en este caso.

10. En este caso se tienen tres posibles candidatos a diferentes profundidades de lo cual se desprende utilizar la de menor profundidad, ya es la que da los valores más económico.

4. (b) Cálculo de los valores actuantes a diferentes profundidades utilizando la fórmula de esfuerzo horizontal, por ejemplo se proponen los siguientes valores de z.

$$z = 0.80 \text{ m.}, z = 0.90 \text{ m.}, z = 1.00 \text{ m.}$$

$$\sigma_h = - \frac{P}{\pi z^2} \left( \frac{1}{2} - \mu \right)$$

(Zapata corrida + arena limosa + geored)

Para el caso de suelo cemento =  $\mu$  = coeficiente de Poisson = 0.28

Dimensiones de la zapata de muro 10m.

4.1 Analizando el caso de z = 0.55 m.

$$P = 1.5 \text{ T/m (10m)} = 15 \text{ toneladas.}$$

$$\sigma_h = - \frac{15.00}{\pi(0.55)^2} \left( \frac{1}{2} - 0.28 \right)$$

$$\sigma_h = - (15.78) (0.22)$$

$$\sigma_h = - 3.4724 \text{ Ton/m}^2 \text{ (Tensión)}$$

$$\sigma_{zg} = 3.4724 - 1.00 = 2.4724 \text{ Ton/m}^2$$

$$T = 2.4724 \text{ T/m.}$$

$$T_{\text{resistente}} = 3.1577 \text{ T/m (24 XT)}$$

$$FS = 3.1577 / 2.4724 = 1.30$$

4.2 Analizando el caso de z = 0.60 m.

$$P = 1.5 \text{ T/m (10m)} = 15 \text{ toneladas.}$$

$$\sigma_h = - \frac{15.00}{\pi(0.6)^2} \left( \frac{1}{2} - 0.28 \right)$$

$$\sigma_h = - (13.2629) (0.22)$$

$$\sigma_h = - 2.9178 \text{ Ton/m}^2 \text{ (Tensión)}$$

De estos esfuerzos verticales el suelo debajo de la cimentación puede soportar  $1 \text{ Ton/m}^2$ , por lo que se necesita obtener la tensión que tendrá que soportar el geotextil.

El esfuerzo que se tiene que transferir al geotextil es el siguiente, al obtenido se le debe restar el resistente por el suelo original, y le llamaremos  $\sigma_{zg}$

$$\sigma_{zg} = \sigma_z - 1 \text{ Ton/m}^2$$

Para  $z = 0.55 \text{ m}$ .

$$\sigma_{zg} = 3.4724 \text{ Ton/m}^2 - 1.00 \text{ Ton/m}^2 = 2.4724 \text{ Ton/m}^2$$

Para  $z = 0.60 \text{ m}$ .

$$\sigma_{zg} = 2.9178 \text{ Ton/m}^2 - 1.00 \text{ Ton/m}^2 = 1.9178 \text{ Ton/m}^2$$

Obtención de la tensión actuante en el refuerzo, por ancho unitario.

Analizando el caso de  $z = 0.55 \text{ m}$ .

$$Th_A = 1.3873 \text{ Ton/m}^2 (1\text{m}) = 2.4724 \text{ T/m}$$

Analizando el caso de  $z = 0.60 \text{ m}$ .

$$Th_A = 0.8862 \text{ Ton/m}^2 (1\text{m}) = 1.9178 \text{ T/m}$$

5. Para este caso particular se utilizará la serie XT de Mirafí geosintéticos.

Los valores de estos productos se presentan en la tabla VII.2, los valores analizados son los del 24XT el valor máximo de este producto es de  $3.1577 \text{ Ton/m}$ ., este valor ya esta factorado y es la carga de diseño a largo plazo

6. Calculando los F.S. para las diferentes profundidades

$$FS = \frac{\text{paso5}}{\text{paso4}}$$

Comparar si el resultado es aceptable

$$FS_{z1} = \text{valor resistente} / \text{valor actuante} = \frac{3.1577}{2.4724} = 1.27 \text{ (no pasa)}$$

$$FS_{z2} = \text{valor resistente} / \text{valor actuante} = \frac{3.1577}{1.9178} = 1.64 \text{ (pasa)}$$

7. Comparar con el elegido en el paso 2.

El único valor que cumple es el de  $z_2$  por lo que:

La geored de refuerzo será la 24 XT de Miragrid de 3.1577 Ton/m.

Colocado a una profundidad de 0.60 m.

H es de 1.20 m, espesor total de suelo sustituido.

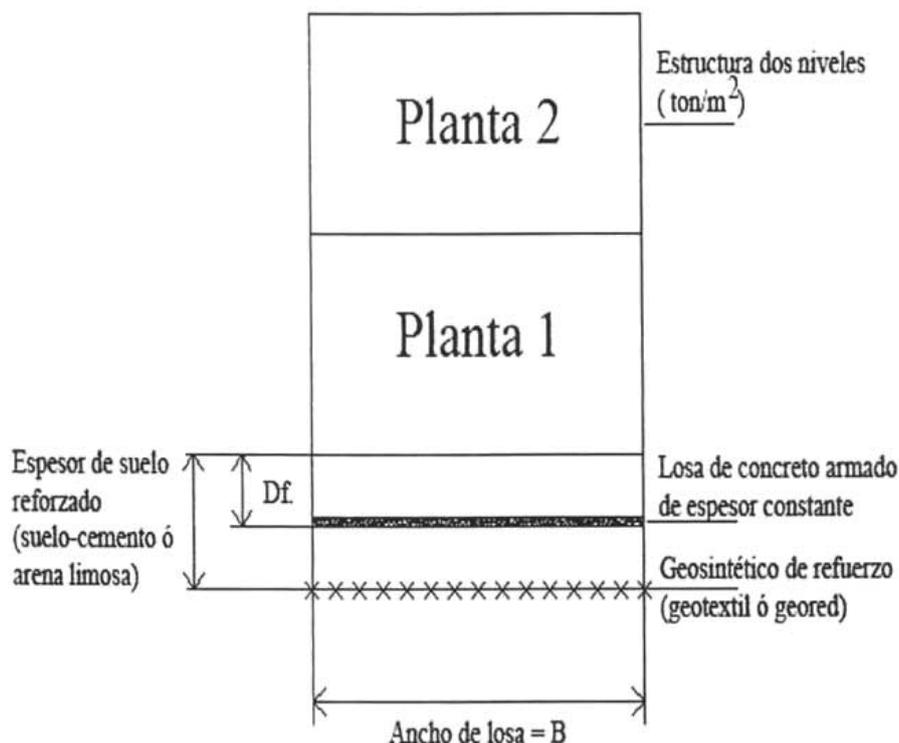
9. Checa si alguna otra función es más crítica y que pudiera regir el diseño.

En este sentido se pensó en la resistencia de las costuras pero se ve en la tabla de valores que las resistencias son más grandes que las obtenidas en la prueba a tensión por lo que no habrá problemas en este caso.

10. En este caso solo es uno el producto que cumple con los requerimientos por lo que la selección esta hecha.

### VII.3.3. Análisis y diseño de una losa de cimentación desplantada sobre suelo reforzado, con una geored + suelo sustituido.

A continuación se presenta una revisión de una losa comúnmente proyectada en este tipo de construcciones con los siguientes datos.



Arcilla blanda de la Ciudad de México.

Figura VII.8 Esquema de una zapata corrida de muro

Datos:

Descarga de la losa = 2 Ton/m<sup>2</sup>

Dimensiones en planta de la losa de cimentación = 7 m. x 10 m.

Resistencia del suelo = 1 Ton/m<sup>2</sup>

Se puede apreciar que la resistencia del suelo se ve superada por la descarga lo que traerá problemas inherentes a falta de capacidad de carga y posibles asentamientos diferenciales que son el origen de las grietas en las construcciones.

## Cálculo del geotextil de refuerzo

De acuerdo al procedimiento de diseño dado por Robert Koerner.

### 1. Evalué el sistema completo.

La geored sirve para permitir la filtración del agua superficial hacia el subsuelo.

La geored sirve para reforzar el suelo ó estabilizarlo.

Dentro del sistema suelo- geosintético imaginamos de mecánica de materiales el diagrama de esfuerzos que se presente en una viga, de esto tenemos que los esfuerzos de compresión por arriba del eje neutro le corresponderá absorberlas al suelo y los esfuerzos de tensión por debajo del eje neutro le corresponderá tomarlos a la geored en este caso los esfuerzos de tensión máximos se presentan en la zona más baja es por ello que el geosintético se ubicara como una sola capa hasta el fondo del estrato de suelo sustituido por una arena limoso compactada en capas de 25 cm..

### 2. Elegir un FS.

De acuerdo a la experiencia de ingenieros geosintéticos, recomiendan utilizar un factor de seguridad de 1.5., baste recordar que entre más grande sea este valor el diseño estará más sobrado, más seguro, pero también será más caro.

$$FS_{\text{CONTRA FALLA POR TENSIÓN}} = 1.50$$

### 3. Función primaria de la geored

En este caso en particular es resistir los esfuerzos de tensión por unidad de ancho.

4. Cálculo de los valores requeridos a diferentes profundidades, por ejemplo se proponen los siguientes valores de  $z = 0.50 \text{ m.}$ ,  $z = 0.60 \text{ m.}$ ,  $z = 1.00 \text{ m.}$

#### 4.1 Analizando el caso de $z = 0.50 \text{ m.}$

Para una superficie rectangular uniformemente cargada, aplicamos la teoría de Bousinessq a una profundidad  $Z_i$ , debajo del centro de la cimentación que es la condición más crítica

Se tiene que los valores de  $m$  y  $n$

$$m = \frac{B}{z} \qquad n = \frac{L}{z}$$

$$m = \frac{7}{0.5} = 14 \qquad n = \frac{10}{0.5} = 20$$

El factor de influencia

$$I_{2(I)} = I_{2(II)} = I_{2(III)} = I_{2(IV)} = I_2$$

Por lo tanto

$$I_2 = 0.25$$

$$q = 2.00 \text{ t/m}^2$$

De la fórmula para esfuerzo vertical

$$\sigma_z = q [4 (I_2)];$$

$$\sigma_z = 2.00 [4 (0.25)] = 2.00 \text{ t. /m}^2$$

4.2 Analizando el caso de  $z = 0.60$  m.

$$m = \frac{7}{0.6} = 11.6 \qquad n = \frac{10}{0.6} = 16.66$$

$$I_2 = 0.25$$

De la fórmula para esfuerzo vertical

$$\begin{aligned} \sigma_z &= q [4 (I_2)]; \\ \sigma_z &= 2.00 [4 (0.25)] = 2.00 \text{ t./m}^2 \end{aligned}$$

4.3 Analizando el caso de  $z = 1.00$  m.

$$m = \frac{7}{1.0} = 7 \qquad n = \frac{10}{1.00} = 10$$

$$I_2 = 0.2495$$

De la fórmula para esfuerzo vertical

$$\begin{aligned} \sigma_z &= q [4 (I_2)]; \\ \sigma_z &= 2.00 [4 (0.2495)] = 1.992 \text{ T./m}^2 \end{aligned}$$

4.4 Analizando el caso de  $z = 1.50$  m.

$$m = \frac{7}{1.5} = 4.66 \qquad n = \frac{10}{1.5} = 6.66$$

$$I_2 = 0.242$$

De la fórmula para esfuerzo vertical

$$\begin{aligned} \sigma_z &= q [4 (I_2)]; \\ \sigma_z &= 2.00 [4 (0.242)] = 1.936 \text{ T./m}^2 \end{aligned}$$

De estos esfuerzos verticales el suelo debajo de la cimentación puede soportar  $1 \text{ T./m}^2$ , por lo que se necesita obtener la tensión que tendrá que soportar el geotextil esto se logra mediante la transferencia de un esfuerzo vertical en una fuerza horizontal de tensión.

El esfuerzo que se tiene que transferir al geotextil es el siguiente, al obtenido se le debe restar el resistente por el suelo original, y le llamaremos  $\sigma_{zg}$

$$\sigma_{zg} = \sigma_z - 1 \text{ t./m}^2$$

Para  $z = 0.50$  m.

$$\sigma_{zg} = 2 - 1 = 1.00 \text{ t./m}^2$$

Para  $z = 0.60$  m.

$$\sigma_{zg} = 2 - 1 = 1.00 \text{ t./m}^2$$

Para  $z = 1.00$  m.

$$\sigma_{zg} = 2 - 1 = 0.992 \text{ t./m}^2$$

Para  $z = 1.50$  m.

$$\sigma_{zg} = 1.936 - 1 = 0.936 \text{ t./m}^2$$

Para transferir este esfuerzo vertical a una fuerza horizontal de tensión tenemos:

$$T \text{ requerido} = \sigma_{zg} R \Omega$$

$$\Omega = 0.75$$

R = para una losa B/4.

Obtención de la tensión actuante en la geored de refuerzo.

Analizando el caso de  $z = 0.50$  m.

$$Th_A = 1.00 (7/4) (0.75) = 1.3125 \text{ T/m.}$$

Analizando el caso de  $z = 0.60$  m.

$$Th_A = 1.00 (7/4) (0.75) = 1.3125 \text{ T/m.}$$

Analizando el caso de  $z = 1.00$  m.

$$Th_A = 0.992 (7/4) (0.75) = 1.302 \text{ T/m.}$$

Analizando el caso de  $z = 1.50$  m.

$$Th_A = 0.936 (7/4) (0.75) = 1.2285 \text{ T/m}$$

5. Para este caso particular se utilizará la serie miragrid XT de mirafí geosintéticos, los valores de estos productos se presentan en la tabla correspondiente, se proponen utilizar el refuerzo de miragrid 22XT ó 24XT, cuya resistencia a largo plazo es de 2.2096 T/m y 3.1577 T/m respectivamente.

6. Calculando los F.S. para las diferentes profundidades

$$FS = \frac{\text{paso5}}{\text{paso4}}$$

Comparar si el resultado es aceptable

$$FS_{z1} = \frac{\text{valor} \cdot \text{resistente}}{\text{valor} \cdot \text{actuante}} = 2.2096 / 1.3125 = 1.68$$

$$FS_{z2} = \frac{\text{valor} \cdot \text{resistente}}{\text{valor} \cdot \text{actuante}} = 2.2096 / 1.3125 = 1.68$$

$$FS_{z3} = \frac{\text{valor} \cdot \text{resistente}}{\text{valor} \cdot \text{actuante}} = 2.2096 / 1.302 = 1.69$$

7. Comparar con el dado en el inciso 2.

Los valores que cumplen son los de z1, z2, z3 por lo que la geored de refuerzo será la 22XT de miragrid con 2.2096 T./m, colocado a una profundidad de 0.5 m., que junto con la profundidad de desplante 0.60 m., forman el espesor de suelo estabilizado que en este caso sería de 1.10 m. lo cual esta dentro de las especificaciones recomendadas por los expertos.

H = 1.10 m.

9. Checa si alguna otra función es más crítica y que pudiera regir el diseño.

En este sentido se pensó en la resistencia de las costuras pero se ve en la tabla de valores que las resistencias son más grandes que las obtenidas en la prueba a tensión por lo que no habrá problemas en este caso.

10. En este caso se tienen tres posibles candidatos a diferentes profundidades de lo cual se desprende utilizar la de menor profundidad.

En el caso de una losa de cimentación se recomienda utilizar las georedes como refuerzo en vez de utilizar geotextiles, de hecho cuando se utiliza un suelo granular se recomiendan las georedes y cuando se utiliza suelo cemento ó suelo fino se recomiendan los geotextiles para el refuerzo.

4. (b) Cálculo de los valores actuantes a diferentes profundidades utilizando la fórmula de esfuerzo horizontal, por ejemplo se proponen los siguientes valores de z.

$$z = 1.50 \text{ m.}, z = 1.80 \text{ m.}$$

$$\sigma_h = - \frac{P}{\pi z^2} \left( \frac{1}{2} - \mu \right)$$

(Losa de cimentación + arena limosa + geored)

Para el caso de arena limosa =  $\mu$  = coeficiente de Poisson = 0.28

Dimensiones de la losa de cimentación = 3.5m x 10m.

Descarga de la losa = 2 Ton/m<sup>2</sup>

4.1 Analizando el caso de z = 1.50 m.

$$P = 2.0 \text{ T/m}^2 (3.5 \times 10) \text{ m}^2 = 70 \text{ toneladas.}$$

$$\sigma_h = - \frac{70}{\pi (1.50)^2} \left( \frac{1}{2} - 0.28 \right)$$

$$\sigma_h = - (9.9029) (0.22)$$

$$\sigma_h = - 2.1786 \text{ Ton/m}^2 \text{ (Tensión)}$$

4.2 Analizando el caso de z = 1.80 m.

$$P = 70 \text{ toneladas.}$$

$$\sigma_h = - \frac{70}{\pi (1.80)^2} \left( \frac{1}{2} - 0.28 \right)$$

$$\sigma_h = - (6.8771) (0.22)$$

$$\sigma_h = - 1.5129 \text{ Ton/m}^2 \text{ (Tensión)}$$

4.3 Analizando el caso de z = 2.00 m

$$P = 70 \text{ toneladas.}$$

$$\sigma_h = - \frac{70}{\pi (2.00)^2} \left( \frac{1}{2} - 0.28 \right)$$

$$\sigma_h = - (5.5704) (0.22)$$

$$\sigma_h = - 1.2254 \text{ Ton/m}^2 \text{ (Tensión)}$$

De estos esfuerzos verticales el suelo debajo de la cimentación puede soportar  $1 \text{ Ton/m}^2$ , por lo que se necesita obtener la tensión que tendrá que soportar el geotextil.

El esfuerzo que se tiene que transferir al geotextil es el siguiente, al obtenido se le debe restar el resistente por el suelo original, y le llamaremos  $\sigma_{zg}$

$$\sigma_{zg} = \sigma_z - 1 \text{ Ton/m}^2$$

Para  $z = 1.50 \text{ m}$ .

$$\sigma_{zg} = 2.1786 \text{ Ton/m}^2 - 1.00 \text{ Ton/m}^2 = 1.1786 \text{ Ton/m}^2$$

Para  $z = 1.80 \text{ m}$ .

$$\sigma_{zg} = 1.5129 \text{ Ton/m}^2 - 1.00 \text{ Ton/m}^2 = 0.5129 \text{ Ton/m}^2$$

Para  $z = 2.00 \text{ m}$ .

$$\sigma_{zg} = 1.2254 \text{ Ton/m}^2 - 1.00 \text{ Ton/m}^2 = 0.2254 \text{ Ton/m}^2$$

Obtención de la tensión actuante en el refuerzo, por ancho unitario.

Analizando el caso de  $z = 1.50 \text{ m}$ .

$$Th_A = 1.1786 \text{ Ton/m}^2 (1\text{m}) = 1.1786 \text{ T/m}$$

Analizando el caso de  $z = 1.80 \text{ m}$ .

$$Th_A = 0.5129 \text{ Ton/m}^2 (1\text{m}) = 0.5129 \text{ T/m}$$

Analizando el caso de  $z = 2.00 \text{ m}$ .

$$Th_A = 0.2254 \text{ Ton/m}^2 (1\text{m}) = 0.2254 \text{ T/m}$$

5. Para este caso particular se utilizará la serie XT de Miragrid geosintéticos, los valores de estos productos se presentan en la tabla VII.2.

El valor para el 10XT es de  $1.0327 \text{ Ton/m}$ ., este valor ya está factorado y es la carga de diseño a largo plazo

6. Calculando los F.S. para las diferentes profundidades.

$$FS = \frac{\text{paso5}}{\text{paso4}}$$

Comparar si el resultado es aceptable

$$FS_{z1} = \text{valor resistente} / \text{valor actuante} = \frac{1}{1.1786} = 0.84 \text{ (no pasa)}$$

$$FS_{z_2} = \text{valor resistente} / \text{valor actuante} = \frac{1}{0.5129} = 1.94 \text{ (pasa)}$$

$$FS_{z_3} = \text{valor resistente} / \text{valor actuante} = \frac{1}{0.2254} = 4.44 \text{ (pasa)}$$

7. Comparar con el elegido en el paso 2.

El valor que cumple es el de  $z_2$  y  $z_3$ .

El geotextil de refuerzo será el 10 XT de 1 Ton/m.

Colocado a una profundidad de 1.80m.

9. Checa si alguna otra función es más crítica y que pudiera regir el diseño.

En este sentido se pensó en la resistencia de las costuras pero se ve en la tabla de valores que las resistencias son más grandes que las obtenidas en la prueba a tensión por lo que no habrá problemas en este caso.

10. En este caso el refuerzo podría ser una geored ó un geotextil pues ambos me dan una resistencia de 1 Ton/m.

#### VII.4. Cálculo de asentamientos y consolidaciones.

Cálculo de asentamientos sin geosintéticos de refuerzo.

Zapata aislada cuadrada de 2 metros.

Descarga de la cimentación = 7 toneladas.

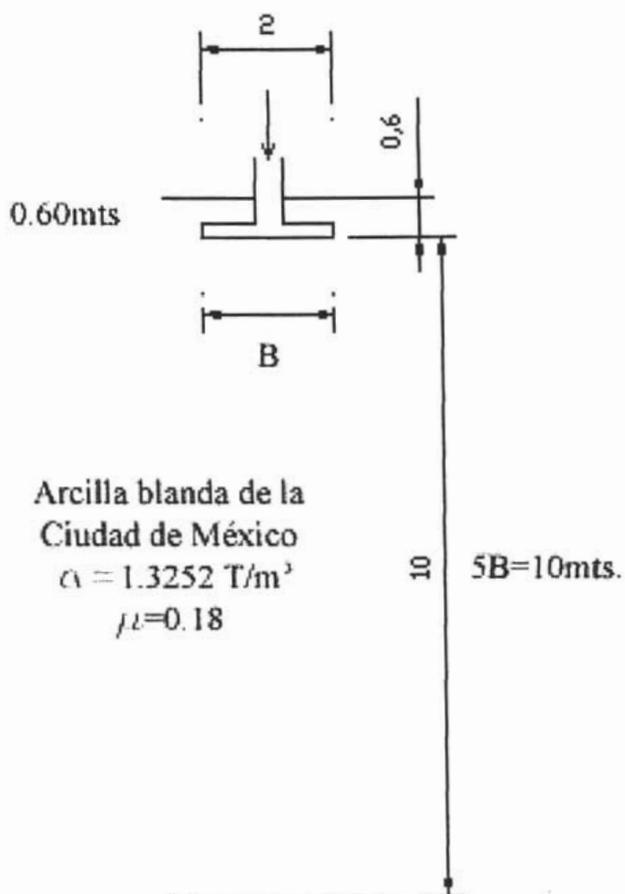


Figura VII.9

## Diagrama de Esfuerzos Efectivos.

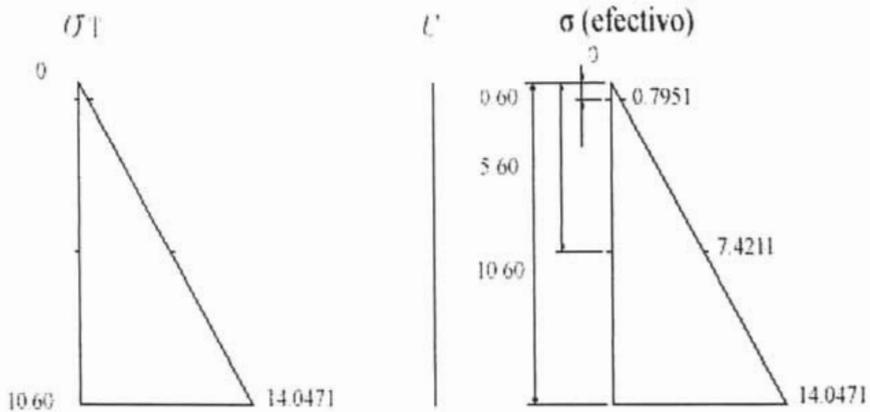


Figura VII.10

Cálculo del asentamiento inmediato, de la fórmula II.34 tenemos que:

$$S_e = A_1 A_2 \frac{q_o B}{E_s}$$

$$E_s = 4 \cdot \frac{MN}{m^2} = 407 \frac{T}{m^2}$$

$$A_1 = \text{Es una función de } \frac{H}{B} \text{ y } \frac{L}{B}$$

$$A_2 = \text{Es una función de } \frac{Df}{B}$$

$$H = 10m$$

$$A_1 \Rightarrow \frac{H}{B} = \frac{10}{2} = 5 \quad \text{y} \quad \frac{L}{B} = \frac{2}{2} = 1$$

$$\frac{Df}{B} = \frac{0.60}{2} = 0.30$$

$$A_1 = 0.65$$

$$A_2 = 0.985$$

Módulo de elasticidad de una arcilla blanda.

$$E_s = \text{Arcilla blanda} \approx 4 \cdot \frac{MN}{m^2} = 407 \frac{T}{m^2}$$

$$q_o = 1.75 \frac{T}{m^2}$$

$$S_e = (0.65)(0.985) \frac{1.75(2)}{407}$$

$$S_e = 0.0055m = 5.51mm$$

$$S_e = 5.51mm$$

Calculo de asentamiento primario para una arcilla normalmente consolidada, de las ecuaciones II.32 y II.33, tenemos que:

$$S_{c_p} = \frac{C_c H}{1 + e_o} \log \left( \frac{\sigma_o' + \Delta\sigma'}{\sigma_o'} \right)$$

$$LL = 40.$$

$$C_c = 0.009(40 - 10) = 0.27$$

$$H = 10000mm = 10m.$$

$$e_o = 0.90$$

Para calcular  $\Delta\sigma'$

	$L(m)$	$m_1 = \frac{L}{B}$	$B(m)$	$n_1 = \frac{Z}{B/2}$	$I_c$	$\Delta\sigma = 9I_c$
Inicio	0.60	1	2	0.60	0.892	1.561
Medio	5.60	1	2	5.60	0.052	0.091
Fin	10.60	1	2	10.60	0.018	0.0315

$$\Delta\sigma' = \frac{\sigma a + 4\sigma m + \sigma b}{6} = 0.3261 \frac{T}{m^2}$$

Se sustituyen en ecuación II.32.

$$S_{c_p} = \frac{0.27(10)}{1 + 0.90} \log \left( \frac{7.4211 + 0.3261}{7.4211} \right)$$

$$S_{c_p} = 1.4211 \log(1.0439)$$

$$S_{c_p} = 0.0263m = 26.35mm$$

Asentamiento total sin considerar asentamiento por consolidación secundaria (Por efectos didácticos).

$$Asentamiento = 5.51 + 26.35 = 31.861mm$$

ASENTAMIENTO TOTAL (sin refuerzo) = 31.861 mm.

Cálculo de asentamientos inmediatos y por consolidación primaria con geosintético de refuerzo.

Zapata aislada cuadrada de 2 metros.

Descarga de la cimentación = 7 toneladas.

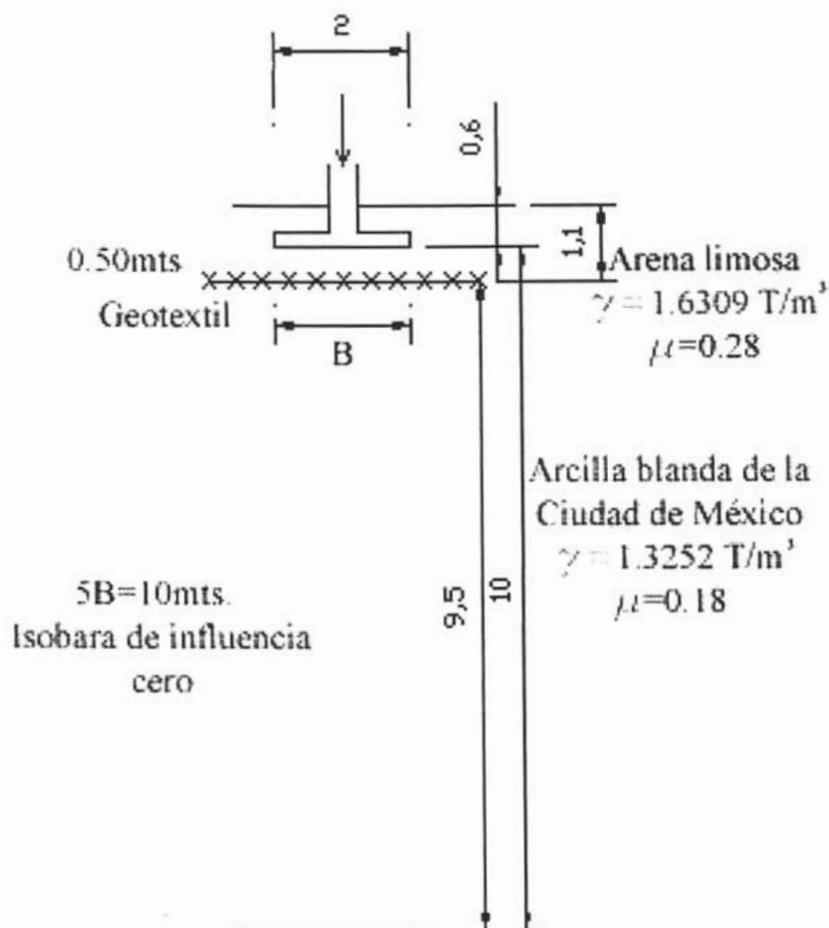
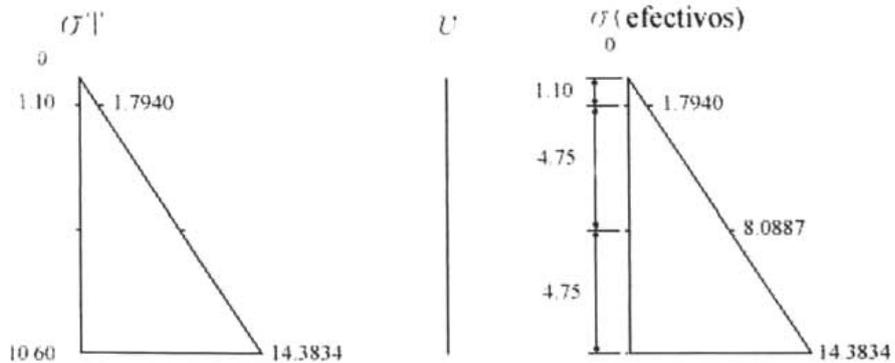


Figura VII.11

## Diagrama de Esfuerzos Efectivos.



Nota : no estamos tomando en cuenta el N.A.F.

Figura VII.12

Cálculo del asentamiento inmediato del suelo sustituido y de la arcilla, de la fórmula II.34 tenemos que:

Para el estrato de arena limosa tenemos:

$$Se = \frac{q_o B}{Es} (1 \pm \mu_s^2) \alpha_{promedio}$$

$$m = \frac{L}{B} = 1$$

$$B = 2 \text{ m.}$$

$$L = 2 \text{ m.}$$

$$\alpha_{prom} = 0.90 \quad (\text{De la tabla II.11, sacamos el valor de } \alpha_{prom})$$

$$E = \text{Arena Limosa} = 1533.78 \frac{T}{m^2} \quad y \quad \mu = 0.28$$

Sustituyendo los valores.

$$Se = \frac{2(1.75_o)}{(1573.78)} (1 - (0.28)^2) 0.90$$

$$Se(SM) = (0.00282m)(0.9216)(0.9)$$

$$Se(SM) = (0.002339m) = 2.339 \text{ mm.}$$

Para el estrato de arcilla blanda tenemos que el asentamiento inmediato es:

$$S_e = A_1 A_2 \frac{q_o B}{E_s}$$

$$E_s = 4 \cdot \frac{MN}{m^2} = 407 \frac{T}{m^2}$$

$$A_1 = \text{Es una función de } \frac{H}{B} \text{ y } \frac{L}{B}$$

$$A_2 = \text{Es una función de } \frac{Df}{B}$$

$$H = 9.5m$$

$$A_1 \Rightarrow \frac{H}{B} = \frac{9.5}{2} = 4.75 \text{ y } \frac{L}{B} = \frac{2}{2} = 1$$

$$\frac{Df}{B} = \frac{0.60}{2} = 0.30$$

$$A_1 = 0.66$$

$$A_2 = 0.985$$

Módulo de elasticidad de una arcilla blanda.

$$E_s = \text{Arcilla} \cdot \text{blanda} \approx 4 \cdot \frac{MN}{m^2} = 407 \frac{T}{m^2}$$

$$q_o = 1.75 \frac{T}{m^2}$$

$$S_e = (0.665)(0.985) \frac{1.75(2)}{407}$$

$$S_e = 0.00559m = 5.591mm$$

$$S_e = 5.59mm$$

Calculo de asentamiento por consolidación primaria para una arcilla normalmente consolidada, de las ecuaciones II.32 y II.33, tenemos que:

$$S_{c_p} = \frac{C_c H}{1 + e_o} \log \left( \frac{\sigma_o' + \Delta \sigma'}{\sigma_o'} \right)$$

$$LL = 40.$$

$$C_c = 0.009(40 - 10) = 0.27$$

$$H = 9500 \text{ mm} = 9.5 \text{ m.}$$

$$e_o = 0.90$$

$$q_0 = 1.75 \text{ T/m}^2$$

Para calcular  $\Delta\sigma'$

Recordemos que el suelo de cimentación solo recibe  $1 \text{ T/m}^2$ , ya que el excedente se lo lleva el geosintético, por lo tanto en el tabla utilizaremos  $1 \text{ T/m}^2$ .

	$L(m)$	$m_1 = \frac{L}{B}$	$B(m)$	$n_1 = \frac{Z}{B/2}$	$lc$	$\Delta\sigma = 9Ic$
Inicio	1.10	1	2	1.10	0.6535	0.6535
Medio	5.85	1	2	5.85	0.052	0.052
Fin	10.60	1	2	10.60	0.018	0.018

$$\Delta\sigma' = \frac{\sigma a + 4\sigma m + \sigma b}{6} = 0.1466 \frac{T}{m^2}$$

Se sustituyen en ecuación II.32.

$$S_{c_p} = \frac{0.27(9.5)}{1 + 0.90} \log\left(\frac{8.0887 + 0.1466}{8.0887}\right)$$

$$S_{c_p} = 1.3500 \log(1.0317)$$

$$S_{c_p} = 0.010 \text{ m} = 10.53 \text{ mm}$$

Asentamiento total sin considerar asentamiento por consolidación secundaria (Por efectos didácticos).

$$\text{Asentamiento} = 2.339 + 5.59 + 10.53 = 18.459 \text{ mm}$$

Haciendo una comparativa a groso modo se puede observar que efectivamente se reducen los asentamientos al utilizar el refuerzo geosintético.

**Sin refuerzo = 31.861 mm > 18.459 mm, con refuerzo**

## VII.5. Detalles de colocación de los geosintéticos empleados para el refuerzo.

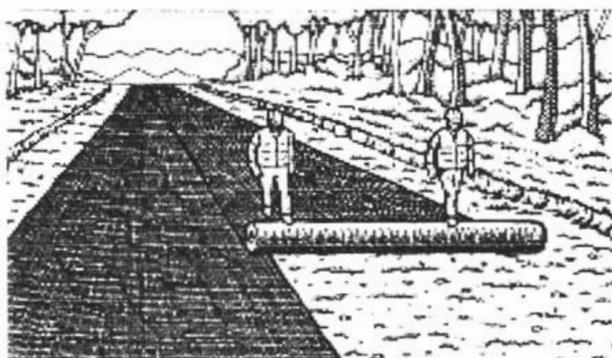


Figura VII.13. Esquema de colocación de la capa más profunda

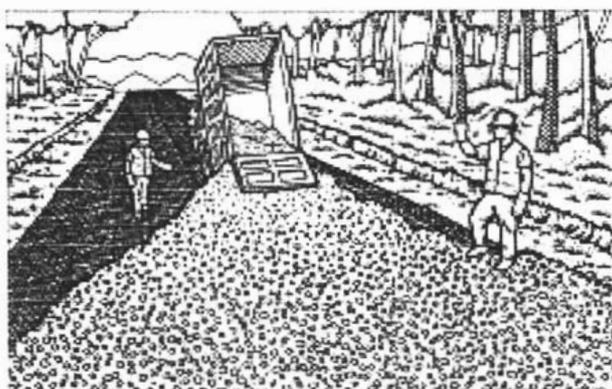


Figura VII.14 Esquema de colocación del suelo sustituido ó estabilizado.

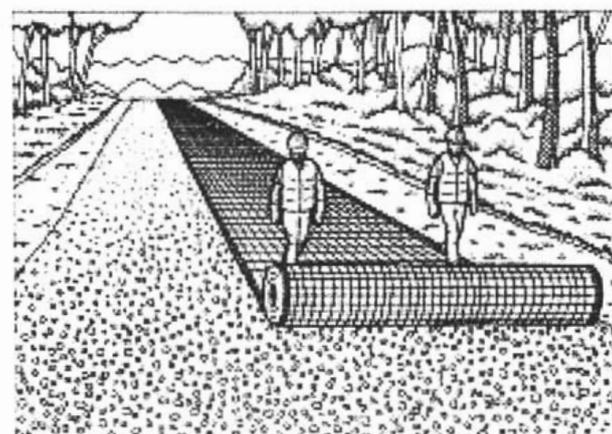


Figura VII.15 Esquema de colocación de otra capa superior de geosintético, cuando el diseño sea de más de una capa encima del suelo sustituido ó estabilizado.

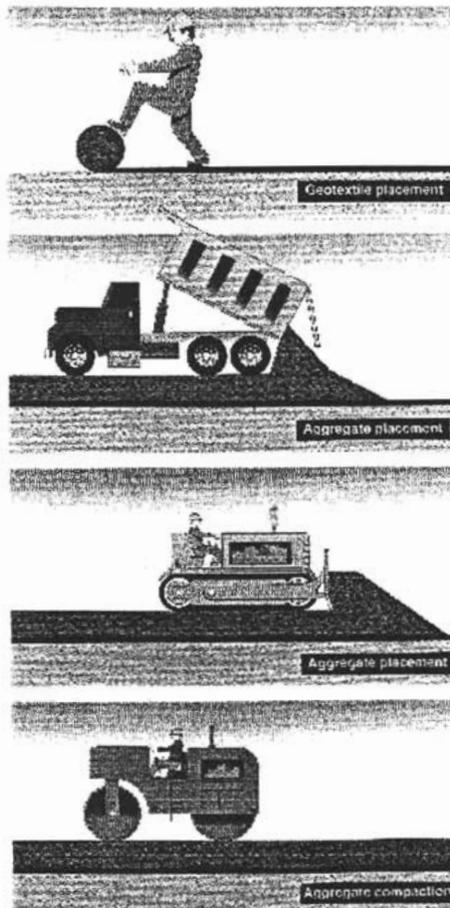


Figura VII.16 Esquema de colocación del Geosintético, colocación del suelo sustituido ó estabilizado, compactación del agregado.

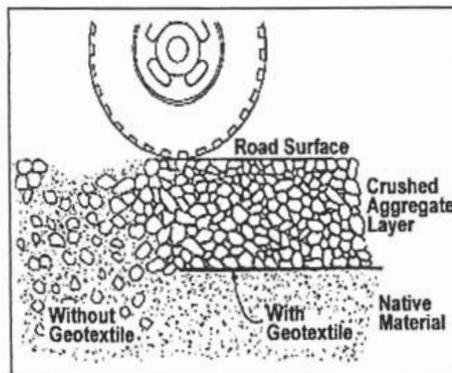


Figura VII.17 Esquema de los efectos benéficos de colocar el refuerzo.

## **VIII. CONCLUSIONES.**

**El valor de un espíritu, se  
mide por su capacidad  
para soportar la verdad.**

**Nietzsche**

## Capítulo VIII.

### Conclusiones y recomendaciones.

El relleno sustituto debe ser granular, puesto que buscamos que los asentamientos sean de carácter inmediato y olvidarnos de los asentamientos a largo y mediano plazo ocasionados por la consolidación tanto primaria como secundaria es importante mencionar que los asentamientos regionales se presentaran debajo del estrato reforzado con ó sin geosintético de refuerzo. Es decir la consolidación del estrato de arcilla debajo del cimiento se llevara a cabo solo que el suelo resentirá un incremento menor de esfuerzos debido a la presencia del geosintético.

La distribución de las cargas en la masa de suelo se mejora, mediante el efecto de losa que se forma tanto al utilizar suelo cemento ó arena limosa compactada + geosintético de refuerzo, y por lo tanto al distribuir las cargas en una mayor zona el suelo se comporta de mejor manera en cuanto a los asentamientos.

Utilice el refuerzo geosintético puesto que incrementa la restricción lateral del suelo de cimentación, se recomienda cualquiera de los expuestos en el presente documento ó incluso se deja abierta la posibilidad para buscar nuevos proveedores.

No se necesita la longitud de anclaje en las diferentes soluciones de refuerzo en la cimentación, con la proyección de la estructura bastará, puesto que el peso propio de las mismas les proporciona un lastre que se considera suficiente. Es decir no es necesario prolongar el geosintético de refuerzo más allá del límite de la cimentación.

En este caso en particular el suelo natural sin ninguna modificación aporta una cierta cantidad de resistencia en capacidad de carga y fue tomado en cuenta a la hora de realizar los cálculos, en caso de que se hiciera la contemplación de que el terreno de cimentación no aportara ninguna resistencia el cálculo del refuerzo contemplará que el geosintético soportara toda la carga.

Se recomienda el uso del suelo reforzado puesto que se presenta el efecto de membrana al deformarse el suelo debajo de la cimentación, esto provoca que el geosintético de refuerzo se tense proporcionando una fuerza vertical de tensión que ayuda al soporte de la carga, aunque los expertos dicen que el refuerzo no necesariamente tiene que contribuir a soportar las cargas.

El éxito de esta unión de materiales no debe de estar muy alejada al de la analogía empleada en el presente trabajo, esta analogía es la del concreto reforzado que esta considerado como el material más exitoso de los últimos cien años (acero – concreto simple), desde su aparición se resolvieron infinidad de problemas que sin su ayuda serían de gran complejidad técnica, de manera semejante se plantea el uso de la alianza entre geosintético y suelo para formar un nuevo material llamado suelo reforzado.

Debido a los problemas de corrosión que presentaría el acero al exponerlo a la humedad, hacia difícil su incursión en el campo de la geotecnia, ya que el suelo esta continuamente húmedo ó incluso saturado, por esta razón se recomienda el uso de materiales poliméricos no biodegradables de alta resistencia (geosintéticos), por estas otras ventajas aparecen como una gran posibilidad en el incipiente pero interesante mundo del refuerzo de suelos. La tierra armada es el único antecedente en donde se

utilizan refuerzos de origen metálico, baste recordar que las barras de refuerzo van precoladas a las dovelas que conformaran al muro estas dovelas son de formas muy variadas.

Cuando en las pruebas de laboratorio de geosintéticos se nos presenten valores de resistencias sin incluir factores y se requiera de hacer un prediseño se recomienda dividir tales cantidades entre 12 antes de utilizarlas, esta es una recomendación de uno los ingenieros más recocidos y expertos en el campo de los geosintéticos Dr. Rafael Morales y Monroy.

El valor recomendable para diseño de elementos sujetos a tensión de un geosintético, es el de resistencia a largo plazo.

Se recomienda formar el suelo reforzado con suelo cemento, ya que este implica reutilizar el suelo natural que de otra forma sería material de desecho, lo cual algunos autores le denominan reciclaje tan importante en algunas culturas de primer mundo.

De acuerdo a la investigación y a la experiencia se recomienda que el suelo cemento se forme con el 4% en peso de cemento Pórtland ya que el considerar porcentajes mayores resulta antieconómico, el cemento en la actualidad representa costos muy altos.

La sustitución de material se hace de manera uniforme y programada antes de la ejecución de la cimentación, ya que de no ser así, se elevan los costos e incluso muchas veces no se puede practicar el refuerzo de suelos.

Deberá tomarse en cuenta que las cepas se realizaran con equipo que las ejecutara en múltiplos de 60 cm., que es lo que mide el cucharón.

No es necesario revisar la resistencia de las costuras por que los valores de resistencia son más altos que los utilizados para el diseño por tensión.

Para obtener los valores de diseño se recomienda la utilización en laboratorio de la llamada prueba ancha, el espécimen de prueba normal presenta concentraciones de esfuerzo nocivas para el buen desempeño de las pruebas, hay determinadas zonas ociosas que no trabajan. a la par del resto del material

Se concluye que al utilizar el refuerzo de suelo se pueden desplantar estructuras que sin su presencia sería peligroso construir puesto que exceden la resistencia del suelo de cimentación, precisamente este es el génesis de los indeseables asentamientos diferenciales que se lograron reducir ó en su defecto uniformizar, la solución tradicional sugeriría ampliar las zapatas o cambiar volúmenes muy altos de suelo con el fin de incrementar la capacidad de carga.

A manera de colofón cabe decir que no se trabajo el tema de forma exhaustiva, de hecho el fin era mostrar el potencial de estos materiales y los principales mecanismos que intervienen en el refuerzo.

## **Bibliografía.**

Bielza Feliú, Ana; Manual de Técnicas de Tratamiento de Terreno. Graficas Arias Montaña, Madrid, 1999, pp. 275-306.

Braja M. Das; Fundamentos de Ingeniería Geotécnica. Thomson Learning, México 2001, pp.151-194 y 391-433.

Braja M. Das; Principles of Engineering. PWS publishing, Unites States of America, 1999, pp. 219-279.

De La Fuente Lavalle, Eduardo; Suelo - Cemento, I. M. C. Y. C., México, 1995, pp. 9-80.

J. E. Gordon; Estructuras o por qué las cosas no se caen. Celeste Ediciones, España, 1999, pp. 125-191.

Koerner M. Robert; Designing with Geosynthetics. Prentice Hall, New Jersey. 2000, pp.69-294 y 315-369.

Liu Cheng; Soils and Foundations. Prentice Hall., New Jersey. 1998, pp. 265-311.

Murillo, Rodrigo; Geosintéticos. S. M. M. S., México. 1990, pp. 113-124.

Rico Rodríguez, Alfonso; La Ingeniería de los Suelos en las Vías Terrestres. Limusa, México, 1978, pp. 19-99.