

61

*Tesis para obtener la Licenciatura en Ingeniería Civil*

---

*TESISTA: Juarta Sosa  
Francisco Samuel*

*DIRECTOR: MI. Agustín Deméneghi  
Colina*

---

## ***Cimentaciones Compensadas***

*Temario*

- Introducción*
- I. Capacidad de Carga*
  - II. Interacción Estática Suelo - Estructura*
  - III. Análisis de Estabilidad de Sistemas de Excavación*
  - IV. Diseño Estructural de la Cimentación*
  - V. Ejemplo*
  - VI. Conclusiones*

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

*Fecha de inicio 4 de febrero de 1998.*



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.



FACULTAD DE INGENIERÍA  
DIRECCIÓN  
FING/DCTG/SEAC/UTIT/077/98

Señor  
HUERTA SOSA FRANCISCO SAMUEL  
Presente

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

CIMENTACIONES COMPENSADAS

- INTRODUCCION
- I. CAPACIDAD DE CARGA
  - II. INTERACCIÓN ESTÁTICA SUELO-ESTRUCTURA
  - III. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE SISTEMAS DE EXCAVACION
  - IV. DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA CIMENTACIÓN
  - V. EJEMPLO
  - VI. CONCLUSIONES

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

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

Atentamente  
"POR MI RAZA HABLARÁ EL ESPÍRITU"

Cd. Universitaria a 13 marzo 2002.  
EL DIRECTOR

M.C. GERARDO FERRANDO BRAVO  
GFB/GMP/mstg.

Se remite a la Dirección General de Bibliotecas de la  
Universidad de Chile en formato electrónico e impreso el  
trabajo de mi trabajo recepcional.  
DIRECCIÓN: FRANCISCO SAMUEL HUERTA

FECHA: 25/Nov/2002

RS

# *Tesis para obtener la Licenciatura en Ingeniería Civil*

---

**TESISTA:** Huerta Sosa  
Francisco Samuel  
No. de cuenta 9036362-5

**DIRECTOR:** MI. Agustín Deméneghi  
Colina

---

## ***Cimentaciones Compensadas***

### *Subtemario*

#### ***Introducción.***

- i.1 La ingeniería civil*
- i.2 Breve reseña de cimentaciones*
- i.3 Qué es una cimentación*
- i.4 Cimentaciones compensadas*
- i.5 Descripción de los capítulos subsecuentes*
- i.6 Objetivo de la Tesis*

#### ***I. Capacidad de Carga.***

- I.1 Diferentes teorías*
- I.2 Suelos friccionantes*
- I.3 Suelos cohesivos*
- I.4 Influencia del nivel de aguas freáticas*

#### ***II. Interacción Estática Suelo - Estructura.***

- II.1 Diferentes teorías de transmisión de esfuerzos al suelo*
- II.2 Análisis estructural*
- II.3 Cálculo de deformaciones del suelo en función de las cargas*
- II.4 Compatibilidad de deformaciones*

#### ***III. Análisis de Estabilidad de Sistemas de Excavación.***

- III.1 Falla de talud*
- III.2 Empuje de tierras sobre el ademe de las paredes de una excavación*
- III.3 Falla de fondo*
- III.4 Falla de fondo por subpresión*

#### ***IV. Diseño Estructural de la Cimentación.***

- IV.1 Fuerzas que actúan en la cimentación*
- IV.2 Análisis y diseño. Elementos mecánicos. Flexión, cortante. Revisión por penetración*

#### ***V. Ejemplo.***

- V.1 Cálculo de una cimentación compensada para un edificio*

#### ***VI. Conclusiones.***

- VI.1 Conclusiones generales*
- VI.2 Conclusiones del ejemplo y su tratamiento*

***"A cualquiera, pues, que me oyere estas palabras y las pone en práctica, lo compararé a un hombre prudente que edificó su casa sobre la roca. Descendió la lluvia, vinieron ríos, soplaron vientos y golpearon contra aquella casa; pero no cayó, porque estaba cimentada sobre la roca.***

***Pero a cualquiera que me oye estas palabras y no las practica, lo compararé a un hombre insensato que edificó su casa sobre la arena. Descendió la lluvia, vinieron ríos, soplaron vientos y dieron con impetu contra aquella casa; y cayó, y fue grande su ruina".***

***Mateo 7:24-27***

***"La profesión de los ingenieros civiles, señores, es la más bella, porque es la más  
humanitaria y la más útil, porque es necesaria al adelanto y la civilización".***

***Antonio Torres Torrija, 1868***

# Introducción.

---

**El ingeniero tipificó al siglo XX y no se puede concebir este nuevo milenio con la ausencia de su figura. Sin su ingenio y sin sus aportaciones basadas en el desarrollo y la acumulación de tecnologías y conocimientos científicos, no se hubieran desarrollado los procesos de planeación y construcción de los sistemas que han servido para mejorar nuestra existencia material y jamás se hubiera alcanzado el nivel que posee ahora nuestra civilización, la civilización contemporánea.<sup>1</sup>**

## **i.1 La ingeniería civil.**

### **La ingeniería y el ingeniero civil.**

El abasto de alimentos, agua, combustible y energía; las redes de transporte, comunicación y defensa; muchos de los instrumentos que ayudan a curar enfermedades y algunos que prolongan la vida; los aparatos domésticos; estas y otras muchas comodidades, como el abrir la llave del lavabo para tener agua con temperatura agradable y que se vaya tan rápidamente como llegó, son los frutos de la ingeniería.

La palabra ingeniería deriva del latín *ingenium*, que significa capacidad de discurrir e inventar. Tratando de dar una definición que exprese lo que es la ingeniería he tomado la siguiente: "conjunto de conocimientos científicos y actividades regidas por ellos encaminadas al aprovechamiento de los recursos de la naturaleza".<sup>2</sup>

Una de las definiciones más antiguas de la ingeniería está comprendida en el acta fundacional de la Institución de Ingenieros Civiles ingleses, de 1828, tomada de Thomas Tredgold y que señala a esta profesión como "El arte de dirigir las grandes fuentes de energía de la naturaleza para el uso y conveniencia del hombre".<sup>3</sup>

La evolución del profesional hizo que la definición de 1828 fuera rebasada. Una nueva concepción del ser de la ingeniería, concebida por Kirby, Darilng y Kilgour, fue señalaba como: "El arte de la aplicación práctica de conocimientos científicos y empíricos para el diseño, producción o perfeccionamiento de diversas especies de proyectos constructivos, máquinas y materiales para el empleo y satisfacción del hombre".<sup>4</sup>

Los que hacen y practican la ingeniería se llaman ingenieros. Un ingeniero, a diferencia de un científico cuya meta es el descubrimiento de nuevos conocimientos, sean o no útiles, es la persona que se esfuerza en que el saber, viejo o nuevo, sirva a las necesidades de la humanidad. El moderno ingeniero no encaja en un molde absoluto: es científico, inventor, técnico y contador de costos, y casi siempre especialista en su campo. Un ingeniero debe ser buen vendedor, pues a menos que pueda convencer a no ingenieros de que sus ideas son buenas, sus empeños se perderán. El ingeniero es ahorrativo, no tolera el desperdicio, sin embargo, no es avaro. Busca conservar los recursos naturales y protegerlos para provocar el menor impacto en ellos. El ingeniero moderno es protector del ambiente.

El concepto de ingeniero ha evolucionado con el tiempo. De ser un improvisador guiado por la observación y la experimentación, se fue convirtiendo poco a poco en un profesional que solucionaba problemas técnicos aplicando conocimientos científicos y asociando todo esto a la sistematización, la organización, la eficiencia y la economía.

*"Es el ingeniero el que por ejercicio natural de su profesión está siempre en contacto con las clases humildes y alterna a la vez con los más selectos cuerpos sociales, por lo cual es el que conoce más a fondo las necesidades de la colectividad y el que puede resolverlas con más facilidad cuando le toca escalar un puesto publico".<sup>5</sup>*

*Revista de Ingeniería año de 1931.*



Enfocando la vista al ingeniero civil, se puede decir que éste ya no es más ese hombre del cordel y la plomada. Los ingenieros civiles modernos trabajan en equipo y suman a las tradicionales herramientas, refinados instrumentos y avanzadas tecnologías, que, por cierto, no les impiden el contacto directo con su obra, el vínculo estrecho con la naturaleza y el aprovechamiento racional de los recursos en beneficio del hombre.

### **Surgimiento de la ingeniería civil.**

El hombre del neolítico, el que empezó a cultivar la tierra, se vio obligado a permanecer en el lugar de sus plantaciones. Por lo tanto se empezó a congregarse en aldeas y estas al crecer formaron pequeñas ciudades. Estas ciudades tuvieron los mismos problemas que han tenido siempre todas las ciudades y las personas que se encargan de resolver sus problemas son los hoy llamados ingenieros civiles. El hombre empezó a vivir en sociedad. Es cuando nace la civilización.

*La civilización misma depende de los ingenieros.<sup>6</sup>*

El ingeniero recibió su nombre hasta la Edad Media cuando los escritores latinos llamaron *ingeniators* a los constructores de arietes, catapultas y otras máquinas o "ingenios" de guerra. Junto con el sacerdocio y la milicia fue una de las primeras profesiones en surgir cuando el hombre alcanzó la civilización. Muchas de las más grandes obras de ingeniería fueron planeadas y ejecutadas en las remotas brumas de la *antigüedad*. Los "jefes" de esos días contaban con los instrumentos y artificios más simples y dependían sobre todo de la mano de obra. Así y todo, mediante diques controlaron ríos amenazadores y con canales de riego transformaron desiertos en vergeles. Hicieron también carreteras y sistemas defensivos, levantaron templos y altivos acueductos, y coronaron montañas con ciudades de piedra. Algunas de sus creaciones, maravillas del mundo antiguo, todavía causan asombro.

*Los romanos, los más grandes constructores de la antigüedad, lograron dotar a Roma con agua, la cual se transportaba por acueductos y se distribuía en las fuentes y baños públicos y privados de la ciudad por medio de tuberías subterráneas de plomo y barro.<sup>7</sup>*

A partir de la Edad Media, se aceleró la marcha de la ingeniería hasta que, hacia 1750, la tecnología estalló y comenzó la Revolución industrial. Durante los siguientes 100 años los ingenieros idearon máquinas impulsadas por vapor, construyeron fábricas, hilanderías, fundiciones, y enlazaron los continentes con canales de navegación, carreteras y ferrocarriles. Cuando en la segunda mitad del siglo XIX se empezó a aprovechar la electricidad, se iluminaron las ciudades. Luego, la voz humana se transmitió a través de kilómetros. Estas y otras muchas hazañas destacan como monumentos de la imaginación, destreza y perseverancia del ingeniero.

La ingeniería civil, tal como se conoce hoy, nació en la segunda mitad del siglo XVII cuando en Europa se empezaron a construir caminos, puentes y canales, puertos y obras sanitarias. Así el científico inglés John Smeaton, constructor del faro de Eddystone, se auto nombró por primera vez "ingeniero civil".<sup>8</sup>

En Francia, en 1747, se crea la primera escuela de ingeniería civil, la escuela de Puentes y Caminos. En América, en la Nueva España, se funda el Real Seminario de Minería el 1º de enero de 1797.<sup>9</sup>

### **La ingeniería civil mexicana.**

Pero antes, cuando sucedió el final de los tiempos, cuando la conquista del nuevo mundo, aquí, en Mesoamérica, los españoles impusieron su cultura y su técnica. Pero las técnicas ideadas por los indios para los problemas de inundaciones y cimentaciones que siempre se habían resuelto en estos territorios tuvieron que ser utilizadas de nuevo. Los españoles encontraron una civilización tan avanzada que en las Cartas de Relación de Cortés y en otros escritos de frailes se describen "obras de gran magnitud" y, "la disposición de las numerosas ciudades que emergían de en medio de los lagos".

*Una obra de "ingeniería hidráulica" prehispánica fue, dice Bernal, la construcción del acueducto de Chapultepec. Cuando los españoles lucharon por la toma de la ciudad cortaron el paso del agua a través del mismo y Tenochtitlán no recibió más agua dulce hasta el final de la guerra.<sup>10</sup>*

Fray Juan de Torquemada cuenta que el Rey de Texcoco, "gran constructor", acudió al llamado de auxilio de Moctezuma para solucionar el problema de las crecidas de los lagos que provocaban inundaciones. Con la dirección de Nezahualcóyotl y la ayuda de los reinos vecinos se construyó y mantuvo un gran dique el cual atravesaba el lago de Texcoco, dique que además de proteger a Tenochtitlán contra las inundaciones, también resguardaba las chinampas al impedir que las aguas saladas del lago se mezclaran con las dulces.<sup>11</sup> Esta fue una de las primeras obras de ingeniería sanitaria en América.

Así pues, la ingeniería civil mexicana es la herencia tomada por los españoles de los griegos, romanos y de los árabes. Es además, la conjunción del encuentro de dos culturas, la del viejo mundo y la del nuevo. Actualmente está a la vanguardia de técnicas como la *mecánica de suelos*, que se desarrolla principalmente en un enorme laboratorio que es el suelo de la Ciudad de México. El suelo de este lugar está compuesto en su mayor parte por agua y los pobladores de la Ciudad de México, desde su fundación en 1325, han tenido que enfrentar los problemas de la baja capacidad de carga y la consolidación del suelo, entre otros.

## **i.2 Breve reseña de las cimentaciones.**

Existen algunos edificios que en general son conocidos por el público de la Ciudad de México y que deben su fama a los efectos de hundimiento, emersión o desplome, sufridos en parte por su tipo de cimentación, y en parte por los efectos de movimientos sísmicos y consolidación del suelo de la Ciudad de México. Deméneghi, en sus Apuntes de Cimentaciones,<sup>12</sup> relata que, según investigaciones de Mazari, el Templo Mayor fue cimentado sobre un relleno de 11.6 m de espesor que se construyó en el lago, dónde sobresalían 5.5 m de tierra fuera del nivel del agua. Sobre ese relleno se desplantó el Templo Mayor, el cual sufrió una notable inclinación al no ser esta una

pirámide simétrica. La segunda estructura construida, que forma parte de tal edificio, presenta una fuerte inclinación hacia el oeste. Este edificio, es una de las construcciones donde se presentan asentamientos muy pronunciados, quizá los mayores de que se tiene registro en la historia. El hundimiento actual ha sido de 5.6 m.

El profesor A. Deméneghi narra, que según investigaciones del Dr. Tamez, en 1573 el alarife Mayor Claudio de Arciniegas, inició la construcción de la Catedral de México.<sup>13</sup> Este edificio está cimentado sobre una retícula de estacones, que no son otra cosa que pequeños pilotes. Sobre estos estacones se coló una losa de espesor variable sobre la cual se desplantaron los muros. En octubre de 1907 el asentamiento diferencial máximo era ya de 1.5 m, situación que fue empeorando con el paso del tiempo. Este efecto fue en parte detenido al iniciarse la recimentación del edificio, obra necesaria para salvar este monumento.

En 1899, Tellez Pizarro<sup>14</sup> escribe sobre las características del subsuelo de la Ciudad de México y da a conocer sus puntos de vista sobre los diferentes tipos de cimentaciones que se habían utilizado hasta entonces. Cuenta acerca de lo que él consideró el poco efectivo diseño de cimentación usando pilotes de fricción y escribió ejemplos que avalaban su afirmación. Así nos habla, de entre otros edificios, del actual Palacio de Minería, cimentado sobre pilotes, el cual había sufrido tales desperfectos ya en 1899, que tuvo que ser reparado constantemente. A la fecha, más de 200 años después del inicio de la construcción de este edificio, se pueden apreciar sin ninguna dificultad los efectos que ha sufrido éste.

Tellez Pizarro también apunta que la Penitenciaría del Distrito Federal fue cimentada igualmente sobre pilotes. Y nos dice que su constructor, el general Quintana, quedó muy contrariado al ver las cuarteaduras y desperfectos que eran resultado de los hundimientos sufridos por la estructura durante su construcción.

En la primera mitad del siglo pasado se había empezado a construir en la Ciudad de México el monumento a la Independencia en la Plaza de la Constitución.<sup>15</sup> Los ingenieros mexicanos García Conde y Francisco Hidalgo proyectaron y dirigieron las obras. Una excavación de 2.70 m de profundidad fue realizada, la cual no pudo hacerse de mayor profundidad debido a las inconveniencias de trabajar con la presencia del nivel de aguas freáticas. Antes de proceder a hincar los pilotes, consistentes en estacas de cedro de 6 m de

longitud por 30 cm de diámetro, se extrajeron estacas que fueron colocadas con anterioridad, posiblemente desde la época prehispánica. Para hincar los pilotes se contó con un mazo de madera de tepehuaje, en forma de cubo, de 1.20 m de lado, que se izaba por medio de cables y poleas, además de la fuerza de 16 hombres y se dejaba caer con todo su peso sobre la estaca por hincar. El peso del cubo de tepehuaje era de 276 Kg y la altura desde donde se dejaba caer era de 1.50 m.

Para los trabajos de cimentación del Teatro Nacional, hoy Palacio de las Bellas Artes, el arquitecto italiano Adamo Boari<sup>16</sup> proyectó una cimentación apoyada en una losa de tres metros de espesor. Para este edificio extraordinariamente pesado, el arquitecto calculó correctamente, con la teoría de Boussinesq, los esfuerzos que el subsuelo sufriría con la colocación de tal peso en exceso, es decir, con la construcción del edificio. Sus cálculos arrojaban hundimientos de la estructura relativamente aceptables. El hundimiento que ha sufrido tal edificio es de más de 2.2 m. El error consistió en la elección de los parámetros de compresibilidad. El arquitecto supuso propiedades de un suelo preconsolidado, pero en esa parte de la ciudad nunca se habían realizado construcciones indígenas ni coloniales, se trataba de terreno virgen y por lo tanto, el suelo se deformó mucho más de lo esperado.

La resistencia del subsuelo del valle de México es muy pobre, por lo cual la ingeniería mexicana se ha visto obligada a vencer esta dificultad introduciendo modernos sistemas de cimentación como el de pilotes de control. Así los ingenieros mexicanos han resaltado en el campo de la mecánica de suelos. El edificio del Banco de Londres y México, que fue diseñado por el ingeniero mexicano Miguel Angel de Quevedo,<sup>17</sup> tiene la primera cimentación totalmente compensada que ha existido en el país.

Un edificio que se destaca por su tipo de cimentación es el de La Nacional,<sup>18</sup> la cual está apoyada en pilotes que se apoyan en el estrato duro a los 30 m de profundidad. El inconveniente para este tipo de cimentación es que el edificio permanece inamovible, es decir, no se hunde, mientras que el subsuelo y los edificios adyacentes se hundan paulatinamente por el efecto de consolidación del suelo haciendo parecer que el edificio de La Nacional estuviese emergiendo. Esto ocasiona problemas de servicio.

La cimentación del edificio de la Lotería Nacional, es del tipo totalmente compensada. Esta técnica, que consiste en quitar un peso de tierra igual al

peso del edificio por construir, fue aplicada por el ingeniero Cuevas,<sup>19</sup> técnica que además fue desarrollada por él mismo.

Para seguir citando otros ejemplos de edificios famosos por los efectos que han sufrido durante su vida, tenemos, la Columna de la Independencia, que fue cimentada sobre pilotes de punta. Estos se apoyan en el estrato duro, es decir, están fijos. Con el proceso de hundimiento por consolidación que presenta el suelo en esa parte del Valle de México, la columna ha sobresalido de tal modo que pareciera que emerge. En Italia, la muy famosa torre de Pisa, ha sufrido un desplome tal que es apreciable a simple vista, y es el ejemplo típico de la falla de la cimentación de un edificio.

Pero no todas las cimentaciones tienen un mal comportamiento. La Torre Latinoamericana es un ejemplo de cómo un edificio tan esbelto desplantado en el suelo del centro de la Ciudad de México se puede mantener sin desplomes y prestando un adecuado servicio.

Con lo expuesto hasta ahora el lector ya habrá notado que todos los edificios necesitan una cimentación, y habrá intuido también, además, el porque es importante que se diseñe y construya correctamente esta parte de la estructura. Se hacer notar, con especial énfasis que, las propiedades de gran parte del suelo de la Ciudad de México han sido siempre desfavorables para la construcción de estructuras, ya sean, edificios o calles, por ejemplo.

### **i.3 Qué es una cimentación.**

Imagínese que alguien toma un cuchillo bien afilado y trata de cortar un pedazo de pan. Este alguien no hubiera intentado tomar el cochillo por la hoja y cortar el pedazo de pan con el mango, obviamente, porque además de resultar lastimado, seguramente no hubiera podido cortar el pan. La fuerza con esta persona cortará el pan con el cuchillo afilado será menor que la que usaría, para el mismo efecto, si el cuchillo no estuviese afilado. De lo anterior se puede deducir que el tamaño del área de contacto de la hoja del cuchillo será proporcional a la fuerza que alguien tiene que aplicar para cortar un objeto.

En el suelo, que recibe el peso de un edificio, se presenta un fenómeno similar. Pero, contrariamente al caso del cuchillo para cortar pan (donde es conveniente que la hoja este bien afilada), esta vez, se buscará tener una mayor área de contacto entre el edificio y el suelo para que éste último permanezca en pie sobre el terreno y no se hunda dentro de la masa suelo, lógicamente.

Supóngase que se tiene que construir un muro sobre el terreno. Si el suelo es lo suficientemente resistente, el muro construido quedará en pie, siempre que, alguna otra estructura lo ayude a mantenerse inmóvil en el sentido perpendicular al eje del mismo. Si este muro fuese desplantado sobre terreno poco resistente, existiría la posibilidad que el mismo se hunda por su peso propio, o bien, al recibir la carga adicional de una losa, trabe u otro muro que se desplante sobre éste. Hay un problema. Este problema es precisamente el hundimiento del muro dentro la masa de suelo que se presenta cuando se le construye sobre un terreno poco resistente. ¿Cuál es la solución? Si se quiere evitar los hundimientos al construir el muro en un terreno poco resistente, se tendrá que acrecentar el área de desplante, es decir, se deberá aumentar el área en la base del muro y con eso se evitará la penetración del muro en el suelo. La misma fuerza vertical –peso del muro más alguna otra carga que este muro reciba- actuará sobre un área mayor y, por lo tanto, la presión o esfuerzo que recibirá el suelo en el área de contacto será menor y como consecuencia, el muro ya no se hundirá en el suelo. Entonces, se debe entender que la base o cimentación del muro será aquella parte de la estructura que transmitirá y distribuirá los esfuerzos del muro en el suelo. Por supuesto, hay que recordar que nunca es conveniente que las estructuras se hundan, ya que se pondría en peligro su estabilidad y su funcionalidad.

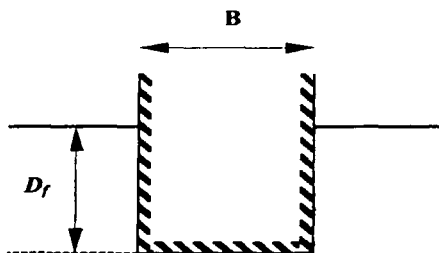
Ahora, véase lo que sucede con una columna. Se intuye que la columna se podrá hundir con mayor facilidad en el suelo si el área transversal a su eje es pequeña. En cambio, si se construye en la base de la columna un apoyo que reciba a la misma antes del contacto directo con el suelo, notaremos que ésta ya no se hundirá. Una analogía de éste fenómeno se ilustra con el caso de un alfiler. Al tomar un alfiler e intentar clavar la punta de éste en la mano de alguien, aún cuando se aplique poca fuerza, se logrará, y este alguien quedará lastimado. Si ahora el mismo alfiler se toma al revés y se intenta clavar la cabeza de éste en una mano ya no se logrará, aunque se realice un esfuerzo considerable. Este último caso es que se busca reproducir en el caso de las estructuras cuando se desplantan en su terreno de cimentación.

De los anteriores ejemplos se puede deducir que la cimentación es aquella parte de la estructura la cual sirve para transmitir el peso de la misma al terreno natural. El peso de la superestructura se transmite y redistribuye primeramente en la cimentación, también llamada subestructura. Así, el terreno cargará el peso de la estructura redistribuido, y por lo tanto, los esfuerzos que recibirá serán menores. Al ser menores los esfuerzos actuantes sobre la masa de suelo se podrá esperar una mayor estabilidad, un mejor funcionamiento y una mayor vida útil de la estructura. Se puede definir esfuerzo como aquella dimensión compuesta que indica la carga por unidad de área a que se somete un elemento. Para este caso, el esfuerzo sería algo similar a lo que es una presión.

### Clasificación de las cimentaciones.

Existen diferentes formas y modos de trabajo cuando se habla de cimentaciones. Una cimentación se elige en función de la clase de estructura que soportará y del suelo sobre el cual se desplantará. Cabe mencionar que casi todas las estructuras de obras civiles deberán tener una cimentación. Las calles y carreteras, presas y edificios necesitan una estructura de cimentación. Los túneles y canales, no todos, necesitarán una cimentación.

Las cimentaciones se pueden clasificar en función de la profundidad de su desplante. Las cimentaciones someras o superficiales son aquellas que se construyen a poca profundidad, tal vez hasta unos 6 metros en el Valle de México. Estas cimentaciones pueden ser zapatas aisladas para recibir la carga de columnas o zapatas corridas para recibir la carga de muros. Las zapatas son un basamento en forma trapezoidal que actúan análogamente como lo hace un pie humano. La expresión de "cimiento poco profundo"<sup>20</sup> comúnmente se refiere a aquella en el que el ancho  $B$  es igual o mayor que la distancia vertical entre el terreno natural y la base del cimiento, longitud conocida como profundidad de desplante,  $D_f$ .





Otra cimentación somera puede ser una losa. A veces, una losa se construye cuando la retícula formada por el cruce de zapatas corridas deja tan pocos espacios de terreno que mejor se opta por cubrir todo con concreto reforzado.

Las cimentaciones intermedias, con respecto a la profundidad de excavación necesaria para su construcción, son aquellas que no se consideran someras ni profundas y son los cajones de cimentación apoyados, o no, en pilotes. Existen, además, las cimentaciones profundas, que pueden alcanzar decenas de metros, las cuales son representadas por los pilotes, las pilas y los cilindros. Los pilotes son elementos esbeltos y muy largos en una de sus longitudes con respecto a las otras dos. Los pilotes son prefabricados y se tienen que ser hincados en el terreno natural. En los pilotes, el efecto de pandeo, por flexocompresión, se minimiza o anula debido a la confinación del suelo. Las pilas son elementos de mucho mayor diámetro que los pilotes, se cuelan dentro del suelo y en el lugar donde trabajarán. Los cilindros son cimientos cuya forma es precisamente la de un cilindro y cuyas secciones alcanzan varios metros de diámetro, también se cuelan en el lugar. Los cilindros son huecos y se usan generalmente para recibir grandes cargas como los apoyos de un puente. La diferencia entre los cilindros y las pilas, además de su tamaño, está constituida por sus distintos procesos constructivos.

Los pilotes pueden ser de fricción o de punta. Los pilotes de fricción desarrollan su resistencia con la fricción provocada en sus paredes al hacer contacto con el suelo. Los pilotes de punta desarrollan su capacidad de carga al apoyarse en un estrato duro. La esbeltez de estos elementos, como ya se señalaba, no los lleva a presentar problemas de pandeo puesto que el pilote está confinado dentro del suelo. Existen también los llamados pilotes de control, los cuales están apoyados en un estrato resistente que permiten, por medio de un mecanismo similar al de una tuerca, ajustar el edificio a los posibles hundimientos del terreno, subiéndolo o bajándolo, de tal suerte que la estructura no quede desplomada o "flotando" como en el caso de la Columna de la Independencia.

#### **i.4 Cimentaciones compensadas.**

Las cimentaciones compensadas son aquellas que se basan en el principio de remover en el mismo lugar un peso de tierra equivalente al peso del edificio por construir, es decir, se busca anular el incremento neto de carga. Cuando sucede lo anterior se dice que la cimentación es *totalmente compensada*. Cuando el peso del edificio sigue siendo mayor al del suelo extraído se dice que la cimentación es *subcompensada* o *parcialmente compensada*, y cuando el edificio colocado pesa menos que el volumen de suelo extraído la cimentación es del tipo *sobrecompensada*. Las cimentaciones compensadas, según la clasificación expuesta, generalmente estarán clasificadas como someras e intermedias. Para aumentar la capacidad de carga del suelo las cimentaciones compensadas se pueden combinar con el uso de pilotes.

Para construir un edificio que utilice una cimentación compensada se debe realizar una excavación en el lugar. Se extraerá material con un peso total de la misma magnitud que el peso de la estructura por levantarse. Después de colocar la estructura, es decir, una vez construido el edificio, el suelo "sentirá" que sigue cargando lo mismo y por lo tanto no deberán presentarse hundimientos o expansiones. Claro que la construcción de un edificio no es instantánea, por lo que se requiere vigilar las posibles expansiones y la falla de fondo del terreno una vez realizada la excavación, así también, los hundimientos que se produzcan al construir una estructura sobre un terreno ya relajado de esfuerzos. Además, en la construcción de cimentaciones compensadas, se deberán cuidar los taludes de la excavación para que estos no se deslicen. Como posibles soluciones a la falla de fondo y a la falla de fondo por subpresión, se recomienda realizar la excavación y construcción de la cimentación por partes, de tal manera que, las áreas de excavación sean pequeñas y no pongan en inestabilidad a la misma.

Cuando el agua freática se presente en el sitio de la excavación seguramente impondrá las condiciones propias para que se presenten daños como los efectos que traería una falla de fondo por subpresión. Esta subpresión no es otra cosa, sino el empuje que produce el agua en dirección vertical y hacia arriba sobre el terreno o la estructura al fluir a través de la masa de suelo. Es conveniente abatir el nivel de aguas freáticas fuera de los límites de la excavación para poder trabajar en seco con maquinaria ordinaria durante el proceso de construcción. En el cuerpo de este trabajo se expondrán las soluciones posibles para anular el efecto negativo del agua freática.

Durante el desarrollo de esta tesis se presentan los métodos y teorías para el cálculo de la capacidad de carga del suelo y para el diseño de una cimentación compensada donde se presenta el nivel de aguas freáticas, *NAF*. En las zonas que antes fueron lago en el valle de México, es común que se presenten casos en los que en excavaciones, incluso superficiales, el espejo del agua freática aparece, y es que, en las zonas donde el nivel del agua antes tenía un tirante de unos cuantos centímetros arriba del nivel del suelo, actualmente, ese mismo tirante, sigue estando presente, pero en estos tiempos se localiza a escasos metros de profundidad.

### **i.5 Descripción de los capítulos subsecuentes.**

Hasta estas líneas, el lector ya ha de estar enterado del tipo de problemas que se presentan en la ingeniería de cimentaciones y entonces deberá comprender que los responsables de la tarea de construir la infraestructura, los ingenieros civiles, necesitan conocer los mecanismos y las técnicas que los lleven a la solución de tales. En los capítulos siguientes de esta tesis se presentan los procedimientos de solución a los problemas que las cimentaciones conllevan enfocándose a las cimentaciones compensadas. Así mismo, se describen las teorías y métodos de solución a los problemas que se presentan en general en este campo de acción de las cimentaciones. Hay que recordar que cada caso en ingeniería, incluyendo las cimentaciones, tiene una solución particular, no hay recetas o procedimientos aplicables metódicamente.

Así, en el capítulo I, se describe que es la *capacidad de carga*, cuales son las principales teorías de solución al problema y sus hipótesis, las cuales se aplican a suelos del tipo cohesivos o friccionantes, y cuales a suelos con ambas características. El primer capítulo trata los efectos y recomendaciones para cimentar en los diferentes tipos de suelos, además de las consideraciones que hay que tomar en cuenta por la presencia del *nivel de aguas freáticas*. Antes, se describen algunas características de la exploración del suelo que deberá realizarse previamente a cualquier proceso de diseño o construcción.

En el capítulo II se estudia la *interacción estática suelo-estructura*, que se refiere al análisis de la estructura y el sistema de cargas aplicadas al terreno de cimentación, considerando que las deformaciones justo en la zona de contacto entre el terreno y la cimentación serán definitivamente iguales en magnitud.

Este método se aplica principalmente en suelos de mediana y alta compresibilidad, y sirve para conocer la configuración real de deformaciones que se presentarán en el terreno de cimentación de una nueva estructura en el nivel de desplante, esto implicará también, que se podrán conocer los elementos mecánicos que servirán para el correcto diseño de la cimentación de una estructura. Este método aprovecha las herramientas actuales de fácil acceso hoy para todos como lo son las computadoras personales.

En el capítulo III se analizan los factores que determinan la *estabilidad de las excavaciones*. Se expone la forma de trabajo de los taludes y de aquellos elementos destinados a servir de ademes para contener el empuje del suelo que las paredes de una excavación impone.

Haciendo a un lado los problemas que se crean en las fronteras de la excavación por el empuje del suelo que existe por la diferencia de niveles creado, y enfocándose en el área misma de la excavación, pudiera pensarse, casi intuitivamente, que no se crea ninguna condición que pueda conducir a una falla (una vez realizada la excavación o aún en proceso), idea que es del todo equivocada. La excavación misma implica la alteración de los esfuerzos en el suelo, lo cual es una invitación a la falla en ese lugar. Siendo así, se ha observado la aparición de la *falla de fondo*, que básicamente es un problema de capacidad de carga del suelo. En las siguientes líneas se estudiará la *falla de fondo* y también se analizará el efecto que el agua tiene sobre los elementos de retención y en general sobre las excavaciones. El nivel freático importará, no sólo porque en condiciones estáticas es una frontera horizontal (que impide maniobrar en seco en el fondo de la excavación), y en condiciones dinámicas, con flujo de agua través de la masa de suelo, no lo es más, sino, porque impactará la estabilidad de la masa de suelo ya que crea fuerzas de filtración y subpresiones, las cuales tienen efectos muy negativos. Los conceptos teóricos citados son tomados básicamente de los libros de Mecánica de Suelos de Eulalio Juárez Badillo y Alfonso Rico.

El capítulo IV trata del *diseño de la cimentación*. Se analizan las cargas que obran sobre un cimiento las cuales son de diferentes clases y en general se dividen en acciones permanentes, acciones variables y acciones accidentales. Cada una de ellas actúa de manera diferente. En un edificio, la principal acción permanente es la carga muerta y la principal acción variable es la carga viva. La carga muerta se emplea para revisiones a corto y a largo plazo, mientras que la carga viva varía con el tiempo; por ello, se tienen que considerar diferentes magnitudes de carga viva para revisiones a corto plazo

(carga viva máxima) y a largo plazo (carga viva instantánea). Las acciones accidentales más conocidas son las debidas a efectos de sismo o de viento, aunque otras acciones pueden ser importantes, por ejemplo, inundaciones por huracanes en construcciones cercanas a la costa, fuerzas de erosión del subsuelo, etcétera.

En el capítulo IV también expone la manera de revisar los estados límite de falla y de servicio para una cimentación y su terreno de desplante. Así pues, con los datos del sistema de cargas sobre el cimiento y las propiedades mecánicas del terreno de cimentación, se procede a revisar la seguridad del suelo de cimentación, tanto por resistencia al corte como por deformaciones del mismo. Esta revisión se debe hacer para condiciones a corto plazo, a largo plazo, bajo condiciones accidentales y otras que pudieran provocar problemas de estabilidad del subsuelo. El tipo de estructura de cimentación que se elige es aquella que cumple todos y cada uno de los requisitos de seguridad al menor costo. Este proceso en general es iterativo, pues no se conoce a priori la clase de infraestructura óptima para un edificio y subsuelo dados.

Una vez seleccionada la subestructura se procede al *análisis y diseño estructural* de la misma, empleando los métodos usuales para tal fin, tomando precauciones especiales como protección contra cambios volumétricos, protección del acero de refuerzo, protección contra erosión del subsuelo, por citar algunas. Con el diseño final, una vez más, se revisarán las deformaciones inducidas en el terreno de cimentación, esta vez, haciendo uso del concepto interacción estática suelo-estructura.

En el capítulo V se presenta un ejemplo del *cálculo de las deformaciones (expansiones y asentamientos)* que ocurren con la construcción de un edificio que utiliza una cimentación compensada. En este ejemplo también se revisan las condiciones de capacidad de carga para del terreno de cimentación y además se revisan las condiciones de estabilidad de la excavación. Se hace una revisión sísmica. En el segundo ejemplo se hace énfasis en el cálculo de una losa para una cimentación compensada y se da principal importancia a la parte de interacción estática suelo-estructura. Por último, se diseña la losa de cimentación y los demás elementos estructurales de conforman la cimentación.

El último capítulo, el VI, se refiere a las *conclusiones* que se extraen de los dos ejemplos. Se proponen recomendaciones para la práctica de las

cimentaciones. También se exponen las conclusiones generales de este trabajo.

El contenido de esta tesis está fundamentado en los conocimientos obtenidos en la Facultad de Ingeniería, así también, en los libros de autores tan relevantes como Eulalio Juárez Badillo y Alfonso Rico, por citar sólo algunos, en el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal y en los trabajos de muy importantes investigadores. De una manera especial me sirvieron como base los apuntes para el curso de cimentaciones de los ingenieros Margarita Puebla, Héctor Sanginés y Agustín Deméneghi. El ingeniero Agustín Deméneghi ha sido una guía invaluable y un apoyo incondicional para la realización de este trabajo.

¿Por qué escogí este tema? Tengo que reconocer que en este trabajo se da gran importancia al comportamiento de los suelos ante sollicitaciones provocadas por las obras de ingeniería civil. La justificación de mi elección por este tema queda resumida en la siguiente frase:

*"La mecánica de suelos trata con el material que conjuga a dos de los cuatro elementos de la naturaleza que fascinaron a los hombres de antes y siguen fascinando a los hombres de hoy. La tierra y el agua."*

*Nabor Carrillo*

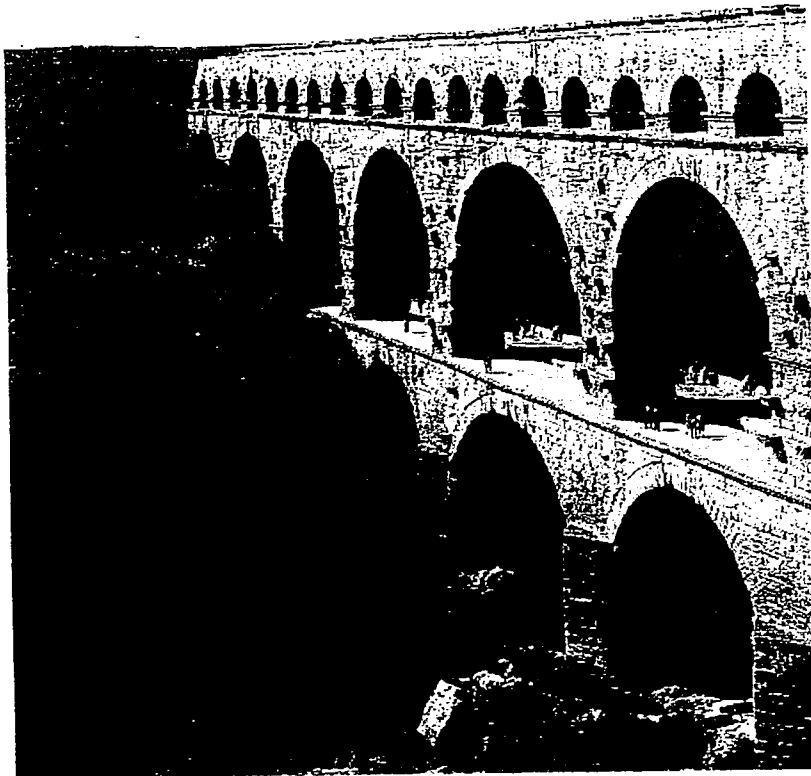
## **i.6 Objetivo de la tesis.**

Esta tesis pretende describir cuales son las técnicas actuales utilizadas en la ingeniería de cimentaciones para la solución de un problema específico enfocándose en el caso de las llamadas *cimentaciones compensadas*.



*fig i.1*

*Los romanos lograron conquistar el mundo, el de aquel entonces, apoyados con su red de más de 85 mil kilómetros de carreteras y caminos de primer orden, que unían, en el momento de mayor esplendor del Imperio; desde Escocia hasta la India; desde el Eúfrates hasta las Columnas de Hércules en España; desde los desiertos libios hasta Alemania. Caminos los cuales todos, verdaderamente, conducían a Roma.*



ESTRUCUTURA CON  
SERVICIO DE ORIGEN

*fig i.2*

*Arco sobre arco. El Pont du Gard, que es también un acueducto, fue construido en Nîmes, Francia. Con sus tres hileras de arcos es un ejemplo de la fabulosa ingeniería romana. Hoy se conserva bien a más de 2000 años de su construcción.*



- <sup>1</sup> C.C. Furnas, Joe McCarthy. "El Ingeniero", página 9. *Time Life, Segunda Edición, México, D.F., 1980.*
- <sup>2</sup> León López, Enrique. "La Ingeniería en México", páginas 9 y 11. Edit. Limusa, México, D.F., 1989.
- <sup>3</sup> Colegio de Ingenieros Civiles de México. "La Ingeniería Civil Mexicana, un Encuentro con la Historia", página 17. CICM, Ciudad de México, MCMXCVI.
- <sup>4</sup> Colegio de Ingenieros Civiles de México. "La Ingeniería Civil Mexicana, un Encuentro con la Historia", página 18. CICM, Ciudad de México, MCMXCVI.
- <sup>5</sup> Colegio de Ingenieros Civiles de México. "La Ingeniería Civil Mexicana, un Encuentro con la Historia", página 172. CICM, Ciudad de México, MCMXCVI.
- <sup>6</sup> C.C. Furnas, Joe McCarthy. "El Ingeniero", página 62. *Time Life, Segunda Edición, México, D.F., 1980.*
- <sup>7</sup> Colegio de Ingenieros Civiles de México. "La Ingeniería Civil Mexicana, un Encuentro con la Historia", páginas 35 y 39. CICM, Ciudad de México, MCMXCVI.
- <sup>8</sup> Colegio de Ingenieros Civiles de México. "La Ingeniería Civil Mexicana, un Encuentro con la Historia", página 19. CICM, Ciudad de México, MCMXCVI.
- <sup>9</sup> Fernández, Justino. "El Palacio de Minería", página 16. *Imprenta universitaria 1935 - 1985, UNAM, 1985.*
- <sup>10</sup> Colegio de Ingenieros Civiles de México. "La Ingeniería Civil Mexicana, un Encuentro con la Historia", página 71. CICM, Ciudad de México, MCMXCVI.
- <sup>11</sup> Colegio de Ingenieros Civiles de México. "La Ingeniería Civil Mexicana, un Encuentro con la Historia", página 69. CICM, Ciudad de México, MCMXCVI.
- <sup>12</sup> Deméneghi Colina, A., Sanginés García, H. y Puebla Cadena M., "Apuntes de Cimentaciones". *Profesores del Departamento de Geotecnia, División de Ingeniería Civil, Topográfica y Geodésica, Facultad de Ingeniería UNAM. Página 1, 1994.*
- <sup>13</sup> Deméneghi Colina, A., Sanginés García, H. y Puebla Cadena M., "Apuntes de Cimentaciones". *Profesores del Departamento de Geotecnia, División de Ingeniería Civil, Topográfica y Geodésica, Facultad de Ingeniería UNAM. Página 2, 1994.*
- <sup>14</sup> Deméneghi Colina, A., Sanginés García, H. y Puebla Cadena M., "Apuntes de Cimentaciones". *Profesores del Departamento de Geotecnia, División de Ingeniería Civil, Topográfica y Geodésica, Facultad de Ingeniería UNAM. Página 2, 1994.*
- <sup>15</sup> León López, Enrique. "La Ingeniería en México", páginas 31 y 32. Edit. Limusa, México, D.F., 1989.
- <sup>16</sup> Deméneghi Colina, A., Sanginés García, H. y Puebla Cadena M., "Apuntes de Cimentaciones". *Profesores del Departamento de Geotecnia, División de Ingeniería Civil, Topográfica y Geodésica, Facultad de Ingeniería UNAM. Página 6, 1994.*
- <sup>17</sup> León López, Enrique. "La Ingeniería en México", página 34. Edit. Limusa, México, D.F., 1989.
- <sup>18</sup> León López, Enrique. "La Ingeniería en México", página 34. Edit. Limusa, México, D.F., 1989.
- <sup>19</sup> León López, Enrique. "La Ingeniería en México", página 35. Edit. Limusa, México, D.F., 1989.
- <sup>20</sup> Juárez Badillo, E. y Rico, A., "Mecánica de Suelos", Tomo II, página 363, Edit. Limusa, México, D.F., 1976.
- <sup>18\*</sup> Colegio de Ingenieros Civiles de México. "La Ingeniería Civil Mexicana, un Encuentro con la Historia", página 40. CICM, Ciudad de México, MCMXCVI.
- <sup>18\*</sup> Colegio de Ingenieros Civiles de México. "La Ingeniería Civil Mexicana, un Encuentro con la Historia", página 39. CICM, Ciudad de México, MCMXCVI.

# I. Capacidad de Carga.

---

Antes de definir el concepto de *capacidad de carga*, es conveniente mencionar, que necesaria y previamente a cualquier diseño o inicio de proceso constructivo, se deberá realizar una exploración geotécnica completa en el lugar donde se pretende levantar una estructura. Como resultado de esto se conocerán las características cuantificables de un suelo, es decir, sus propiedades.

Así pues, la exploración geotécnica deberá proporcionar información sobre las condiciones estratigráficas del sitio en estudio, las condiciones de presión del agua del subsuelo y las propiedades mecánicas de los suelos, las cuales son resistencia, compresibilidad y permeabilidad. Asimismo, la exploración geotécnica facilitará el diseño racional de la estructura de cimentación y la elección del método constructivo adecuado para su ejecución.<sup>1</sup>

El programa de exploración geotécnica se puede considerar en dos partes. La primera, de investigación preliminar, deberá permitir la definición tentativa de los problemas geotécnicos del sitio. Se obtendrá información, la cual puede disponerse de fuentes de investigación científica y tecnológica como los son las instituciones y sociedades relacionadas con la geología, la geografía y la mecánica de suelos, entre otras. Esta información puede ser obtenida en forma de cartas geológicas, fotografías aéreas, o estudios previos de mecánica de suelos, por ejemplo. También, como parte de la investigación preliminar, el ingeniero deberá recorrer físicamente observando el campo en estudio.

La segunda parte de la investigación geotécnica, es la investigación de detalle, que es función del criterio de preselección de los posibles problemas a presentarse en el sitio de estudio. Los resultados finales de la investigación de detalle serán los mencionados al principio, es decir, el conocimiento de los parámetros de resistencia, compresibilidad y permeabilidad del suelo en estudio. La investigación de detalle también puede contener estudios de levantamiento geológico, información que generalmente ya está publicada y a disposición del interesado.

El muestreo y exploración en campo, como parte de la investigación de detalle, se realiza con penetrómetros, como son los conos o tubos de acero. Con esto se logra conocer la estratigrafía del sitio, la variación con la profundidad de la compacidad relativa y la resistencia al corte drenada en las arenas, así como la resistencia al corte no drenada en las arcillas. En el caso de muestreo inalterado se utilizan tubos especiales con los cuales se pretende no mover o remoldear el acomodo de las partículas de suelo al obtener la muestra. También se obtienen muestras a cielo abierto.

Siguiendo con la exploración geotécnica de detalle se tiene que los ensayos de laboratorio permitirán clasificar los suelos encontrados y obtener sus parámetros de resistencia y deformabilidad para el posterior diseño de la cimentación. Los estudios de laboratorio comprenden la realización de pruebas índice y mecánicas. Las pruebas índice son la de granulometría, contenido de agua, límites de consistencia, densidad de sólidos y peso volumétrico. Las pruebas mecánicas buscan conocer la resistencia al esfuerzo cortante y para esto se realizan las pruebas de compresión triaxial, compresión no confinada, corte directo y torcómetro. Las pruebas mecánicas buscan conocer la deformabilidad del suelo y para esto se realizan las pruebas de compresibilidad y de expansividad.

Con la interpretación de los resultados obtenidos de la exploración geotécnica y en especial gracias al desarrollo de pruebas de laboratorio, se conocerán los parámetros de las propiedades mecánicas de un suelo. Posteriormente se podrá calcular la capacidad de carga de éste.

En mecánica de suelos se entiende por *capacidad de carga* de un suelo, la resistencia máxima que puede desarrollar éste para soportar un peso encima, el cual inducirá esfuerzos en toda la masa del suelo, sin que se produzca un colapso o falla brusca. Conociendo la capacidad de carga de un suelo se pueden calcular las dimensiones de la cimentación necesarias para que el conjunto estructura-suelo trabaje en equilibrio. Por otro lado, también será necesario calcular los asentamientos o expansiones que el suelo va a sufrir con la aplicación de tales esfuerzos, es decir con la aplicación de una carga que puede ser el peso de una estructura, cuidando siempre que estos desplazamientos sean tolerables.

El estudio de la capacidad de carga de un suelo se desarrolla a partir de la Teoría de la Elasticidad y la Teoría de la Plasticidad.<sup>2</sup> En la Teoría de la

Elasticidad, cuyas hipótesis de estudio son la presencia de un medio limitado por una sola frontera plana, es decir, un medio semiinfinito, que además es homogéneo, isótropo y linealmente elástico, se supone un comportamiento de la masa de suelo dentro del rango elástico que responde según la Ley de Hooke. Luego, aplicando esta filosofía, se encuentran los esfuerzos a que está sometido el suelo y luego se comparan con los esfuerzos que este suelo puede soportar sin que se produzcan fallas o deformaciones que afecten el funcionamiento del conjunto. Una aplicación práctica de la Teoría de la Elasticidad que tiene resultados muy cercanos a la realidad, es la solución de Boussinesq,<sup>3</sup> dada ya en 1885, con la cual se calculan los asentamientos de los suelos sujetos a consolidación. La Teoría de la Plasticidad, supone un material homogéneo e isótropo en un medio semiinfinito, no considera efectos en el tiempo, tampoco considera fenómenos de histéresis en la curva esfuerzo-deformación y no toma en cuenta efectos de temperatura. La Teoría de la Plasticidad auxilia a la de la Elasticidad, ya que en el caso de que la masa de suelo no resista la acción de los esfuerzos inducidos, la misma se deformará y fallará, supuestamente, pero al estar confinadas las partículas del suelo al lado de otras, los esfuerzos se transmitirán en parte y se redistribuirán en todo el medio continuo, y por lo tanto, se presentará un comportamiento plástico. Cuando este comportamiento plástico sea transmitido a lo largo de todo el medio semiinfinito se presentará, hasta entonces, la falla general. Cabe señalar que el cálculo de asentamientos y de capacidad de carga obtenidos a partir de la Teoría de la Elasticidad y de la Plasticidad, respectivamente, son muy aceptables aunque nunca acordes con una solución estrictamente matemática. Con el afán de simplificar los problemas que son reflejo de la realidad, las hipótesis tomadas en cuenta por los autores de estas teorías no son tan reales, y así de tiene que, un suelo no es homogéneo, ya que sus propiedades mecánicas no son las mismas en todos los puntos de la masa; ni isótropo, pues en un punto dado esas propiedades pueden variar en las distintas direcciones del espacio; tampoco un suelo es linealmente elástico, pues las relaciones esfuerzo-deformación de los suelos no corresponden a este comportamiento.

Las Teorías de Capacidad de Carga se basan en la Teoría de la Plasticidad porque se supone un comportamiento rígido plástico para el suelo, ya que en la mayoría de los casos prácticos, las deformaciones de los suelos previas a la falla (deformaciones elásticas) son muy pequeñas y pueden despreciarse. La Plasticidad implica que las Teorías de Capacidad de Carga solo serán válidas en el instante mismo del colapso, donde las deformaciones serán grandes.

La principal aplicación de las siguientes Teorías de Capacidad de Carga es en el campo de las cimentaciones.

### **I.1 Diferentes teorías.**

Las diferentes teorías presentadas aquí y que ayudan a estimar la capacidad de carga de los suelos, fueron desarrolladas recientemente, a partir de 1920, y son el resultado de un esfuerzo por convertir el problema del cálculo de cimentaciones en un desarrollo más científico.

El problema de la Capacidad de Carga de los suelos se puede reducir en dos casos, para suelos *puramente cohesivos* ( $c \neq 0$ ,  $\phi = 0$ ), donde  $c$  es la cohesión del suelo y  $\phi$  el *ángulo de fricción interna*, y para los suelos *puramente friccionantes*, ( $c = 0$ ,  $\phi \neq 0$ ). Hoy existen teorías que presentan el caso más general, el de los suelos *cohesivos friccionantes*.

En 1920, L. Prandtl,<sup>4</sup> propone una solución para suelos puramente cohesivos. Esta solución es la base de todas las teorías de capacidad de carga. Supone un medio semiinfinito, homogéneo, isótropo y rígido-plástico perfecto, así como un elemento de longitud infinita y base plana. Consideró también, que el contacto entre el elemento y el medio era perfectamente liso. Prandtl propone el mecanismo de falla ilustrado en la *figura 1.1*. La resistencia del medio es constante y vale  $c$ . Obtuvo la expresión siguiente:

$$q_c = (\pi+2)c$$

Donde  $q_c$  es la carga límite en la superficie AB de aplicación de la carga, y representa el valor máximo de la presión del elemento rígido antes de que éste penetre en el medio semiinfinito.

La teoría de los cuerpos perfectamente plásticos demuestra que el área ACE de la *figura 1.1* es una región de esfuerzos de compresión constantes. La zona definida por los puntos AEH es llamada zona radial de esfuerzos cortantes. Esta zona es de transición entre la semicuña de penetración AGH, también de esfuerzos constantes, y la región de esfuerzos de compresión constantes ACE. La cuña ABH se mueve verticalmente intentando penetrar en el suelo como si formara parte de la misma estructura rígida del cimientto.

Hill, R.,<sup>5</sup> propone en 1949 una solución alternativa mostrada en la *figura 1.2.a*. Las zonas AGC y AFD son de esfuerzos constantes y la región AFG es de esfuerzos radiales. La expresión propuesta es:

$$q_c = 2c(1 + \theta)$$

Un supuesto es que el elemento rígido ACG desciende con una velocidad unitaria con valor de  $\sqrt{2}$  en dirección del lado CG. La expresión propuesta por Hill es más general que la de Prandtl. En el caso en que la superficie del medio semiinfinito no sea plana sino de la forma indicada en la *figura 1.2.b*, la expresión  $q_c = 2c(1 + \theta)$ , tiene los siguientes límites:  $q_c = 2c$ , para  $\theta = 0$ , que es el caso de una prueba de compresión simple, y  $q_c = (\pi + 2)c$ , (expresión de Prandtl) si  $\theta = 90^\circ$ , que corresponde a una superficie horizontal en el medio semiinfinito.

En 1956, Terzaghi<sup>6</sup> propone su teoría. Ésta supone un trabajo conjunto de las características de cohesión y fricción de los suelos. Terzaghi deja de tomar en cuenta la resistencia al esfuerzo cortante de la sobrecarga arriba del nivel de desplante,  $D_f$ , de la base del cimiento, despreciándola. Esa porción del terreno sólo produce el efecto mismo de la sobrecarga  $q = \gamma D_f$ , donde  $\gamma$  representa el peso específico del suelo. Terzaghi basa su teoría en la suposición de trabajar con cimientos poco profundos en los que el ancho B es igual o mayor a la distancia vertical entre el terreno natural y la base del cimiento (profundidad de desplante,  $D_f$ ). Terzaghi propone el mecanismo de falla ilustrado en la *figura 1.3*. La zona I es llamada cuña de penetración. Actúa como un cuerpo rígido y como si fuera parte de la misma estructura del edificio, además, se desplaza verticalmente hacia abajo. La zona II es llamada frontera de transición radial. La zona III es parte de la propuesta de falla y responde al estado pasivo de Rankine. La frontera AC formará con la horizontal un ángulo  $\phi$  si la base del cimiento es rugosa, pero si esta fuera idealmente lisa, el valor de ese ángulo sería  $45 + \phi/2$ . En cambio, en la frontera AD, el valor del ángulo con respecto a la horizontal es  $45 - \phi/2$  en cualquiera de los dos casos, es decir, en el caso en que la base del cimiento sea rugosa o idealmente lisa. La letra  $\phi$  sigue representando el *ángulo de fricción interna* del material. Basándose en un análisis matemático, Terzaghi propone la siguiente ecuación fundamental, la cual supone un cimiento cuadrado pero de longitud infinita, hipótesis general en estas teorías:

$$q_c = cN_c + \gamma D_f N_q + 1/2 \gamma B N_\gamma$$

donde:

$q_c$  es la presión máxima que puede darse al cimiento por unidad de longitud sin provocar la falla, es decir, es la capacidad de carga última para ese elemento.  $N_c$ ,  $N_q$  y  $N_\gamma$  son los factores de capacidad de carga. Estos coeficientes adimensionales únicamente son función del ángulo  $\phi$ , y representan la cohesión, la sobrecarga y el peso del suelo, respectivamente. Terzaghi graficó el valor de estos coeficientes.

Como ya se dijo, la teoría de Terzaghi es aplicable a cimientos de longitud infinita normal al plano del dibujo de la *figura 1.3*. Para cimientos cuadrados o redondos Terzaghi propone modificaciones basadas en su expresión fundamental obtenidas únicamente por medios experimentales ya que no existen teorías para esas formas de cimiento. La Teoría de Terzaghi es recomendable para toda clase de cimentaciones superficiales en cualquier suelo, pudiéndose aplicar con gran confiabilidad hasta el límite  $D_f \leq 2B$ .

En suelos puramente cohesivos, Skempton A.,<sup>7</sup> propone una expresión similar a la de Terzaghi para el mismo caso:

$$q_c = cN_c + \gamma D_f$$

En esta igualdad el valor del coeficiente  $N_c$  varía con la relación  $D/B$ , donde  $D$  es la profundidad de entrada del cimiento en suelo resistente y  $B$  su ancho. La magnitud de  $N_c$  crece al aumentar la profundidad del cimiento en el estrato resistente pero sólo hasta cierto límite en el cual el valor mismo tiende a ser constante. Se puede esperar que el valor de  $N_c$  en la gráfica propuesta por Skempton sea de magnitud superior que el mismo evaluado con la expresión de Terzaghi, ya que el efecto que produce la cohesión por la sobrecarga, que actúa como un peso en la dirección de la gravedad, y que ahora si se considera, ayudará a impedir la falla. Esta vez se tendrá una superficie de mayor desarrollo, la cohesión trabajará más, y por lo tanto, deberá corresponderle un mayor valor de  $N_c$ . Evaluando el coeficiente  $N_c$  con el criterio de Skempton se podrá tener un buen nivel de confianza de la magnitud de la capacidad de carga obtenida, ya que en las estructuras reales siempre se considera desplantar parte del cimiento a cierta profundidad del estrato resistente y no sólo colocarlo encima de éste. En la *figura 1.4* se ilustra la diferencia entre  $D$  y  $D_f$  para aplicar la teoría de Skempton. La Teoría de Skempton es apropiada para cimentaciones en arcilla cohesiva, (donde  $\phi = 0$ ),

ya sean éstas superficiales o profundas, incluyendo el cálculo de capacidad de carga en cilindros y pilotes.

Más adelante Meyerhof<sup>8</sup> presenta su Teoría de capacidad de carga. La propuesta toma en cuenta el material situado arriba del nivel de desplante, que además de ser una sobrecarga perfectamente flexible, contribuirá a crear superficies de deslizamiento donde se desarrollará una resistencia al esfuerzo cortante. Meyerhof supone esto porque entre más profundo es el cimiento más resistencia al corte desarrollará el material situado arriba del nivel de desplante por el simple hecho de que habrá más masa acumulada.

Esta teoría es válida para el caso de cimientos largos. En la *figura 1.5*, análogamente con respecto a las teorías anteriores, se puede observar una cuña ABB' donde los esfuerzos serán constantes y corresponderá al estado activo de Rankine. La zona ABC, limitada por el arco de espiral logarítmica, es una zona de esfuerzo cortante radial. La cuña BCDE es una zona de transición en que los esfuerzos varían desde los correspondientes al estado de corte radial, hasta los de una zona en estado plástico pasivo. La línea BD es la *superficie libre equivalente* y en ella actúan los esfuerzos libres normales,  $p_0$ , y tangenciales,  $s_0$ , correspondientes al efecto del material contenido en la cuña BDE. Se tiene la expresión de Meyerhof:

$$q_c = cN_c + p_0N_q + 1/2\gamma BN_\gamma$$

Los factores de capacidad de carga  $N_c$ ,  $N_q$  y  $N_\gamma$  se obtienen con superficies de deslizamiento diferentes que las usadas por sus colegas. Estos valores fueron calculados y graficados por Meyerhof. El término  $p_0$  ahora es la resultante indicada en la *figura 1.5* y no simplemente  $\gamma h$ .

En un trabajo más reciente Meyerhof propone una expresión que tiene la forma inicial que la de Terzaghi. Es decir:

$$q_c = cN_c + \gamma D_f N_q + 1/2\gamma BN_\gamma$$

En esta expresión los coeficientes  $N_c$ ,  $N_q$  y  $N_\gamma$  son función del ángulo de fricción interna  $\phi$ . Meyerhof propone distintos coeficientes de capacidad de carga para cimientos superficiales largos, circulares y cuadrados. Así mismo, para superficies rectangulares, propone multiplicar los factores de carga correspondientes a los cimientos superficiales muy largos por los *factores de forma*, obtenidos de manera totalmente empírica. Esta última expresión



propuesta por Meyerhof no toma en cuenta la capacidad de resistencia al corte de la sobrecarga como lo hizo en su expresión primera, y por lo tanto, la capacidad de carga real es mayor que la calculada. Además, Meyerhof propone unos nuevos factores llamados *de profundidad*. Con estos, se puede afinar el valor final de la capacidad de carga en los cimientos superficiales donde la profundidad de desplante es menor que el ancho del cimiento, es decir,  $D < B$ .

Para el caso de cargas que actúen a una distancia  $e$  del eje longitudinal del cimiento (excentricidad), Meyerhof utiliza su teoría de manera similar sólo que ahora considera que el ancho efectivo de la base del cimiento deberá ser considerado como  $B' = B - 2e$ . Usando  $B'$  en lugar de  $B$  se encontrará un nuevo valor para la capacidad de carga, que obviamente será menor, ya que, el ancho efectivo del cimiento ahora es más reducido.

Meyerhof también expone los factores llamados *de inclinación*, los cuales sirven para encontrar la componente vertical en el caso de que los cimientos superficiales trabajen bajo cargas inclinadas.

Para cimentaciones profundas Meyerhof señala que la capacidad de carga por punta para un pilote aislado se obtiene evaluando la siguiente igualdad:

$$q_c = c N'_c + \gamma D N'_q$$

El resultado, multiplicado por el área de sección transversal de la base del pilote aislado, dará su *capacidad portante total por punta* a la falla.  $D$  es la profundidad a la que está el estrato resistente de apoyo. Los factores  $N'_c$  y  $N'_q$  que son obtenidos de manera semi-empírica y toman en cuenta el efecto de profundidad; corresponden a pilotes hincados a golpe de sección cuadrada o circular.

Las teorías de Meyerhof pueden usarse en cimientos superficiales. También se pueden usar para determinar la capacidad de carga de cimientos profundos en arenas y gravas, incluyendo cilindros y pilotes, pero ejerciendo vigilancia especial, ya que en la práctica los valores son muy conservadores.

Por otro lado, Vesic describe algunas características en cuanto al mecanismo de falla de los suelos friccionantes. Las suposiciones principales tomadas por él son el trabajo de una cimentación superficial en suelo homogéneo sujeto a carga vertical y centrada. Vesic concluye que el tipo de falla depende de la

comprensibilidad del suelo, de las condiciones geométricas y de la condición de carga del cimiento. Propone una representación de diferentes tipos de falla de los suelos, los cuales se ilustran en la *figura 1.6*. En el dibujo aparece la *falla por corte general* que se caracteriza por la presencia de una superficie de deslizamiento continua desde un borde de la cimentación hasta la superficie del terreno en el lado opuesto. Este tipo de falla es característico de las arenas compactas, -las cuales trabajan como material incompresible-, cuándo el cimiento está desplantado a poca profundidad, es decir cuando el nivel de esfuerzos aplicado es bajo.

En la falla por *corte local* se presentan asentamientos del cimiento pero nunca una falla brusca ni la inclinación de la estructura. Se observará en la superficie del terreno cierto hundimiento que será menor que el producido por la *falla por corte general*.

Según Vesic, el mecanismo de falla para un cimiento angosto y superficial sobre arcilla normalmente consolidada y sensible será del tipo *por punzonamiento*, porque el suelo presenta gran deformabilidad y baja resistencia. No se define una superficie de falla, más bien el suelo se desplaza hacia los lados del cimiento dejando un poco atrás el efecto de compresión de las partículas bajo el cimiento. Igualmente, la falla *por punzonamiento* es común en las arenas sueltas, porque la arena en este estado presenta cierta compresibilidad la cual condiciona la falla. Así mismo, una zapata profunda en arena compacta requiere de esfuerzos muy altos para que falle. Cuando esto sucede, la arena compacta se comporta como arena suelta y la falla será del tipo *por punzonamiento*, es decir, seguirá un patrón de ruptura vertical por corte alrededor del cimiento. También, señala Vesic, la falla *por punzonamiento* se puede presentar en zapatas bastante superficiales si existen cargas dinámicas. No se observarán grandes desplazamientos superficiales de material.

## **I.2 Suelos friccionantes.**

La capacidad de carga última para un cimiento poco profundo en arenas o gravas depende de la compacidad relativa, la posición del *nivel de aguas freáticas*, NAF, ancho de la cimentación y profundidad de desplante, según se observa en la expresión de Terzaghi:

$$q_c = \gamma D_f N_q + 1/2 \gamma B N_\gamma$$

La *compacidad relativa* de la arena se refleja en los valores de  $N_q$  y  $N_\gamma$  que son los factores de capacidad de carga y son función del ángulo  $\phi$ . Los valores de estos factores aumentan mucho si el valor de la compacidad relativa lo hace. La compacidad relativa en arenas se determina por las correlaciones entre el número de golpes  $N$  y el valor del ángulo  $\phi$  en la prueba de penetración estándar. En arenas finas, poco permeables, situadas bajo el *nivel de aguas freáticas*, la prueba de penetración estándar arroja un valor de  $N$  mayor que cuando material se encuentra seco o no sumergido, porque al producirse el impacto, el agua no puede emigrar tan fácilmente entre los reducidos huecos de la arena, es decir, parte de la carga de impacto es tomada por el agua.

Ante la presencia del *nivel de aguas freáticas* se debe tomar especial cuidado en la magnitud de valores que se usarán para cálculos de capacidad de carga y asentamientos, ya que, el valor del peso específico del material sumergido, (es decir que se encuentra bajo el NAF), puede llegar a ser del orden de la mitad del mismo para material no sumergido. Por lo tanto, la capacidad de carga del suelo sumergido será afectada proporcionalmente.

Si se incrementa el ancho de la cimentación,  $B$ , se incrementa de igual forma el valor de la capacidad de carga, sin embargo, una de las particularidades de la Teoría de Terzaghi radica en que, aunque se incremente el ancho  $B$ , el material contenido arriba del nivel de desplante  $D_f$ , no contribuirá al aumento de la capacidad de carga por resistencia al esfuerzo cortante.

Entre más profundo se encuentre el desplante del cimiento,  $D_f$ , según la Teoría de Terzaghi, el valor de la capacidad de carga aumentará. Como recomendación se puede decir que los cimientos deberán desplantarse a una cierta profundidad mínima, aunque la capacidad de carga del suelo de para más. También se debe de tomar en cuenta el desplantar un cimiento siempre debajo de la capa vegetal.

### I.3 Suelos cohesivos.

Terzaghi y Skempton proponen una expresión que actualmente es usada con resultados muy aceptables para el cálculo de la capacidad de carga en suelos cohesivos y es del tipo:

$$q_c = cN_c + \gamma D_f$$

La capacidad de carga última depende la cohesión  $c$  y de la profundidad de desplante  $D_f$ . El valor de  $c$  es el obtenido preferentemente de una prueba triaxial rápida, que es la que mejor porque simula el comportamiento del suelo en el sitio. El ancho  $B$  no interviene en la Teoría de Terzaghi y en la de Skempton la influencia es indirecta.

El término  $\gamma D_f$  afectará la expresión arriba escrita y deberá ser considerado de manera particular con la presencia de aguas freáticas. Se aplicará el peso específico del material sumergido  $\gamma'_m$  si existe NAF arriba del nivel de desplante. Si parte del material correspondiente al término  $\gamma D_f$  se encuentra por debajo del NAF se deberá restar la presión del agua.

En cimentaciones poco profundas en arcillas homogéneas el problema de asentamientos por consolidación suele ser el factor dominante en su comportamiento, de manera que la presión admisible desde el punto de visita de la resistencia del suelo suele quedar limitada por el valor que produzca el máximo asentamiento tolerable para la estructura que se desea cimentar.

Para estimar la capacidad de carga en arcillas fisuradas donde no se pueden labrar muestras para realizar pruebas de laboratorio para calcular la resistencia al corte, se recomienda la ejecución de pruebas de placa en el sitio. La presión de falla será la capacidad de carga del terreno.

En limos, la resistencia al esfuerzo cortante se debe a la fricción entre las partículas y a la cohesión producida por algún cementante. Para estimar la capacidad de carga se recomienda la realización de pruebas triaxiales. En limos plásticos el cálculo de las cimentaciones deberá seguir un procedimiento similar que para el caso de las arcillas y si el limo es no plástico, las suposiciones para arenas se ajustarán mejor. En limos sueltos o suaves, no adecuados para soportar cimientos, puede recurrirse al empleo de cimentaciones compensadas o bien a cimentaciones profundas.

#### 1.4 Influencia del nivel de aguas freáticas.

La presencia del *nivel de aguas freáticas*, NAF, es motivo suficiente para analizar con detalle todo lo relacionado a la construcción de una cimentación, desde su diseño, ya sea en suelos cohesivos, o bien, friccional. El NAF puede cambiar totalmente las propiedades mecánicas de un suelo afectando directamente la capacidad de carga. Los asentamientos, o expansiones (en arcillas), que se producirán, incluso durante la construcción de la subestructura, tendrán que ser tomados en cuenta. Además, como resultado de su presencia, el proceso constructivo será más complicado y su costo mayor.

Los valores del peso específico para una arena seca, húmeda o saturada varían relativamente poco entre sí. Cuando la arena está sumergida bajo en *nivel de aguas freáticas* el peso específico sumergido  $\gamma'_m$  tiene una variación importante. Esto disminuirá directamente la capacidad de carga. Además, los asentamientos presentados en arenas con la influencia de aguas freáticas serán aproximadamente del doble que en materiales no sumergidos, porque al cambiar el valor de  $\gamma_m$  por el de  $\gamma'_m$  la rigidez del material al esfuerzo cortante se reduce a la mitad aproximadamente. Si el NAF se encuentra por debajo de un valor igual a B, se recomienda que el término que contiene la sobrecarga contemple un peso específico no sumergido.

En la expresión de Terzaghi para suelos cohesivos, como ya se había mencionado, el término  $\gamma D_f$  deberá ser tratado con especial cuidado bajo la influencia del NAF. Si éste se presenta arriba del nivel de desplante se aplicará el peso específico del material sumergido  $\gamma'_m$ . Como el término  $\gamma D_f$  representa la sobrecarga arriba del nivel de desplante, la parte de este material que se encuentre por debajo del NAF deberá ser afectado por la resta de la presión del agua.

El NAF influye directamente en el aumento del costo de construcción si el nivel de desplante de la cimentación está por debajo de éste, porque, para trabajar en seco, se tendrá que abatir éste. En algunos casos, y una vez terminada la construcción, es recomendable impermeabilizar las zonas invadidas por el *nivel de aguas freáticas*. La presencia del NAF durante el proceso constructivo será más fácilmente controlable en el caso de las arcillas que el de las arenas, ya que, una de las propiedades de las primeras es la impermeabilidad que permitirá un bombeo moderado para mantener en seco la excavación. Hay que tomar en cuenta que se podrían presentar expansiones

por la variación del contenido de agua durante la excavación, mismas que se convertirán en asentamientos posteriores.

Por otro lado, con la sola presencia de aguas freáticas, el problema de estabilidad de taludes se agrava, ya que la poca resistencia de las arcillas se ve afectada por el flujo de agua dentro de la masa de suelo.

<sup>1</sup> Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, "Manual de Diseño y Construcción de Pilas y Pilotes", página 31, SMMS, México, 1989.

<sup>2</sup> Juárez Badillo, E. y Rico, A., "Mecánica de Suelos", Tomo II, página 343 a 399, Edit. Limusa, México, D.F., 1976.

<sup>3</sup> Juárez Badillo, E. y Rico, A., "Mecánica de Suelos", Tomo II, página 20, Edit. Limusa, México, D.F., 1976. Citada en...

<sup>4</sup> Juárez Badillo, E. y Rico, A., "Mecánica de Suelos", Tomo II, página 360 y 361, Edit. Limusa, México, D.F., 1976. Citada en...

<sup>5</sup> Juárez Badillo, E. y Rico, A., "Mecánica de Suelos", Tomo II, página 362, Edit. Limusa, México, D.F., 1976. Citada en...

<sup>6</sup> Juárez Badillo, E. y Rico, A., "Mecánica de Suelos", Tomo II, página 362, Edit. Limusa, México, D.F., 1976.

<sup>7</sup> Juárez Badillo, E. y Rico, A., "Mecánica de Suelos", Tomo II, página 370, Edit. Limusa, México, D.F., 1976.

<sup>8</sup> Juárez Badillo, E. y Rico, A., "Mecánica de Suelos", Tomo II, página 371, Edit. Limusa, México, D.F., 1976.

por la variación del contenido de agua durante la excavación, mismas que se convertirán en asentamientos posteriores.

Por otro lado, con la sola presencia de aguas freáticas, el problema de estabilidad de taludes se agrava, ya que la poca resistencia de las arcillas se ve afectada por el flujo de agua dentro de la masa de suelo.

<sup>1</sup> Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, "Manual de Diseño y Construcción de Pilas y Pilotes", página 31, SMMS, México, 1989.

<sup>2</sup> Juárez Badillo, E. y Rico, A., "Mecánica de Suelos", Tomo II, página 343 a 399, Edit. Limusa, México, D.F., 1976.

<sup>3</sup> Juárez Badillo, E. y Rico, A., "Mecánica de Suelos", Tomo II, página 20, Edit. Limusa, México, D.F., 1976. Citada en...

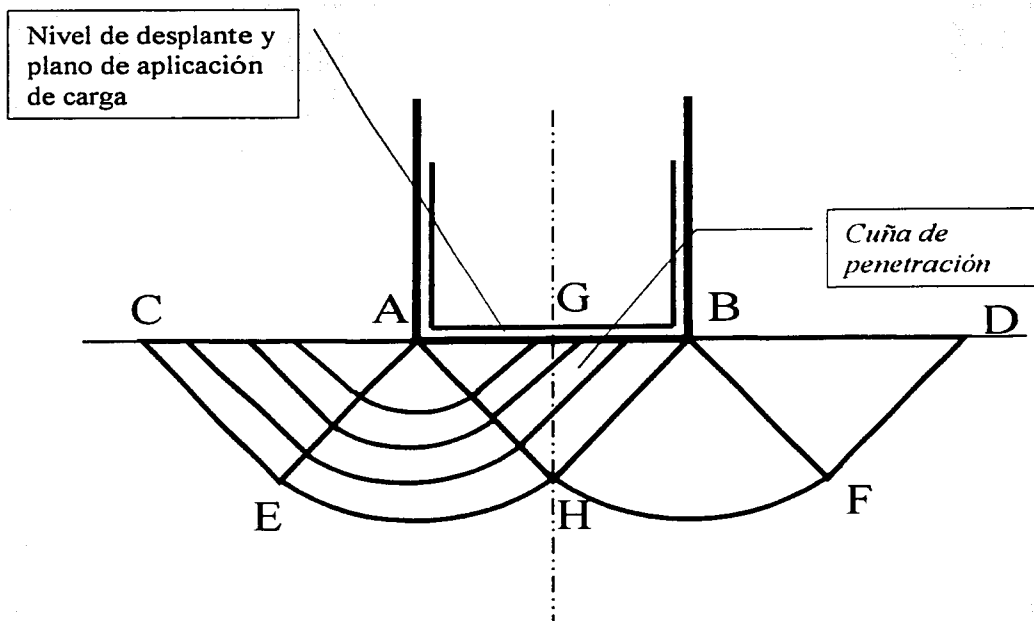
<sup>4</sup> Juárez Badillo, E. y Rico, A., "Mecánica de Suelos", Tomo II, página 360 y 361, Edit. Limusa, México, D.F., 1976. Citada en...

<sup>5</sup> Juárez Badillo, E. y Rico, A., "Mecánica de Suelos", Tomo II, página 362, Edit. Limusa, México, D.F., 1976. Citada en...

<sup>6</sup> Juárez Badillo, E. y Rico, A., "Mecánica de Suelos", Tomo II, página 362, Edit. Limusa, México, D.F., 1976.

<sup>7</sup> Juárez Badillo, E. y Rico, A., "Mecánica de Suelos", Tomo II, página 370, Edit. Limusa, México, D.F., 1976.

<sup>8</sup> Juárez Badillo, E. y Rico, A., "Mecánica de Suelos", Tomo II, página 371, Edit. Limusa, México, D.F., 1976.

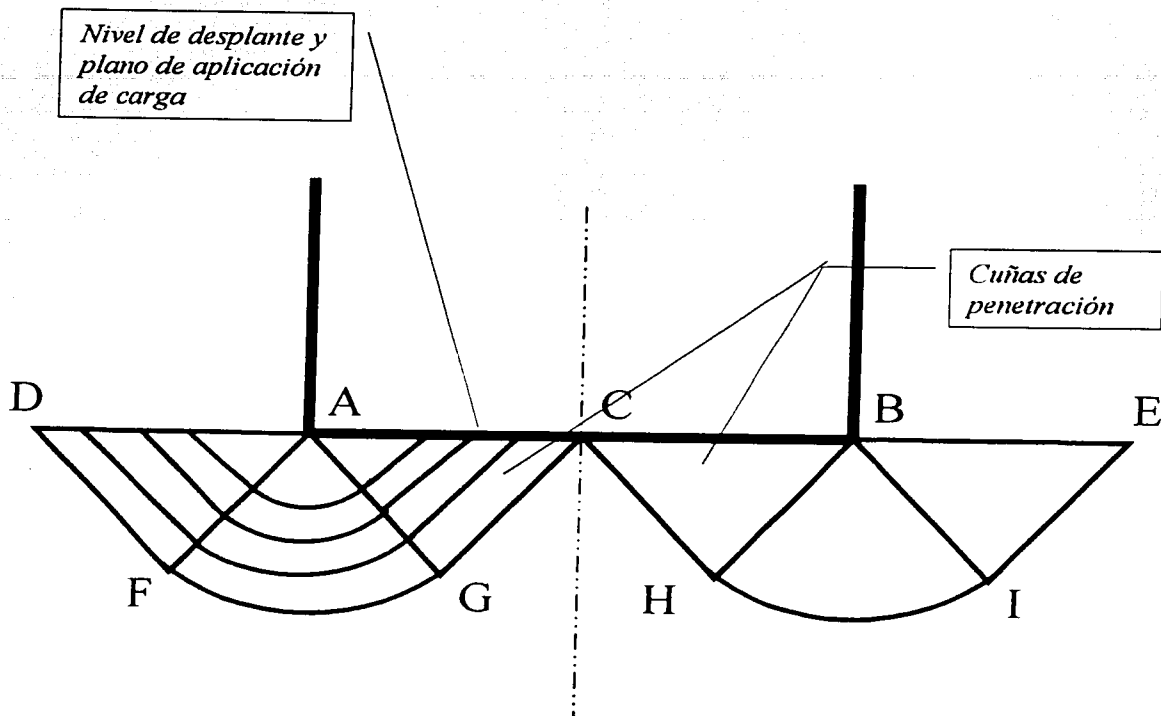


*fig I.1*

***Solución de Prandtl.***

*Base de todas las Teorías de Capacidad de Carga para suelos.*

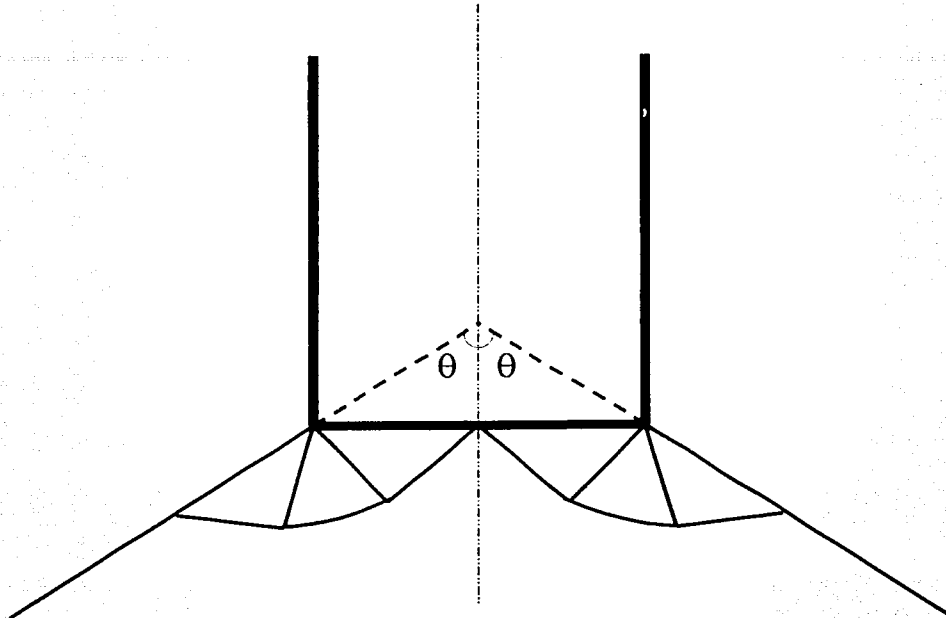




*fig 1.2.a*

***Mecanismo de falla propuesto por Hill.***

*Solución alternativa. Las velocidades de desplazamiento son diferentes.*



*fig I.2.b*

***Cuña truncada de Hill.***

*Solución que considera que la superficie del medio  
semiinfinito no es horizontal sino de la forma mostrada.*

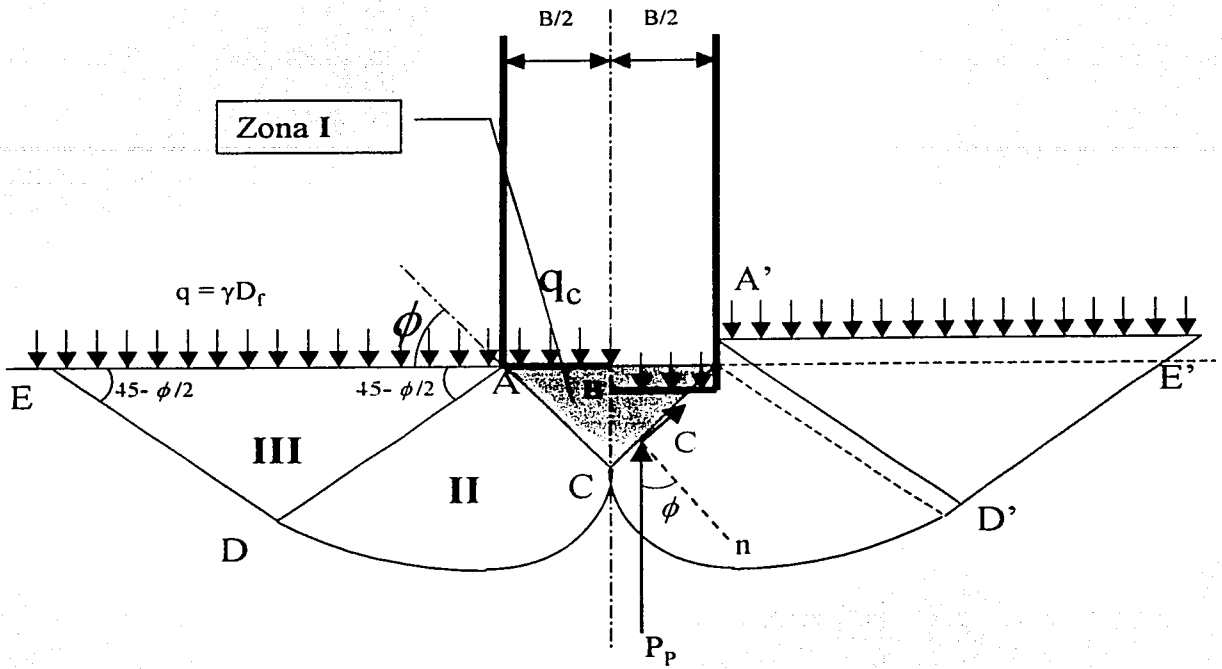
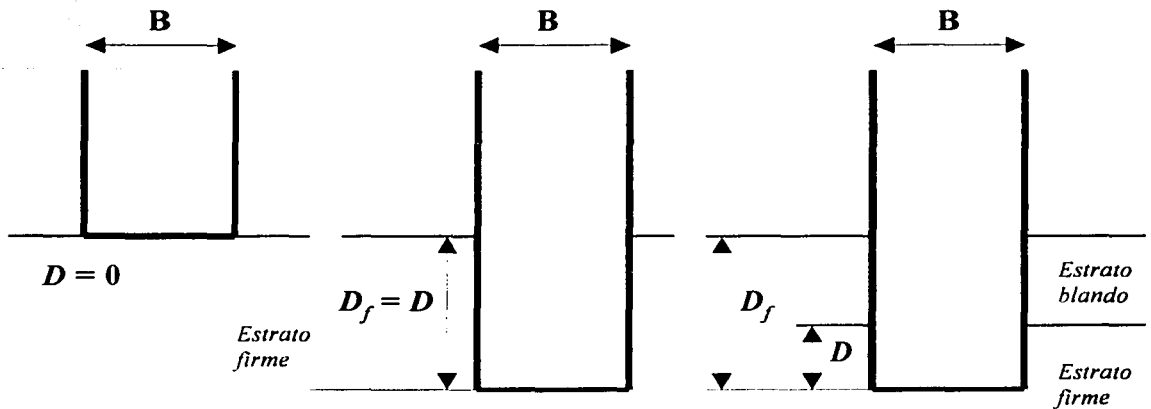


fig I.3  
Terzaghi.

*Mecanismo de falla de un cimiento continuo poco profundo.*



*Skempton hace una distinción entre la profundidad de desplante  $D_f$  y la profundidad de entrada del cimiento en el estrato resistente  $D$ .*

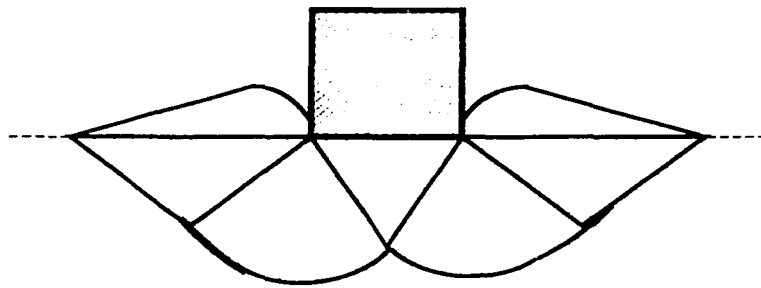
*fig I.4*

**Skempton.**

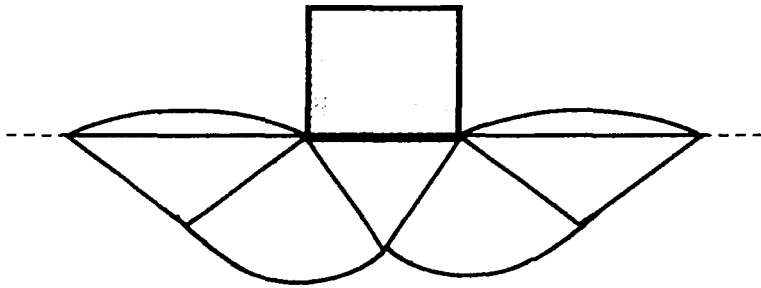
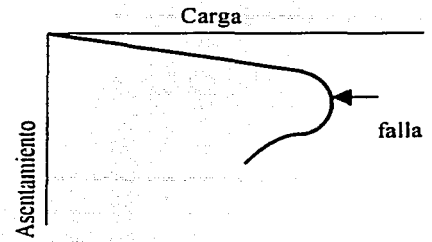
*Skempton no sólo considera la influencia de la profundidad de desplante  $D_f$ , sino que, además, toma en cuenta la profundidad de entrada del cimiento en el estrato resistente  $D$  para calcular el valor de  $N_c$  que, por lo tanto, reflejará una mayor resistencia al desplazamiento por cohesión o lo que es lo mismo, mayor resistencia a la falla por capacidad de carga en suelos puramente cohesivos.*



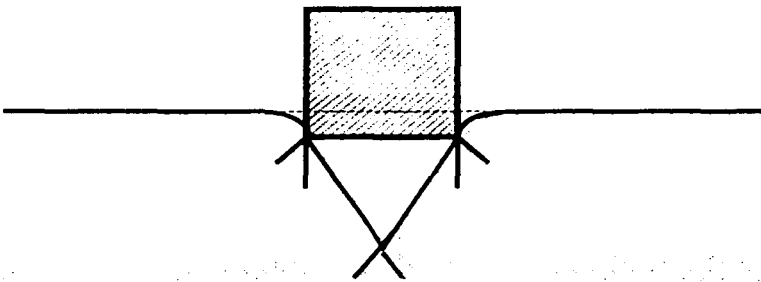
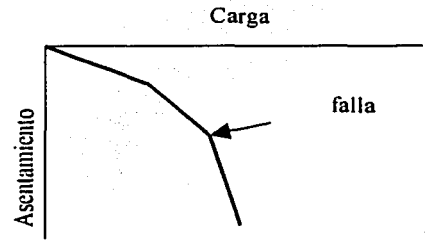




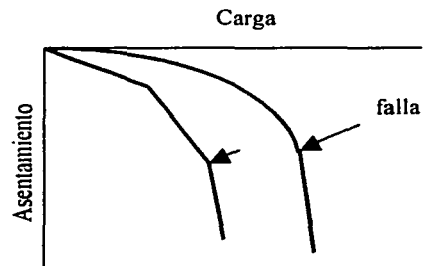
A) falla por corte general



B) Falla por corte local



C) Falla por punzonamiento



*fig 1.6*

***Formas de falla por capacidad de carga según Vesic.***

## II. Interacción Estática Suelo Estructura.

---

En este capítulo se describe el efecto que una carga en la superficie tiene sobre los distintos puntos de la masa de suelo, ya que ésta carga producirá esfuerzos, y por lo tanto, deformaciones, las cuales deberán considerarse hasta la profundidad de influencia que sea relevante.

Este capítulo también trata de la forma en que el suelo y la estructura trabajan juntos, la interacción suelo-estructura<sup>1</sup>. El suelo tiende a deformarse con la presencia de una nueva estructura, así que, la configuración resultante de las deformaciones será función de la geometría y rigidez de la superestructura y subestructura, del sistema de cargas aplicadas, además también de ser función de la estratigrafía del suelo y las propiedades mecánicas del mismo tomando en cuenta el tiempo. Se deberá considerar todo el caso hasta la profundidad donde el efecto de las cargas inducidas sea significativo.

Cuando se tiene la presencia de un cimiento continuo se pueden presentar las configuraciones de deformación indicadas en la *figura II.1*. Cuando existe un suelo cohesivo totalmente saturado, por ejemplo, el caso de una arcilla saturada, se tiene que el cimiento tiende a deformarse junto con el suelo justo como lo indica el dibujo de la *figura II.1*, siempre y cuando el cimiento sea totalmente flexible. También se ilustra el caso de las deformaciones presentadas por la acción de un cimiento igualmente flexible apoyado sobre un suelo friccionante cuya rigidez aumenta con el confinamiento. En ambos casos, los esfuerzos transmitidos al suelo serán uniformes, pero como puede verse, los asentamientos se comportarán de una manera variable. Ahora bien, al aplicar una carga al suelo teniendo una placa o cimiento infinitamente rígido, el hundimiento de la placa será totalmente uniforme, pero esta vez, la configuración de esfuerzos variará de una forma semejante a la ilustrada para dos tipos diferentes de suelo.

En la práctica el cimiento puede tener una rigidez finita. La interacción suelo-estructura nos dará una idea más aproximada de la configuración real de deformaciones en el suelo inducidas por la presencia de un cimiento continuo



de rigidez finita, así como una aproximación más real de las reacciones del terreno de cimentación.

En la interacción suelo-estructura el problema por resolver es el definir las magnitudes de los asentamientos que se presentarán en el suelo donde se apoyará la cimentación de una nueva estructura. La solución implica el conocimiento de los valores físicos de estas deformaciones en el terreno de la cimentación y está acompañada por la obtención de las reacciones. Con esto se obtendrán los elementos mecánicos que actuarán en la cimentación y, por lo tanto, además, se podrá diseñar y dimensionar más adecuadamente una cimentación dada. Por supuesto, hay que aclarar que, antes del desarrollo de estos métodos de interacción suelo-estructura, los ingenieros ya podían establecer de una manera suficiente, en algunos casos, los asentamientos que sufrirían las estructuras, aunque en muchos otros casos se presentaban consecuencias poco funcionales como los asentamientos diferenciales que han sufrido algunos edificios de la ciudad de México, como el Palacio de Minería, por ejemplo. La interacción suelo-estructura ayuda al dimensionamiento de las nuevas estructuras utilizando las herramientas actuales con que se cuenta, como lo son las maquinas computadoras personales.

El primer paso que debe conocerse para aplicar la interacción suelo-estructura es la propuesta estructural. Es decir, en la estructura por revisar se deben conocer los elementos estructurales, incluso de la cimentación, además del sistema de cargas que actuará. En este trabajo sólo se analizará la parte estática del problema, es decir, no se considerará el efecto sísmico. Al conocer el sistema de cargas de la estructura (suma de los vectores de carga de empotramiento de todas y cada una de las barras de la estructura incluyendo su cimentación) y al conocer la matriz de rigidez de toda la estructura (suma de matrices de rigidez de todas las barras de la estructura), se pueden conocer las cargas que se transmitirán al suelo. El suelo las recibirá con una serie de reacciones que obedece a la tercera Ley de Newton<sup>2</sup>, es decir, que la magnitud de las reacciones del terreno será igual a la de las cargas aplicadas sobre éste. El sentido será contrario. Las cargas que se transmitirán estarán expresadas no como valores numéricos, sino como expresiones que serán función de incógnitas denominadas reacciones  $r_i$ . Por lo tanto, las expresiones obtenidas para calcular los desplazamientos del suelo también serán función de las mismas incógnitas  $r_i$ . Posteriormente se establecerá el equilibrio con una relación entre las ecuaciones resultantes donde se conocerá que los desplazamientos de la estructura y del terreno de cimentación en la zona de

contacto serán exactamente de la misma magnitud suponiendo que la cimentación y el terreno siempre están en contacto.

Luego, al resolver el sistema de ecuaciones se encontrarán los valores de las reacciones y de los desplazamientos y giros en los puntos de interés. Como resultado implícito de esto se podrá conocer el valor de los elementos mecánicos actuantes, y por lo tanto, se podrá dimensionar la cimentación de la estructura, o bien, se podrá proponer otra estructura diferente o alguna solución alternativa para la cimentación estudiada. Cuando se trate de una losa de cimentación, ésta se idealizará como un conjunto de barras o trabes ortogonales entre sí. Como resultado de la interacción estática suelo-estructura se podrá conocer el valor de los asentamientos en los nudos importantes de esta losa, lo cual arrojará una idea muy aproximada de los asentamientos diferenciales de la propuesta en estudio. Este método se puede emplear para calcular reacciones y desplazamientos en cimentaciones compensadas.

## **II.1 Diferentes teorías de transmisión de esfuerzos al suelo.**

Antes de describir los pasos de la interacción estática suelo-estructura, los cuales son el análisis estructural, el cálculo de deformaciones en el suelo y la compatibilidad de deformaciones, es necesario mencionar las teorías que han servido para obtener la distribución de esfuerzos en el suelo. Estas teorías aún son válidas con sus restricciones propias y sirven para visualizar las deformaciones en la masa de suelo asociadas a los esfuerzos, las cuales son inducidas por la presencia de una estructura. En general, para el estudio de cualquier caso de ingeniería civil que tenga que ver con deformaciones en la masa de suelo, el ingeniero tendrá que conocer la variación y magnitud de los esfuerzos en los distintos puntos de la masa de suelo cercanos y debajo de la ubicación de la nueva estructura. El objetivo es el tener una amplia visión de la variación de los esfuerzos inducidos por el incremento de carga en el medio, llámese a esto último la construcción de un edificio o estructura en el lugar. Con esto, se podrán predecir, de manera suficiente en términos ingenieriles, los asentamientos o expansiones que se presentarán en el tiempo, durante el proceso de construcción incluso, y que a su vez determinarán la funcionalidad o hasta la estabilidad de la estructura.

El ingeniero también tendrá conocimiento de la profundidad a la cual las deformaciones de la masa de suelo se podrán depreciar por ser de magnitud mínima, debido a que los esfuerzos inducidos en esos puntos ya no serán de consideración, y, por lo tanto, ya no afectarán el desempeño del conjunto suelo-estructura.

Ahora bien, ya en 1885, Boussinesq<sup>3</sup> había estudiado el estado de esfuerzos que actúa en una masa de suelo y que es ocasionado por la aplicación de una sola carga vertical. A partir de esta solución, basada en las mismas hipótesis de la Teoría de la Elasticidad que se usan para el estudio de la *capacidad de carga*, las cuales se refieren al análisis de los efectos de cargar un medio semiinfinito -limitado por una sola frontera plana-, homogéneo, isótropo y linealmente elástico, Boussinesq preparó el camino para que otros investigadores evaluaran, a veces con distintos métodos, varias condiciones de carga y esfuerzos resultantes que pueden llegar a presentarse en un suelo como consecuencia de la acción de una cimentación, o bien, por ejemplo, por la presencia de la cortina de una presa de tierra. Con la aplicación de estos estudios el ingeniero actual ahora puede conocer la profundidad de influencia significativa y distribución de los esfuerzos actuantes en el medio, lo cual lo llevará a un diseño más razonable y certero de la cimentación, ya que podrá calcular los asentamientos resultantes. Aunque los estudios de Boussinesq y posteriores están basados en hipótesis un tanto alejadas de la realidad, los resultados obtenidos son muy aceptables y hoy su aplicación es confiable, sobre todo en suelos sujetos a consolidación, siempre y cuando se utilice un criterio adecuado.

Así pues, en la *figura II.2* se trata de conocer el valor de los esfuerzos provocados por la acción de la carga,  $P$ , en el punto  $A$ . Boussinesq propuso el uso de un sistema cartesiano ortogonal de referencia cuyo origen,  $O$ , coincide con el del punto de aplicación de la carga. El plano  $xy$  es la superficie del medio semiinfinito y,  $z$ , la profundidad.  $R$  es la magnitud del vector de posición definido por el ángulo  $\psi$ . Así pues, el esfuerzo vertical  $\sigma_z$  está dado por:

$$\sigma_z = \frac{3P \cos^5 \psi}{2\pi z^2} = \frac{3P z^3}{2\pi R^5}$$

La *figura II.3* muestra una gráfica típica de la distribución del esfuerzo vertical cuando se aplica una carga como la mostrada. Los bulbos representan

la configuración de valores de esfuerzo vertical de igual magnitud. Boussinesq tabuló diferentes valores de las variables de la ecuación para hacer el cálculo del valor del esfuerzo una aplicación más práctica.

Más tarde, con base en los estudios hechos por Boussinesq, se realizaron extensiones del primer caso. Así R. E. Fadum<sup>4</sup> (1941), calculó las expresiones para estimar el efecto que tiene sobre la masa de suelo una carga lineal de longitud infinita. La simplificación de la propuesta de Fadum es tal que, prácticamente, sólo hay que referirse a sus gráficas para encontrar los valores de influencia definidos por él y posteriormente calcular el valor del esfuerzo vertical  $\sigma_z$  en el punto deseado. Fadum también estudió el efecto producido por una carga distribuida de forma rectangular y uniformemente cargada sobre la superficie. Además, en ambos casos, es decir, el de los esfuerzos producidos por una carga lineal infinita y el de los producidos por una carga rectangular uniformemente cargada, se puede realizar el cálculo del esfuerzo en puntos situados no necesariamente bajo la sobra ortogonal que proyectaría el área cargada, sino que, se puede calcular también el valor del esfuerzo en puntos más alejados de tal proyección.

Por supuesto, también se han desarrollado expresiones, gráficas y otros métodos para conocer la magnitud de los esfuerzos verticales y horizontales producidos por el efecto de una carga uniformemente repartida en un área circular además de otras condiciones de carga, tales como, áreas cargadas no uniformemente sino en forma de triángulos o trapecios. Una aplicación práctica, en este último caso, se tiene en el estudio de las presas de tierra o terraplenes.

En 1942 Newmark<sup>5</sup> diseñó un método gráfico para estimar los esfuerzos producidos en el subsuelo cuando se tiene un área uniformemente cargada con cualquier geometría o incluso con cargas de distintas intensidades.

Burmister<sup>6</sup> estudió el caso de un sistema no homogéneo formado por dos estratos homogéneos, isótropos y linealmente elásticos. Se supone que el contacto que existe en ambas capas es perfectamente rugoso. La capa inferior será un medio semiinfinito. De la observación de los estudios de Burmister referentes a la interacción de dos estratos se concluye que si el estrato de arriba es considerablemente más rígido que el de abajo, el esfuerzo vertical que se transmitirá desde el primer estrato a la capa inferior -la menos rígida-, tendrá una variación brusca y será mucho menor que en el estrato superior y

esto se debe a que la primera capa redistribuirá los esfuerzos en el medio subyacente. Lo anterior se puede aplicar al estudio de pavimentos.

La Teoría de la Elasticidad permite conocer la forma de transmisión de los esfuerzos en el suelo provocados por la acción de una carga. Con esto se podrán calcular los desplazamientos en la masa del suelo paso necesario para el diseño de una cimentación estable y funcional.

Como ya se ha mencionado en este capítulo, para el estudio de la interacción suelo-estructura, el ingeniero tendrá que conocer primeramente la variación de las propiedades del subsuelo hasta la profundidad a la cual los esfuerzos ya no afecten el sistema.

## II.2 Análisis estructural.

Para el análisis estructural en la interacción estática suelo-estructura se emplearán aquellos métodos basados a partir del estudio de la energía y el trabajo. El principio es el siguiente, al aplicar un sistema de fuerzas a una estructura, ésta se deformará produciendo energía interna –que es esencial para mantener el equilibrio-, lo anterior, sin rebasar el límite elástico. Esta energía está asociada directamente a los efectos que producen las cargas que actúan, los cuales son conocidos como *elementos mecánicos*. A partir de este principio conocido como *energía de deformación*, se desarrollan los métodos que se utilizan para calcular deformaciones y desplazamientos en las estructuras. Empleando el principio de *trabajo virtual* se llega a la exposición de un método conocido como el de *flexibilidades* y posteriormente se puede deducir más fácilmente el método de las *rigideces*. Ambos métodos se utilizan para resolver estructuras hiperestáticas.

El método de las *rigideces*, que es en el que se basa el estudio de la interacción estática suelo-estructura presentado en este trabajo, nos permite resolver estructuras hiperestáticas tales como barras, marcos, armaduras y losas de cimentación. Este método se describe de la siguiente manera. Primero se obtiene el grado de indeterminación cinemática de la estructura en estudio, el cual se refiere a la cantidad de desplazamientos lineales o angulares –grados de libertad- que se presentan en la estructura independientemente de las condiciones de carga. Posteriormente se restringe la estructura con apoyos

ficticios de manera que su grado de indeterminación cinemática se vuelva igual a cero. Se obtienen las fuerzas de fijación o de empotramiento de la estructura restringida. Se liberan los grados de libertad restringidos en forma individual produciendo desplazamientos y giros de valor unitario, -para lograr esto se aplican las fuerzas que son conocidas como *rigideces angulares*-. Se establece el equilibrio. Por superposición se suman todos los efectos de los diferentes estados creados y se obtienen los desplazamientos y reacciones finales para cada punto. Se resuelve totalmente la estructura.

El método de las rigideces establece que se debe satisfacer el equilibrio de momentos flexionantes en los nudos y el equilibrio de fuerzas cortantes en los ejes de las barras de la estructura. Esta condición se puede poner en forma matricial con la siguiente ecuación de equilibrio:

$$[K]\{\delta\} + \{P^e\} + \{P^c\} = 0$$

Donde:

- $[K]$  es la matriz de rigideces de la estructura, y, está dada por la suma de las matrices de rigidez de cada una de las barras. Se cumple que es una matriz cuadrada, simétrica, de diagonal pesada y positiva.
- $\{\delta\}$  es el vector de desplazamientos o de grados de libertad restringidos, y está determinado por los desplazamientos angulares en los nudos y por los lineales en los ejes.
- $\{P^e\}$  es conocido como el vector de cargas de empotramiento o vector de momentos y cortantes de empotramiento que transmiten las barras sobre los nudos.
- $\{P^c\}$  es el vector de cargas concentradas o bien, vector de momentos o fuerzas externas concentradas en los nudos y de fuerzas concentradas en los ejes.

Siempre se cumple que la matriz de rigidez de una estructura es la inversa de la matriz de flexibilidades de la misma.

En la interacción estática suelo-estructura se obtiene para cada barra la matriz de rigidez y el vector de cargas de empotramiento correspondientes. Luego se suman todas las matrices y los vectores para obtener la matriz de rigidez total de la estructura y el vector de cargas de empotramiento total. Con esto se plantea la ecuación de equilibrio matricial.

Por ejemplo, según la *figura II.5*, se tiene un marco estructural, inciso *a*. Este marco, como se observa, está cimentado sobre una zapata corrida. Se ilustra el

diagrama de asentamientos y de reacciones –incisos *b* y *c*– que se presenta en el lugar. Se idealiza el sistema de cargas y reacciones a que queda sujeta la cimentación de este marco - *d*-. Luego, se ilustran los grados de libertad a los que estaría sujeta la cimentación según el inciso *e*. Nótese que la zapata corrida se ha dividido en dos partes ya que se puede considerar un nudo de trabajo en la mitad de la longitud total de ésta. En el inciso *f* se analiza la *barra 1* la cual está sujeta al sistema de cargas dado. Se considera que la *barra 1* está doblemente empotrada. Las reacciones del suelo que actúan sobre la *barra 1* están representadas por  $r_r$  y  $r_s$ .

De este modo se tiene que, sin considerar acortamiento de barras, la matriz de rigidez para la *barra 1* de la *figura II.5.f*, está dada por:

$$[K] = \begin{matrix} & \theta_4 & \theta_5 & \delta_1 & \delta_2 & \\ \begin{bmatrix} 4EI & 2EI & -6EI & 6EI \\ L & L & -L^2 & L^2 \\ 2EI & 4EI & -6EI & 6EI \\ L & L & -L^2 & L^2 \\ 6EI & -6EI & 12EI & -12EI \\ L^2 & L^2 & -L^3 & L^3 \\ 6EI & 6EI & -12EI & 12EI \\ L^2 & L^2 & -L^3 & L^3 \end{bmatrix} & \theta_4 & \theta_5 & \delta_1 & \delta_2 \end{matrix}$$

Así mismo, el vector de cargas de empotramiento esta dado por:

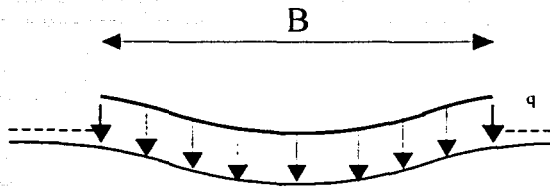
$$\{P_m^e\} = \begin{matrix} \left\{ \begin{array}{l} wL^2/12 - (11/192)L^2r_r - (5/192)L^2r_s \\ -wL^2/12 + (5/192)L^2r_r + (11/192)L^2r_s \\ -wL/2 + (13/32)Lr_r + (3/32)Lr_s \\ -wL/2 + (3/32)Lr_r + (13/32)Lr_s \end{array} \right\} & \theta_4 \\ & \theta_5 \\ & \delta_1 \\ & \delta_2 \end{matrix}$$

La matriz de rigidez de toda la estructura de cimentación es la suma de las matrices de rigidez de las *barras 1* y *2*. Así mismo, el vector de cargas de empotramiento de toda la estructura es la suma de los vectores de carga de empotramiento de cada una de las barras. El vector de cargas concentradas será:

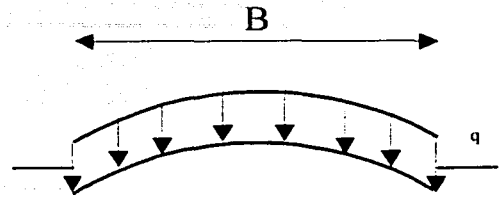
$$\{P^c\} = \begin{matrix} \left\{ \begin{array}{l} -P_1 \\ -P_2 \\ -P_3 \\ 0 \end{array} \right\} & \delta_1 \\ & \delta_2 \\ & \delta_3 \\ & \theta_4 \end{matrix}$$

Sustituyendo en la ecuación matricial encontraremos una expresión para cada grado de libertad,  $\delta_1$ ,  $\delta_2$ ,  $\delta_3$ ,  $\theta_4$ ,  $\theta_5$ , y  $\theta_6$ , donde por simetría según la *figura II.5.d*,  $\delta_1 = \delta_3$ ,  $\theta_5 = 0$ ,  $\theta_4 = \theta_6$ , lo que simplifica el problema en este caso. Las expresiones para cada grado de libertad son función de  $\delta_1$ ,  $\delta_2$ ,  $\delta_3$ ,  $\theta_4$ ,  $\theta_5$ , y  $\theta_6$ , y de las reacciones  $r_r$  y  $r_s$ . Al resolver el sistema junto con las ecuaciones proporcionadas por el análisis de las deformaciones del suelo, que también son función de los desplazamientos  $\delta_1$ ,  $\delta_2$ ,  $\delta_3$ ,  $\theta_4$ ,  $\theta_5$ , y  $\theta_6$  y de  $r_r$  y  $r_s$ , se obtienen los valores finales de los desplazamientos y de las reacciones. El ejemplo numérico de aplicación práctica quedará expuesto en el capítulo V de este trabajo.



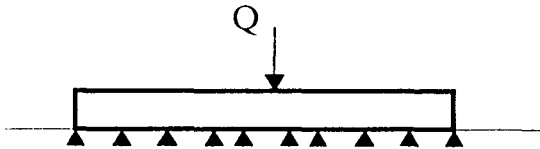


Arcilla saturada –se supone que el medio es totalmente elástico-

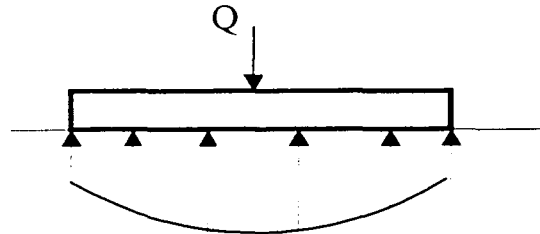


Arenas o gravas –aumenta su rigidez con el confinamiento-

*Asentamiento del suelo sujeto a la acción de un cimiento totalmente flexible uniformemente cargado. Los esfuerzos transmitidos al suelo, más no los asentamientos, serán uniformes.*



Arcilla saturada –se supone que el medio es totalmente elástico-

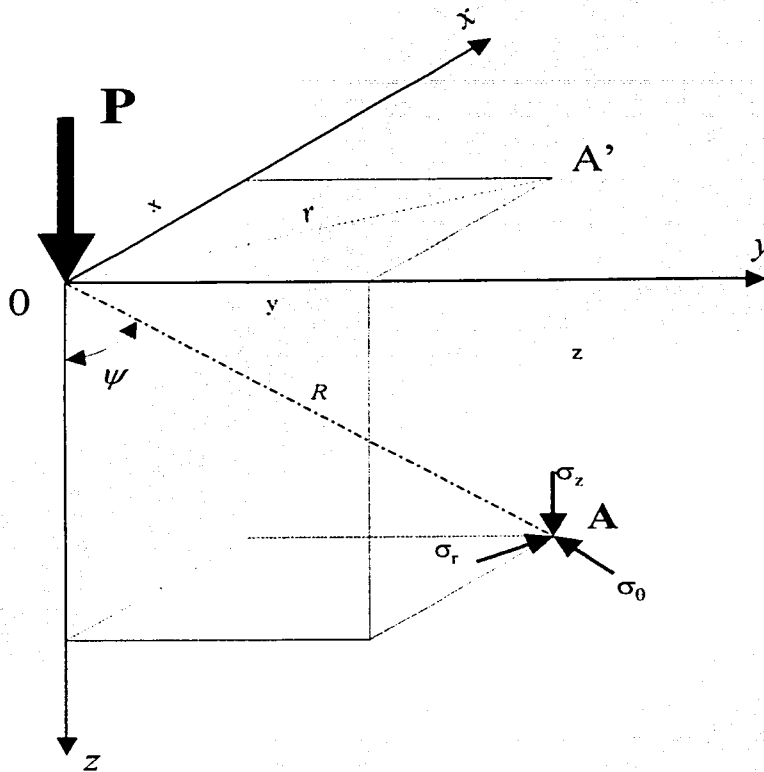


Arenas o gravas –aumenta su rigidez con el confinamiento-

*Distribución de variable de presiones bajo una placa infinitamente rígida –los asentamientos son uniformes-.*

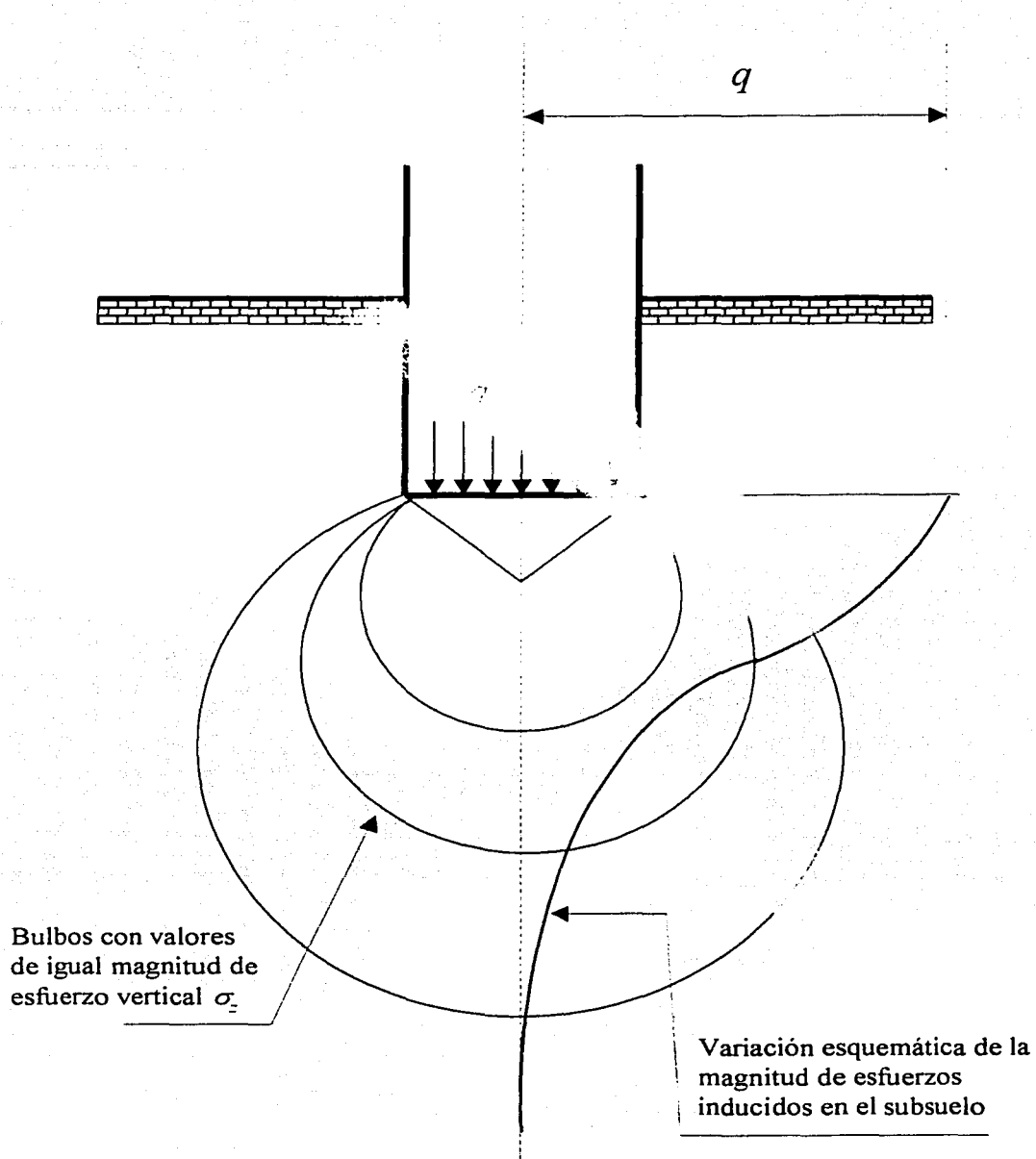
*fig II.1*

*En las hipótesis de la interacción suelo-estructura se supondrá que la forma de trabajo de los cimientos es del tipo flexible, es decir que tienen una rigidez finita, caso intermedio a los ilustrados en los dibujos superiores. (Sowers, 1962)*



*fig II.2*

***Esfuerzos en un punto de la masa de suelo provocados por la acción de una carga concentrada según la solución de Boussinesq.***



*fig II.3*

***Estado de esfuerzos en la masa del suelo ocasionado por la aplicación de la carga  $q$  según una aplicación de la solución de Boussinesq.***

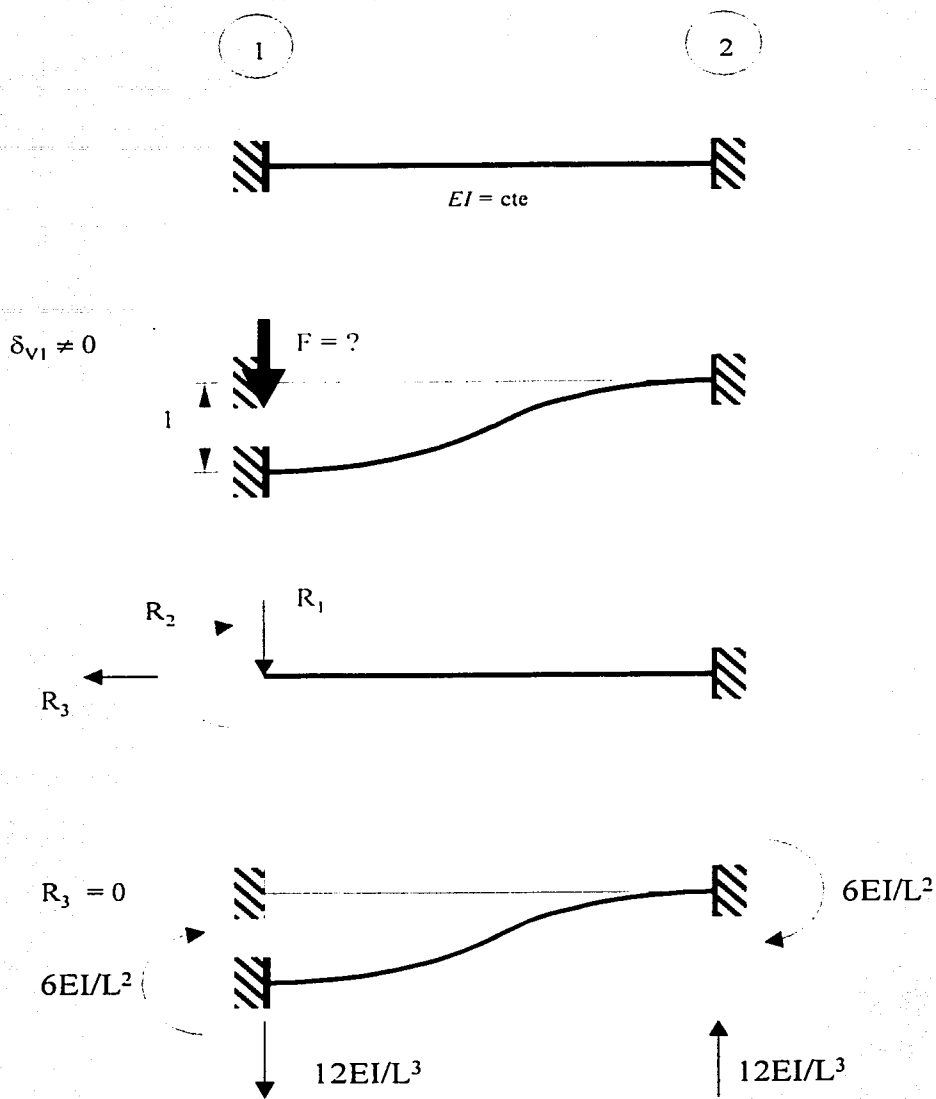


fig II.4

**Fuerzas necesarias para liberar un grado de libertad. Método de las flexibilidades.**

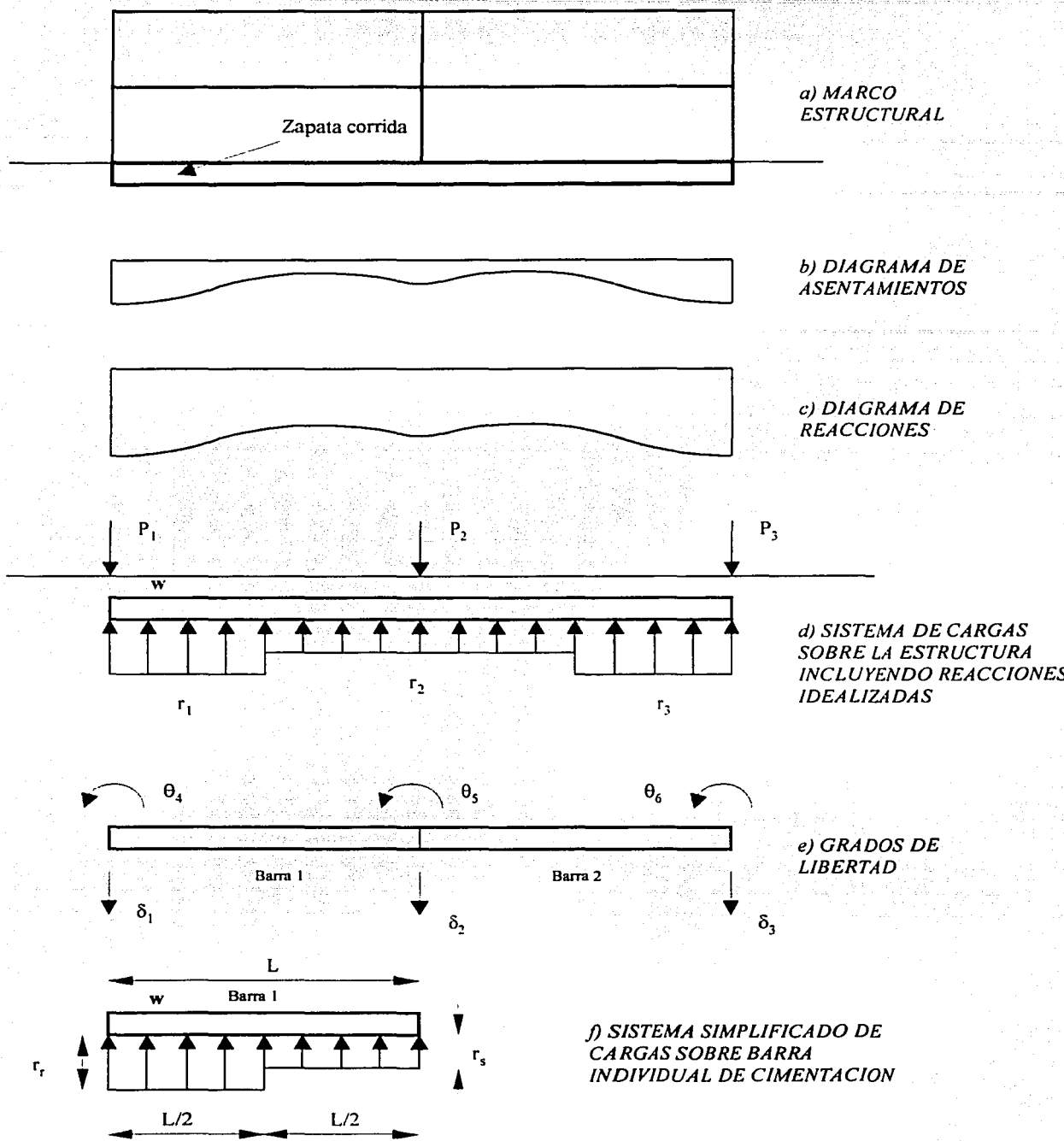


fig II.5

*Análisis Estructural. Método de las rigideces.*

### II.3 Cálculo de deformaciones del suelo en función de las cargas.

La tercera ley del movimiento de Newton dice, *siempre que dos cuerpos interaccionan, la fuerza que uno ejerce sobre el otro tiene igual módulo y dirección contraria a la fuerza que el segundo ejerce sobre el primero*. Lo anterior suele llamarse *el principio de la acción y la reacción*<sup>7</sup>. Llevando esto a la interacción estática suelo-estructura se tiene que el terreno de cimentación presentará las reacciones mostradas en la *figura II.6.1* como respuesta al sistema de cargas actuantes. Según la tercera ley del movimiento de Newton<sup>8</sup>, las reacciones del terreno son las cargas, consideradas esta vez en sentido contrario, que deberá soportar el suelo como se ve en la *figura II.6.2*.

Se sabe que los asentamientos del terreno serán función del sistema de cargas aplicadas, de la geometría y rigidez de la superestructura y subestructura, situación que se estudia en el apartado del análisis estructural. Pero también, la configuración de deformaciones del suelo es función de la estratigrafía del suelo y las propiedades mecánicas del mismo tomando en cuenta el tiempo. Calcularemos los asentamientos del terreno en función de las cargas utilizando las suposiciones de las teorías elásticas. La deformación de todos los estratos  $H_j$  bajo el punto  $i$  está dada por la expresión:

$$\delta_i = \delta_{0i} + \sum_{j=1}^{n_s} (H_j / E_{ij}) \sum_{k=1}^{n_r} I_{ijk} r_k d_k / a_k$$

El término  $\delta_{0i}$  se refiere a la deformación previa del suelo. En la expresión mostrada  $r_k$  es la carga en la superficie según la *figura II.7.1*. La presión vertical vale  $r_k d_k / a_k$  donde  $d_k$  es la longitud y  $a_k$  el área donde la carga actúa.  $H_j$  es el espesor del estrato. El término  $I_{ijk}$  es el valor de influencia, el cual es igual al esfuerzo normal en el punto  $ij$ , producido por una presión unitaria actuando en el área  $a_k$  (Zeevaert, 1973).

$E_{ij}$  es el módulo lineal de deformación el cual se define como el cociente del esfuerzo normal vertical en el punto  $ij$  a la mitad del estrato  $j$ , entre la deformación lineal unitaria vertical del estrato  $j$ , entonces:

$$E_{zj} = \frac{\sigma_{zj}}{\epsilon_{zj}}$$

Además:

$$I_{ijk} = I_{-ijk} - \nu(I_{xyk} + I_{yjk})$$

La letra  $\nu$  representa la relación de Poisson. Los esfuerzos normales verticales y horizontales se obtienen con las siguientes expresiones:

$$\sigma_{-ij} = \sum_{k=1}^{n_s} I_{-ijk} r_k d_k / a_k$$

$$\sigma_{xij} = \sum_{k=1}^{n_s} I_{xijk} r_k d_k / a_k$$

$$\sigma_{yij} = \sum_{k=1}^{n_s} I_{yijk} r_k d_k / a_k$$

Es importante que los módulos de deformación  $E_{ij}$  se determinen considerando el efecto de la presión de confinamiento en el terreno, además del hecho de que la curva esfuerzo deformación unitaria de los suelos no es lineal, y también la posible variación con el tiempo de las propiedades mecánicas del suelo, *figura II.7.2.*

Ejemplificando, si se tiene una zapata como la mostrada en la *figura II.8*, la deformación en el punto  $i = 1$ , considerando la deformación previa como nula, valdrá:

$$\delta_1 = (H_{11}/E_{11}) (I_{111}r_1d_1/a_1 + I_{112}r_2d_2/a_2 + I_{113}r_3d_3/a_3) + (H_{12}/E_{12}) (I_{121}r_1d_1/a_1 + I_{122}r_2d_2/a_2 + I_{123}r_3d_3/a_3)$$

y, si  $i = 2$ :

$$\delta_2 = (H_{21}/E_{21}) (I_{211}r_1d_1/a_1 + I_{212}r_2d_2/a_2 + I_{213}r_3d_3/a_3) + (H_{22}/E_{22}) (I_{221}r_1d_1/a_1 + I_{222}r_2d_2/a_2 + I_{223}r_3d_3/a_3)$$

Como se observa en las expresiones de arriba, se conocen de antemano todos los factores tales como, la profundidad del estrato, la geometría del conjunto y los valores de influencia, las únicas incógnitas son  $r_1$ ,  $r_2$ , y  $r_3$ . Con estas dos ecuaciones, dadas para  $\delta_1$  y  $\delta_2$ , y considerando que según la *figura II.8* la

reacción  $r_1 = r_3$ , ya que el conjunto es simétrico en cargas y geometría, se tienen las ecuaciones necesarias para que, junto con las obtenidas del análisis estructural, se resuelva el sistema de ecuaciones que dará como resultado final la obtención de los desplazamientos y las reacciones del conjunto.

A continuación se presentan las expresiones<sup>9</sup> utilizadas para determinar los esfuerzos normales en la masa de suelo bajo la esquina de un rectángulo sometido a una carga uniforme  $q$  aplicada en la superficie. Estos esfuerzos representan el valor de la influencia de la carga a la profundidad  $z$ , y por lo tanto, están directamente asociadas al valor de la deformación del estrato en ese punto. Estas expresiones son un desarrollo más actual de la propuesta de Fadum<sup>4</sup> para la misma condición de carga. De forma similar al método de Fadum, se obtiene el valor de los esfuerzos  $\sigma_x$ ,  $\sigma_y$  y  $\sigma_z$  bajo la proyección del área rectangular en la masa de suelo y bajo otros puntos -a diferentes profundidades- y ubicados no necesariamente bajo la proyección ortogonal del rectángulo cargado. Cuando en estas expresiones el valor de la carga  $q$  es unitario, los esfuerzos o valores de influencia obtenidos son estos:  $I_{xijk}$ ,  $I_{yijk}$  y  $I_{zijk}$ . Posteriormente se calcula el valor de influencia  $I_{ijk}$  que se sustituye en las expresiones para obtener la deformación en el punto  $i$ , tal como se observó líneas arriba. Para  $\sigma_z$ , (Damy, 1985):

$$\sigma_z = \frac{q}{2\pi} \left[ \left( \frac{1}{x^2 + y^2} + \frac{1}{y^2 + z^2} \right) \frac{xyz}{A} + \text{ang tan } \frac{xy}{zA} \right]$$

Para  $\sigma_x$  y  $\sigma_y$  (Dashkó y Kagán, 1980):

$$\sigma_x = \frac{q}{2\pi} \left[ \frac{\pi}{2} - \frac{xyz}{(x^2 + z^2)A} - \text{ang tan } \frac{zA}{xy} + (1 - 2\nu) \left( \text{ang tan } \frac{y}{x} - \text{ang tan } \frac{yA}{xz} \right) \right]$$

$$\sigma_y = \frac{q}{2\pi} \left[ \frac{\pi}{2} - \frac{xyz}{(y^2 + z^2)A} - \text{ang tan } \frac{zA}{xy} + (1 - 2\nu) \left( \text{ang tan } \frac{x}{y} - \text{ang tan } \frac{xA}{yz} \right) \right]$$

Donde:

$$A = (x^2 + y^2 + z^2)^{1/2}$$



## II.4 Compatibilidad de deformaciones.

La compatibilidad de deformaciones en la interacción estática suelo estructura establece que los desplazamientos de la cimentación y del terreno son iguales en la zona de contacto entre ambos, es decir, la estructura no se despega del suelo, suposición que en la mayoría de los casos es totalmente acertada, *figura II.9*.

La compatibilidad de deformaciones numéricamente indica que la magnitud de los desplazamientos para cada punto es exactamente igual si se toma como referencia la cimentación o el suelo, en el mismo punto. Para realizar la compatibilidad de deformaciones del terreno y de la cimentación se resuelve el sistema de ecuaciones obtenidas del análisis estructural, por un lado, y por el otro, las obtenidas del cálculo de las deformaciones del suelo. Las ecuaciones forman un sistema simultáneo y su solución arroja los valores de los grados de libertad, desplazamientos y giros,  $\delta$  y  $\theta$ , y de las reacciones  $r_r$  y  $r_s$ , en los extremos de las barras.

<sup>1</sup> Deméneghi Collina, A., Sanginés García, H. y Puebla Cadena M., "Apuntes de Cimentaciones", Profesores del Departamento de Geotecnia, División de Ingeniería Civil, Topográfica y Geodésica, Facultad de Ingeniería UNAM, 1994.

<sup>2</sup> Deméneghi, Agustín, "Interacción Estática Suelo - Estructura", Reunión Conjunta SMMS, SMIS y SMIE sobre Interacción Suelo - Estructura y Diseño Estructural de Cimentaciones, página 24, México, D.F., septiembre de 1991.

<sup>3</sup> Juárez Badillo, E. y Rico, A., "Mecánica de Suelos", Tomo II, página 46, Edit. Limusa, México, D.F., 1976. Citado en...

<sup>4</sup> Juárez Badillo, E. y Rico, A., "Mecánica de Suelos", Tomo II, página 23, Edit. Limusa, México, D.F., 1976. Citado en...

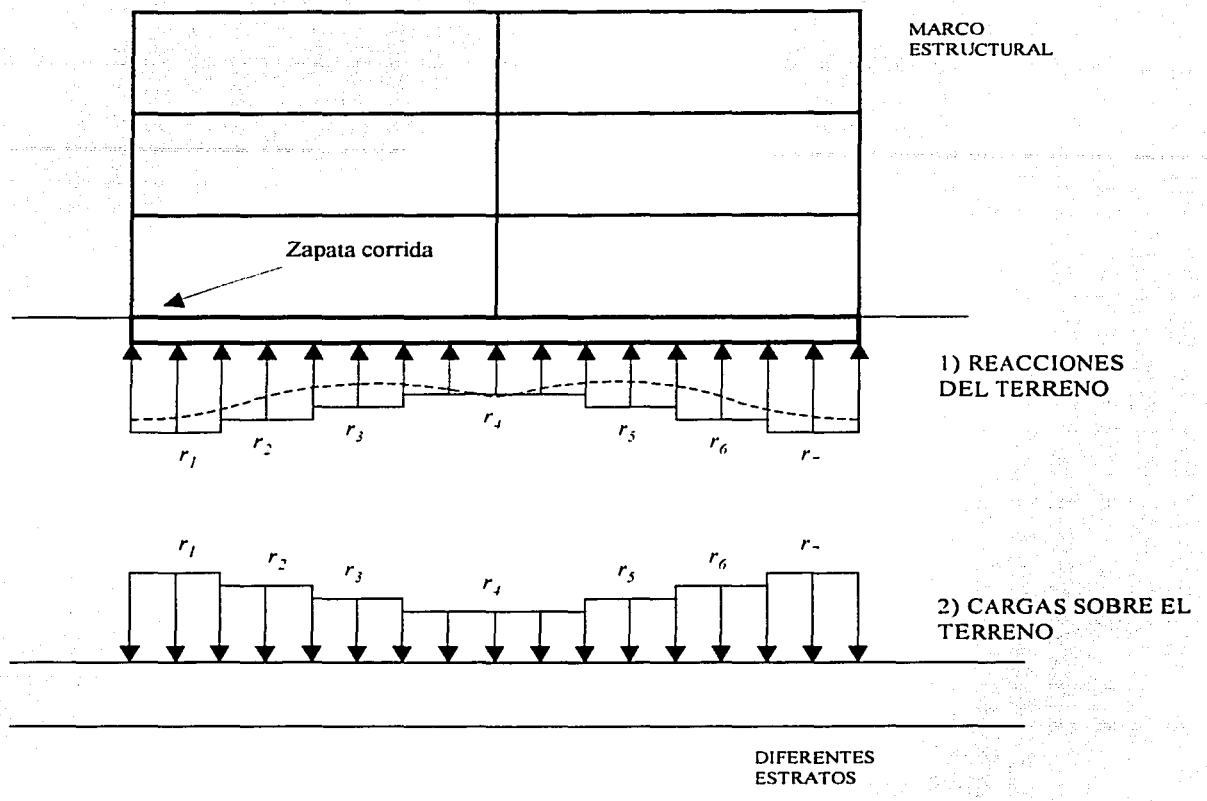
<sup>5</sup> Juárez Badillo, E. y Rico, A., "Mecánica de Suelos", Tomo II, página 38, Edit. Limusa, México, D.F., 1976.

<sup>6</sup> Juárez Badillo, E. y Rico, A., "Mecánica de Suelos", Tomo II, página 41, Edit. Limusa, México, D.F., 1976.

<sup>7</sup> Alonso M., y Rojo O., "Física, Mecánica y Termodinámica", página 120, Fondo Educativo Interamericano, México, D.F., 1985.

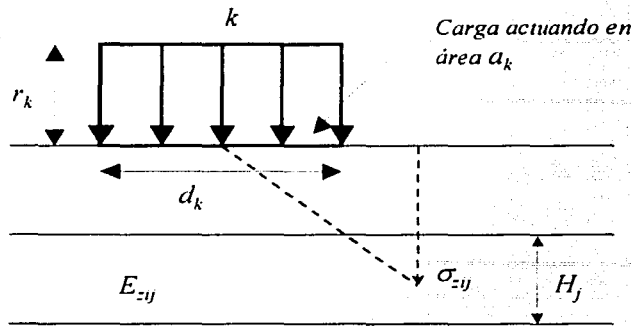
<sup>8</sup> Deméneghi Collina, A., Sanginés García, H. y Puebla Cadena M., "Apuntes de Cimentaciones", Profesores del Departamento de Geotecnia, División de Ingeniería Civil, Topográfica y Geodésica, Facultad de Ingeniería UNAM, 1994.

<sup>9</sup> Deméneghi Collina, A. y Sanginés García, H., "Apuntes de Cimentaciones. Anexo 5", Profesores del Departamento de Geotecnia, División de Ingeniería Civil, Topográfica y Geodésica, Facultad de Ingeniería UNAM. Tomado de...

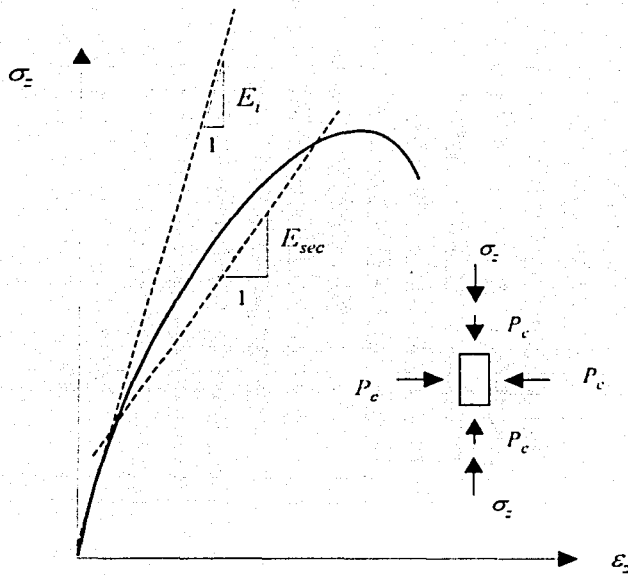


Como respuesta al sistema de cargas actuantes, el terreno de cimentación presentará las reacciones mostradas en la figura 1). Según la tercera Ley de Newton, las reacciones del terreno -en sentido contrario- son las cargas que deberá soportar el suelo de como se ve en al figura 2).

fig II.6  
Cargas sobre el suelo.



1) Diagrama para el cálculo de los hundimientos del terreno.

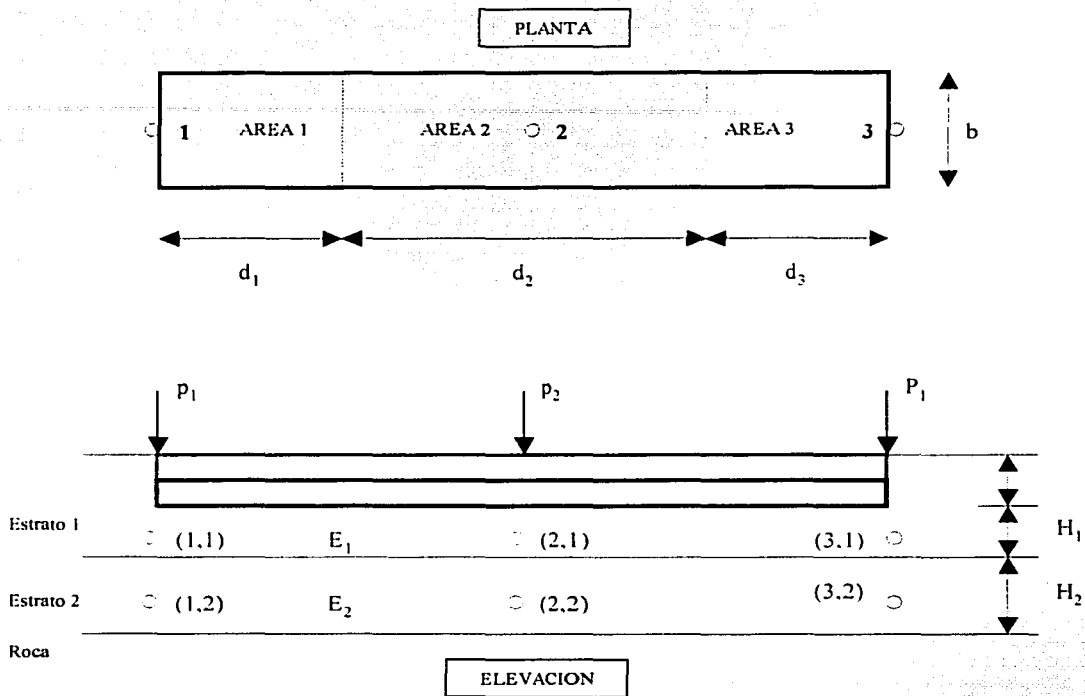


2) Gráfica esfuerzo desviador - deformación unitaria de una muestra de suelo sometida a una presión de confinamiento  $P_c$  con la aplicación de un esfuerzo desviador  $\sigma_z$  en una prueba de compresión triaxial.

fig II.7

### Cálculo de los hundimientos del terreno.

El problema de la deformación en suelos se puede idealizar conforme la teoría lineal. Para establecer el módulo de deformación del suelo,  $E$ , se utilizan diferentes criterios. Por ejemplo, si se conoce el módulo tangente inicial,  $E_t$ , se puede optar por el criterio de utilizar el módulo de deformación correspondiente al 50% de la falla,  $E_{50}$ . También, según el criterio y experiencia, se puede utilizar un módulo secante.

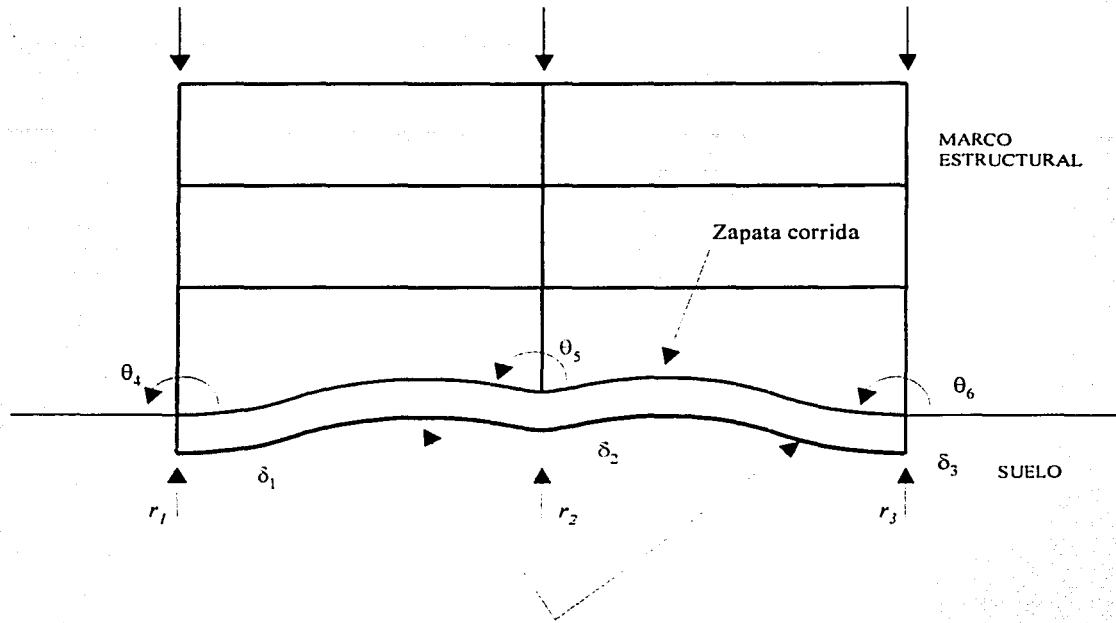


*En este caso particular el sistema de cargas y la estructura son simétricos.*

*fig II.8*

***Deformación bajo un punto de la cimentación.***

*Diagrama donde se muestra el problema y los puntos donde se quiere conocer la deformación del suelo. Se observan dos estratos diferentes y el sistema de cargas aplicado.*



*La cimentación no se despega del suelo. La cimentación tiene cierta rigidez, pero no es infinita. El caso del suelo es similar, por lo tanto, las deformaciones inducidas por el sistema de cargas son iguales justo en la zona de contacto, tal y como se observa en el dibujo.*

*fig II.9*

***Los desplazamientos de la cimentación y del suelo son iguales a lo largo y ancho de la zona de contacto.***

### III. Análisis de Estabilidad de Sistemas de Excavación.

---

Hasta ahora en este trabajo se han expuesto las teorías y métodos existentes, tanto para el cálculo de la capacidad de carga de un suelo, como para la aplicación de la interacción estática suelo-estructura. Ambos conceptos anteriores interesan al ingeniero porque le permitirán definir la estabilidad y funcionalidad del sistema estructura-cimentación-suelo previamente a su construcción. En este capítulo se estudiará lo relativo a los sistemas de excavación, lo cual es de interés para el ingeniero ya que las excavaciones son una etapa obligada en las construcciones de ingeniería civil.

En el campo de las cimentaciones casi siempre será necesario realizar una excavación en el área de construcción. Una excavación tiene como finalidad, entre otras muchas posibles, la de encontrar un nivel de desplante que satisfaga los requerimientos de capacidad de carga del suelo, o bien, obviamente, el tener un espacio de trabajo donde maniobrar para construir la cimentación de una nueva estructura. Con la realización de una excavación se modificará el estado de esfuerzos actuante en ese momento en suelo porque, por una parte, se relajarán los esfuerzos del suelo en el área de la excavación y, por otra parte, se creará un desnivel en sus fronteras que a su vez provocará un empuje de tierras que induce inestabilidades en las paredes de la misma.

Este empuje del suelo debe ser contenido o ademado con muros de retención, tablestacas, ademes apoyados en puntales, utilizando taludes, o bien, recurriendo a la combinación de las anteriores soluciones posibles y algunas otras. En la *figura III.1* y *figura III.2* se ilustran algunos elementos de retención de tierras. La estabilidad de los elementos mencionados se complica cuando existe la presencia del nivel freático y aún más cuando existe un flujo de agua ya que implicará considerar, además, fuerzas hidrodinámicas. La estabilidad de una excavación también es una función directa de la sobrecarga en sus límites, como pueden ser las construcciones vecinas, donde se tendrá que revisar la estabilidad de las colindancias.

Como ya se vio en el capítulo de capacidad de carga de un suelo, la existencia del nivel freático empeora las condiciones de estabilidad de un suelo – incluyendo el caso de las excavaciones, por supuesto- ya que, en general, la presencia de agua disminuye la resistencia al esfuerzo cortante de éste. Cabe aclarar que por nivel freático se puede entender la superficie que constituye el lugar geométrico de los puntos en que el agua posee una presión igual a la atmosférica. Esta definición es necesaria porque el nivel freático no siempre es fácil de localizar sobre todo en suelos finos, ya que, al realizar una excavación el espejo de agua que aparece, y que se estabiliza con el tiempo, puede definir este nivel, pero tal superficie distintiva no existe en el suelo adyacente, puesto que arriba de este nivel el suelo puede estar totalmente saturado por capilaridad y, por lo tanto, en ese suelo el nivel freático no tiene existencia física o real.<sup>1</sup>

### **III.1 Falla de talud.**

La falla conocida como *de talud* es la que se presenta en aquellas superficies inclinadas que distinguen dos niveles de terreno y que pueden encontrarse de manera artificial o natural. De manera natural existen taludes en las laderas de una montaña, por ejemplo, y de manera artificial en las carreteras, canales, presas, o en las excavaciones para cimentaciones, por ejemplo. Al realizar una excavación para construir la cimentación de alguna estructura se creará un desnivel entre la parte superior y el fondo de la excavación. Para mantener el desnivel sin que se presente la falla del terreno se puede recurrir al empleo de varias soluciones. Por ejemplo, se puede ademar la pared de la excavación con un muro de contención, con una barrera sostenida por puntales o con tablestacas. También, si existe espacio suficiente, se puede recurrir a la construcción de un talud que es la superficie inclinada que servirá de transición entre los dos niveles. Lo anterior será función de la economía, funcionalidad y estabilidad de la excavación. Ver *figuras III.1 y III.2*. Cuando se emplean taludes ya sea temporales o permanentes hay que analizar la estabilidad del mismo incluyendo, entre otros aspectos, la presencia desfavorable del nivel freático, y aún más desfavorable, de flujo de agua a través del medio.

Para analizar las condiciones de estabilidad de un talud se usa un criterio de “análisis límite” que consiste en imaginar todas las posibles superficies de

deslizamiento para ese talud. Cada superficie estará acompañada de un mecanismo de falla que corresponde al de un cuerpo rígido a través de una superficie donde se aplicarán los parámetros conocidos de resistencia del suelo para verificar si ese talud es estable para la condición más desfavorable, es decir, para la superficie de falla que sea más inestable.

Existen varias condiciones para que se llegue a la falla de un talud. Por ejemplo, la falla por *deslizamiento superficial*, la cual se presenta porque cualquier talud está sujeto a fuerzas naturales que tienden a hacer que las partículas y porciones del suelo próximas a su frontera deslicen hacia abajo. El fenómeno es más intenso cerca de la superficie inclinada del talud a causa de la falta de presión normal confinante que allí existe. Como una consecuencia, la zona mencionada puede quedar sujeta a un flujo viscoso hacia abajo que, generalmente, se desarrolla con extraordinaria lentitud. El desequilibrio puede producirse por un aumento en las cargas actuantes en la corona del talud o por una disminución en la resistencia del suelo al esfuerzo constante. La erosión es un elemento que agudiza este problema. Además de las fallas lentas existen otras más bruscas como los *deslizamientos de tierras*, que ocurren en la profundidad del cuerpo del talud. Siendo así, se ha observado que ocurren fallas por rotación cuya superficie de deslizamiento es sensiblemente parecida a un cilindro, y ocurren, también, fallas por traslación, cuya superficie de deslizamiento del cuerpo rígido es una superficie plana poco inclinada respecto de la horizontal. En la *figura III.3* se observan algunas fallas típicas que ocurren en taludes.

Cuando en las excavaciones para cimentaciones se hacen taludes en arcillas blandas saturadas, hay que tomar en cuenta que el proceso constructivo es la etapa más crítica de la estabilidad del talud, puesto que, aún no se ha estabilizado la presión de poro  $u$  y no se ha consolidado el suelo debajo de terraplén. En arenas el caso es diferente. Si el suelo es puramente friccionante la estabilidad del talud es consecuencia de la fricción que se desarrolla entre las partículas constituyentes, por lo que, la estabilidad quedará garantizada si el ángulo del talud es menor que el ángulo  $\phi$  de fricción interna del suelo, que en un material suelto, seco y limpio se acercará mucho a su ángulo de reposo, y sólo hay que considerar un buen factor de seguridad que tome en cuenta los imprevistos, como la erosión, y la aparición del nivel freático.

El *método sueco* permite analizar las fuerzas que actúan y que provocan la falla de un talud. El *método sueco* es en realidad un nombre genérico que se aplica a todos aquellos métodos para el cálculo de taludes que suponen una



superficie de falla del tipo cilíndrica. En suelos puramente cohesivos, el *método sueco* evalúa que la cohesión que se desarrolla en la superficie de deslizamiento escogida primeramente sea mayor a la fuerza inducida por el peso de la cuña que se deslizará con pivote en el centro de un círculo de falla supuesto, tal y como se observa en la *figura III.4.a*. Se establece un factor de seguridad que indique que el momento motor, el que induce la falla, deberá ser menor que el momento resistente, el cual es resultado de la cohesión del material que actúa en toda la superficie supuesta de deslizamiento. Luego se hacen varios tanteos modificando el radio del círculo supuesto y su posición para así encontrar el círculo de falla más crítico y revisar los elementos del talud a modo que el factor de seguridad nunca sea menor que un parámetro del lado de la seguridad. Hay que tomar en cuenta, entre otras variables, la sobrecarga en la corona del talud y el efecto del agua. El factor de seguridad en el *método sueco* se define como la relación entre la resistencia promedio al esfuerzo cortante a lo largo de la superficie de falla y los esfuerzos cortantes medios actuantes en dicha superficie. Para suelos cohesivos Taylor<sup>2</sup> demostró que en taludes cuyos ángulos de inclinación con respecto a la horizontal valen de 0° a 53° los círculos más críticos conducirán a una falla de base. En taludes de 53° a 60° los círculos más críticos pasarán por el pie del mismo y para terraplenes con ángulos mayores que 60° las fallas sólo ocurrirán locales en el cuerpo del talud.

Otro procedimiento de cálculo de resistencia de un talud derivado del *método sueco* es el de las dovelas de Fellenius<sup>4</sup>, como se ve en la *figura III.4.b* y *III.4.c*. Igualmente se escoge a discreción un círculo de falla cuyo interior quedará dividido en dovelas. Entre más dovelas más preciso será el cálculo. En cada dovela, justo en la superficie de contacto con el círculo de falla, se desarrollará la única fuerza que se considera para el cálculo del momento resistente y la cual es la presión que actúa contra el círculo de falla en la zona de contacto con la dovela, que a su vez, se considera que es el esfuerzo resultante de una ley de resistencia al esfuerzo cortante obtenida de una prueba realizada previamente. Esta ley obedece al planteamiento de Mohr-Coulomb<sup>5</sup> y es del tipo:

$$s = c + \sigma \operatorname{tg} \phi$$

El momento motor será una consecuencia del peso de cada dovela actuante en el área de contacto entre la misma y la porción que le corresponda del círculo de falla. Hay que realizar varios tanteos para encontrar el círculo más crítico y revisar el valor mínimo del factor de seguridad asignado. En este método y en

el anterior hay que tomar en cuenta que la presencia de nivel freático induce a trabajar con esfuerzos efectivos, además de la fuerza adicional por efecto del peso del agua que recibirá el momento motor. Con este método se pueden analizar suelos estratificados. Las fuerzas de fricción entre las dovelas se desprecian.

En general el desempeño de los taludes se hace más crítico con la presencia de nivel freático y aún más con flujo de agua. Aún así, una solución práctica es el empleo de drenajes adecuados. El *Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal*, RCDF<sup>6</sup>, señala que en el diseño de taludes deberán tomarse en cuenta todos los factores ya descritos en estas líneas, además del riesgo de agrietamiento por tensión en la proximidad de la corona y de las posibles discontinuidades que puedan aparecer en la superficie superior de la excavación.

### **III.2 Empuje de tierras sobre el ademe de las paredes de una excavación.**

Por ademe se entiende cualquier elemento artificial cuyo propósito sea el contener el empuje que la tierra ejerce sobre éste por el efecto de una diferencia de niveles. Como ya se ilustra en las *figuras III.1 y III.2* existen diferentes estructuras para contener este empuje activo de la masa de suelo. Los muros de retención son considerados elementos rígidos y son construidos de mampostería o de concreto. Las tablestacas o elementos flexibles son construidos de acero o de madera. Para ademar un suelo también se utilizan otros elementos como puntales o incluso anclas.

La primera expresión propuesta para definir la resistencia al esfuerzo cortante de un suelo y que sería aplicada también al empuje de tierras es la Coulomb,  $s = c + \sigma \operatorname{tg} \phi$ , cuyas hipótesis de estudio, aunque en realidad no se cumplen del todo, son que la tierra es incompresible, que su deformación antes de la falla es despreciable y por último, que la falla ocurre a lo largo de superficies planas de deslizamiento. Posteriormente investigadores en el campo de la *mecánica de suelos* obtuvieron distintas conclusiones y desarrollaron algunos métodos para valuar el empuje de tierras. Así mismo, hoy el ángulo de fricción interna  $\phi$  que rige esta ley de resistencia al esfuerzo cortante no es el de reposo del material. Más bien tiene que ver con la envolvente cuando se gráfica la expresión de Coulomb.

En la *figura III.5* se ilustran las fuerzas que se consideran para el cálculo del empuje de tierras sobre muros de retención. En realidad pueden existir más fuerzas y otras condiciones que deberán tomarse en cuenta para el diseño de un muro. Por ejemplo, si el muro forma parte de un puente o una carretera deberán preverse en su diseño las fuerzas del sobrepeso ocasionado por el tránsito de vehículos, fuerzas de frenaje y centrífugas. También se deben considerar aquellas fuerzas que tengan que ver con la presencia de agua ya que pueden ocasionar empujes hidrostáticos contra el muro, o incluso, flujo de agua. Este último implicará que la estructura además estará sujeta a fuerzas de filtración, y peor aún, a posibles subpresiones. Existe además la posibilidad que se presenten condiciones tales como, fuerzas de vibración, impacto, sismo y la acción de las heladas. Todas estas condiciones y aún otras deberán tomarse en cuenta en el diseño de un muro de retención. En algunas cimentaciones se utilizan muros de contención no tanto en el proceso constructivo pero sí como estructuras definitivas, sobre todo en las cimentaciones compensadas, cuyo cajón de cimentación quedará expuesto en sus fronteras al empuje activo del suelo y deberá considerarse en su diseño la sobrecarga que imponen las estructuras colindantes.

Según Rankine<sup>7</sup>, en suelos friccionantes la expresión para calcular el empuje total activo ejercido por un relleno de superficie horizontal contra un muro de respaldo vertical es:

$$E_A = \frac{1}{2} K_A \gamma H^2$$

donde:

$$K_A = \frac{1}{N_\phi} = \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{\phi}{2} \right)$$

y donde:

$E_A$  es el empuje activo,  $K_A$  es el coeficiente de presión activa de tierras,  $\gamma$  es el peso específico del material y  $H$  es la altura del muro de retención. Rankine considera que el punto de aplicación de esta fuerza está a un tercio de la altura total del muro. También existen expresiones para calcular empujes de tierras en muros cuya superficie de relleno no sea horizontal y cuyo respaldo no sea vertical, o bien, sea quebrado. Una de las consideraciones de la teoría de Rankine es que justo en el momento de falla el muro deberá desplazarse lo suficiente para que las suposiciones de desarrollo de los *estados plásticos* en el terreno tengan validez. Otra suposición, cuando el relleno es horizontal y el

respaldo del muro es vertical, considera que el coeficiente de rugosidad entre la masa de suelo y el muro vale cero, es decir, se considera que ese plano es *liso*. La interpretación práctica de los estados plásticos en el diseño de muros de retención al hablar de presiones activas se entenderá que trata del empuje del suelo sobre el muro. Cuando los muros presionan al relleno tras ellos, se entenderá que se trata de empujes pasivos.

Para suelos cohesivos la teoría de Rankine también es aplicable. Las hipótesis supuestas son las mismas que para el caso de suelos friccionantes. El empuje activo que tiene el suelo sobre un muro de retención estará dado por:

$$E_A = \frac{1}{2} \gamma H^2 - 2c H$$

donde:

$E_A$  es el empuje activo,  $\gamma$  es el peso específico del material,  $H$  es la altura del muro de retención y  $c$  es la cohesión del suelo o material de relleno. Las consideraciones que debe hacerse en materiales cohesivos deben tomar en cuenta que en este tipo de suelos las propiedades cambian con el tiempo según su contenido de agua, así se tiene que a mayor contenido de agua se observa una menor cohesión.

La teoría de Rankine también es aplicable a suelos cohesivos y friccionantes. Con la siguiente expresión se obtiene el empuje que actúa sobre un muro cuando se trata de un suelo con estas características:

$$E_A = \frac{1}{2N_\phi} \gamma H^2 - \frac{2c}{N_\phi} H$$

donde:

$E_A$  es el empuje activo,  $\gamma$  es el peso específico del material,  $H$  es la altura del muro de retención,  $c$  es la cohesión del suelo o material de relleno. El término  $N_\phi$  se entiende así:

$$N_\phi = \tan^2 \left( 45 + \frac{\phi}{2} \right)$$

O bien:

$$\frac{\sigma_3}{\sigma_1} = \frac{1}{\tan^2 \left( 45 + \frac{\phi}{2} \right)} = \tan^2 \left( 45 - \frac{\phi}{2} \right) = \frac{1}{N_\phi} = K_A$$

A esto último se llega cuando en una prueba triaxial el esfuerzo principal menor  $\sigma_3$  no resiste la acción de  $\sigma_1$ , o esfuerzo principal mayor –desviador–, y entonces, ocurre la falla del estado activo. Ver *figura II.7*. Coulomb también preparó su propia teoría para empujes sobre elementos de retención. A partir de sus estudios se han desarrollado métodos gráficos simplificados para el cálculo de empujes activos y pasivos en muros con distintas condiciones.

Hasta ahora se ha considerado que los muros de retención son estructuras monolíticas que fallarán como un solo conjunto. También se ha supuesto, según las teorías de Rankine y Coulomb, que antes de la falla se desarrollan estados plásticos en el suelo que conducen a una distribución de esfuerzos en la espalda del muro de una manera sensiblemente similar a la distribución de presiones hidrostáticas del agua. Los ademes y tablestacas no corresponden a los anteriores comportamientos. En estas estructuras tampoco son aplicables las teorías vistas. Los ademes pueden fallar localmente ocasionando la falla progresiva de todo el elemento de retención. Los ademes se utilizan como elementos de retención temporales mientras se lleva a cabo una obra de ingeniería civil. Por esto mismo es difícil justificar la construcción menos económica de elementos más rígidos y permanentes. En el caso de ademes la distribución de esfuerzos en la pared de éstos será del tipo parabólica encontrando el máximo cerca de la mitad de su altura. Los elementos estructurales que recibirán los mayores esfuerzos serán los puntales destinados a resistir el empuje, más que los elementos destinados a contener la masa de suelo. Por esto mismo, la solución del cálculo de un ademe corresponde a encontrar la fuerza  $P$  que actúa sobre el puntal. Ver *figura III.6*.

Las tablestacas son estructuras flexibles de tipo panel que se hincan en el terreno para así poder resistir el empuje del suelo que contendrán cuando se realice una excavación. El proceso de su colocación es el siguiente. Primero, se hincan a lo largo de la línea que definirá la frontera de la excavación elementos de madera o de metal que servirán para contener el empuje. En el suelo arcilloso de la ciudad de México este procedimiento es relativamente fácil puesto que el suelo ofrece poca resistencia al esfuerzo cortante. Se puede emplear un mecanismo que deje caer un peso sobre la estructura, el cual irá incrustando el panel en el terreno. Su manipulación puede ser manual. En terrenos más firmes se necesitará de un martilleo para poder hincar estas estructuras, y esto después de realizar perforaciones en el terreno que servirán para guiar el elemento. Una vez hincados los elementos que contendrán el empuje del suelo se inicia la excavación. Mientras ésta va creciendo se deberá

ir reforzando la contención artificial ya colocada. Al terminar la excavación se observará que las tablestacas trabajan en voladizo o cantilever porque están empotradas en su parte inferior, pero además, su forma de trabajo puede reforzarse con el empleo de puntales o anclajes. Esto dependerá de las condiciones hidráulicas, de espacio, de estabilidad del medio y de la economía.

Las superficies de falla que se observan en las tablestacas corresponden a curvas más que a líneas rectas. Las teorías usadas para calcular el empuje sobre suelos, como la de Coulomb, no necesariamente representan las condiciones de trabajo y falla de las tablestacas. En la *figura III.7* se observan las configuraciones de deformación de tablestacas ancladas hincadas en diferentes tipo de suelo. En general se conoce que entre mayor sea la deformación de la pared de contención las presiones sobre ésta disminuirán en esas partes, y donde las deformaciones son nulas la concentración de presiones será máxima.

Para el cálculo de empujes en tablestacas<sup>8</sup> se recurre a las envolventes de distribuciones obtenidas de mediciones en campo y corregidas de acuerdo con la experiencia de cada localidad. Dichas envolventes son función del tipo de suelo y en el caso particular de las arcillas habrá que tomar en cuenta su grado de fisuramiento y la posibilidad de que su resistencia cambie con el tiempo.

Tamez<sup>9</sup> dice que debe existir una distancia mínima de hincado o penetración del elemento del elemento para reducir la posibilidad de falla por "pateo" en una tablestaca. Esa distancia mínima está asociada a un factor de seguridad que se recomienda tenga un valor mínimo de 2 para las arcillas blandas de la ciudad de México. La expresión propuesta por Tamez es una relación entre las fuerzas que se oponen al giro y el empuje que lo produce a través de la superficie de falla más crítica, siendo ésta técnica una aplicación más actual del *método sueco*.

Las suposiciones para el diseño de tablestacas incluyen la valuación de las fuerzas actuantes en la superficie del nivel superior de la contención, además, obviamente, de la fuerza asociada al empuje que ocasiona el medio contenido. Se deben considerar los efectos que estructuras colindantes tengan sobre el empuje del suelo, así como el efecto que pueda crear la maquinaria y el tráfico, dentro y en la vecindad de la excavación. También se debe considerar el empuje del agua. Cuando se presenta flujo de agua deberán considerarse fuerzas de filtración. El cálculo del momento flexionante máximo a que se

somete una tablestaca será función del tipo de apoyo de ésta. Hay que tomar en cuenta que cuando una tablestaca es hincada en un suelo arcilloso, o limo compresible, el apoyo que al principio es fijo deberá tomarse como libre, ya que con el tiempo el material cercano a las fronteras de la tablestaca tenderá a consolidarse y el apoyo de desplazará.

### III.3 Falla de fondo.

Utilizando el modelo mecánico de Khristianovich<sup>10</sup> como se ve en las *figuras III.8.a* y *III.8.b* se tiene la presencia de una balanza donde las guías que sostienen los platillos están sujetas a cierta fricción del medio. Se supone que los platillos tienen un peso tan poco representativo que se considerarán despreciables. En la *figura III.8.a* se coloca el peso  $P$  en el platillo derecho pero la balanza quedará sin moverse, siempre y cuando, la fuerza de fricción en las guías sea lo suficientemente grande como para contrarrestar el efecto de éste peso  $P$ . Si  $P$  es de tal magnitud que provocará el movimiento de los platillos, entonces, se requerirá un peso equilibrante en el platillo izquierdo llamado  $Q_1$ , que evidentemente será menor que el peso  $P$ , puesto que la diferencia de fuerzas entre el peso  $P$  y  $Q_1$  será tomara por la fricción en las guías y el equilibrio se mantendrá en la balanza. Se define como *equilibrio crítico* la situación en que la balanza se desequilibra por el aumento de algún peso por pequeño que éste sea. Cuando en la balanza se tiene un peso  $P$  y se requiere conocer el peso  $Q$  que se podrá colocar para llegar al *equilibrio crítico* existen dos soluciones. La primera es la ya ilustrada en el dibujo marcado con el inciso a, cuya condición es que  $Q_1 < P$ . La segunda solución está asociada a la situación que sucede cuando  $Q_2 > P$ , caso ilustrado en el dibujo b).

Tomando esta balanza y haciendo una analogía de efectos al caso de las cimentaciones, ahora se analiza un cimiento de ancho  $B$ , desplantado a una profundidad  $D$  dentro del suelo, el cual es idealizado como un medio continuo. El desplante del cimiento estará sobre el platillo izquierdo de la balanza y el platillo derecho quedará en el interior del medio. Ver dibujo c). El problema que se plantea es el de encontrar la carga  $q$  máxima que puede colocarse en el cimiento sin que el conjunto pierda estabilidad. Como en la balanza, ahora se puede suponer que la presión  $q$  en el platillo izquierdo puede ser mayor que la presión  $p = \gamma D$  supuestamente colocada en el otro platillo, ya que la fricción

—resistencia al esfuerzo cortante del medio— tomará la diferencia de fuerzas que mantendrá el equilibrio del sistema. En la balanza se trataría del caso en que  $Q_2 > P$  y físicamente, o bien observando el dibujo c), se podrá suponer que la presión  $q$  es el efecto del peso de un edificio que acaba de construirse.

Cuando en la balanza se tiene el otro caso, es decir cuando  $Q_1 < P$ , en una cimentación se trataría del efecto de una excavación. Ahora  $q$  va a tener un valor nulo y al ir aumentando la profundidad de excavación el sistema se acercará a la falla la cual sucederá cuando se llegue a una profundidad crítica donde se levantará el fondo de ésta, tal y como lo haría el platillo izquierdo de la balanza del modelo. Este fenómeno es el conocido como *falla de fondo*, y como ya se entiende, es debido al desequilibrio del estado de esfuerzos en el suelo que causa una excavación. Desafortunadamente, la presencia de este tipo de falla es común en los sistemas de excavación. El nivel freático y el flujo de agua a través del medio son condiciones ideales para ocasionar su aparición.

Cuando en el modelo las guías desarrollan mucha fricción, la cual restringe el movimiento de estas, en el suelo se debe entender que ahora éste tiene que ser muy resistente. Los casos extremos estarían representados físicamente por un medio como lo sería una roca sana, cuya resistencia soportaría una  $q$  muy grande con respecto a la presión  $p$  y, por un medio líquido, entendiendo que éste no tendrá resistencia al esfuerzo cortante. En este segundo caso el  $q$  máximo que soportará el medio deberá ser igual a la presión  $p$  para que el sistema se mantenga en equilibrio, de donde se deduce el *principio de flotación*. Se tratará de una cimentación totalmente compensada cuando la presión  $q$  sea igual  $p$ .

#### **III.4 Falla de fondo por subpresión.**

Como ya se explicó, la *falla de fondo* en una excavación se presenta por algún desequilibrio en el estado de esfuerzos de la masa de suelo. Cuando en una excavación existe nivel de aguas freáticas las condiciones de desequilibrio empeoran. Primeramente el peso del material constituyente del suelo deberá ser considerado como sumergido lo cual eliminará una de las fuerzas que se oponen a la falla. Ahora, si existe flujo de agua ocasionado por un gradiente hidráulico las *fuerzas de filtración* inducirán presiones que se traducirán en un empuje de las partículas del suelo en dirección de flujo. Todo esto ocasionará



fuerzas contrarias a la estabilidad del sistema de excavación. Estas fuerzas son conocidas como subpresiones. Cuando en una excavación la falla se presenta por estas causas se dice que se trata de una *falla de fondo por subpresión*. La dirección de las fuerzas de subpresión será de abajo hacia arriba.

Las subpresiones pueden causar inestabilidades en el fondo de la excavación pero también actúan en muros de contención, ademes o taludes donde se presenta flujo de agua. Las subpresiones deberán ser consideradas para su diseño. El abatimiento del nivel freático en las excavaciones y los drenajes en los elementos de contención serán las soluciones más prácticas que se puedan aplicar para reducir los efectos nocivos del agua en el suelo.

En una publicación de 1886, Forcheimer<sup>11</sup> demostró que la función carga hidráulica que gobierna un flujo en un medio poroso es una función armónica, es decir, que satisface la ecuación de Laplace. A partir de esto, el mismo Forcheimer desarrolló las bases del método gráfico ahora conocido como redes de flujo que fuera expuesto en 1937 por A. Casagrande<sup>12</sup>.

El flujo de agua es un fenómeno dinámico que se presenta en algunas obras de ingeniería civil como en las presas, o bien, en los taludes de un canal o una excavación, por ejemplo, ver *figuras III.9.a* y *III.9.b*. Resolver el flujo de agua implica que el ingeniero conocerá el gasto de infiltración a través de la zona de flujo. También implica que el ingeniero conocerá la influencia que el flujo tendrá sobre la estabilidad del suelo en el que ocurre, considerando además, la posibilidad de que el agua ocasione arrastres, erosiones o tubificaciones.

Cuando el agua fluye la presión hidrodinámica altera el peso sumergido del suelo, altera la presión efectiva, y por lo tanto, reduce la resistencia al esfuerzo cortante que tiene la masa de suelo. Así pues, si una estructura o una excavación es estable sin flujo de agua, no implica que cuando se presente este fenómeno la situación será la misma. Además de las hidrostáticas, el flujo de agua induce presiones hidrodinámicas sobre las partículas de suelo en dirección del flujo, efecto que provoca esfuerzos adicionales en la masa de suelo, *fuerza de filtración*.

La solución gráfica y simplificada de la ecuación de Laplace para conocer el movimiento del agua dentro de la masa de suelo se conoce como *red de flujo*. Las redes de flujo están compuestas por dos familias de líneas curvas ortogonales entre sí, las *de flujo* y las *equipotenciales*, las cuales deberán cumplir las condiciones de frontera para cada caso específico. La solución de

la ecuación de La Place implica que las familias de líneas de flujo del agua que se moverá a través de la masa de suelo siguen ciertas propiedades. La primera de ellas es que el gasto que pasa entre dos líneas de flujo es constante en cualquier sección que se tome entre las líneas. La segunda propiedad se refiere a que estas no pueden cortarse dentro de la región de flujo y, por último, las líneas equipotenciales no pueden cortarse jamás puesto que implicaría que en el mismo punto el agua tendrá dos cargas hidráulicas diferentes. Una de las aplicaciones prácticas de la red de flujo es que a partir de ella se pueden calcular las presiones hidrodinámicas del agua infiltrada a través de la masa de suelo. Lo anterior se puede aplicar a taludes, cimentaciones, muros de retención, etc., e implica que se podrá calcular la variación de presiones del agua incluso bajo una estructura impermeable tal como lo ilustra la *figura III.9.b*. Otra aplicación práctica que se deriva de las redes de flujo es que, a partir de ellas, se puede encontrar el gradiente hidráulico y la velocidad del agua.

Como ejemplo de los efectos dañinos que el flujo del agua en suelos puede producir se menciona el efecto de ebullición en las arenas, el cual es la etapa final de la tubificación de las mismas. La tubificación se inicia cuando la presión hidrodinámica del agua ascendente vence el peso sumergido de la arena colocada en la zona en que comienza a producirse el fenómeno. Posteriormente las partículas de suelo ceden paso al flujo de agua que se incrementa poco a poco como consecuencia de tener cada vez una mayor velocidad y un mayor espacio para transitar. El resultado final es la falla del suelo.

Hay que tener en cuenta que en el estudio del flujo de agua se analiza únicamente la conocida como *agua gravitacional* o *agua libre*. El agua en una masa de suelo que tenga influencia solamente a nivel de partículas asociadas a fuerzas eléctricas o a nivel capilar no se considera. También hay que tener presente que la permeabilidad del suelo con flujo de agua en dirección horizontal o vertical es igual. Los parámetros del estudio del flujo de agua son aplicables únicamente a suelos isótropos, más cuando se presenta un suelo estratificado existe un artificio llamado *sección transformada* que convierte en el papel de cálculo las capas de material con distintas propiedades físicas a un mismo material solamente, para de este modo poder aplicar los métodos derivados de la ecuación de La Place.

Efecto del flujo sobre taludes.

Las fuerzas de filtración y las presiones hidrodinámicas actuantes en la superficie hipotética de falla de un talud aumentan la inestabilidad del mismo, o bien, disminuyen el factor de seguridad del dicho talud. La fuerza de filtración aumenta el momento motor que tiende a hacer girar la masa deslizante alrededor del centro del círculo de falla. Así pues, el momento de las fuerzas de filtración deberá sumarse al momento del peso del suelo calculado con el peso específico sumergido, además de las posibles sobrecargas. Una solución práctica que se utiliza para neutralizar los problemas que crea el flujo de agua a través de la masa de suelo es la colocación de filtros en el interior del medio, los cuales captan el agua y la drenan fuera del mismo. De esta manera se eliminan las presiones del agua y el empuje de tierras será simplemente la presión activa correspondiente al peso saturado del material. Ver *figura III.10.a y III.10.b.*

Efecto del flujo de agua en ademes.

El efecto del flujo de agua sobre excavaciones ademadas con tablestacas se observa en la *figura III.11*, donde se aprecia la red de flujo que se crea en un suelo que ha sufrido una inundación por una fuerte lluvia. El efecto nocivo sobre suelos ademados, que es consecuencia de los fenómenos transitorios como las fuertes lluvias, se puede controlar utilizando un adecuado sistema de drenaje. Si el nivel de aguas freáticas existe, éste se puede abatir con un adecuado sistema de bombeo para de este modo reducir la posibilidad de falla y poder realizar la excavación en seco.

Por otro lado, el *Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, RCDF*, también señala que el cambio en las condiciones de flujo de agua que es provocado por una excavación puede dirigir éste en dirección ascendente lo cual creará una tendencia a la falla de fondo. Para asegurar la estabilidad de la excavación en suelos permeables, deberá existir en el fondo de la misma un estrato impermeable de un espesor mínimo, aunque debajo de este se encuentre otro permeable. Este espesor mínimo debe cumplir estas condiciones:

$$h > \gamma_w / \gamma_m h_w$$

Donde,  $h$  es el espesor de la capa impermeable,  $h_w$  la altura piezométrica en el lecho inferior de la capa impermeable,  $\gamma_w$  el peso volumétrico del agua y  $\gamma_m$  el peso volumétrico del suelo entre el fondo de la excavación y el estrato permeable. Si no existe el estrato impermeable, o no es del espesor mínimo, se

tendrá que asegurar que la presión de agua sea disminuida por el empleo de pozos de alivio o de absorción, asegurando que el nivel dinámico quede por debajo del espesor  $h$  del fondo de la excavación, todo sólo para garantizar la estabilidad y evitar la falla de fondo por subpresión.

<sup>1</sup> Juárez Badillo, E. y Rico, A., "Mecánica de Suelos", Tomo III, página 3, Edit. Limusa, México, D.F., 1997.

<sup>2</sup> Juárez Badillo, E. y Rico, A., "Mecánica de Suelos", Tomo II, página 310, Edit. Limusa, México, D.F., 1976.

<sup>3</sup> Juárez Badillo, E. y Rico, A., "Mecánica de Suelos", Tomo II, página 270, Edit. Limusa, México, D.F., 1976.

<sup>4</sup> Juárez Badillo, E. y Rico, A., "Mecánica de Suelos", Tomo II, página 273, Edit. Limusa, México, D.F., 1976.

<sup>5</sup> Juárez Badillo, E. y Rico, A., "Mecánica de Suelos", Tomo II, página 117, Edit. Limusa, México, D.F., 1976. Citado en...

<sup>6</sup> Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal. Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones. Análisis y Diseño de Excavaciones. 1997

<sup>7</sup> Juárez Badillo, E. y Rico, A., "Mecánica de Suelos", Tomo II, página 123, Edit. Limusa, México, D.F., 1976.

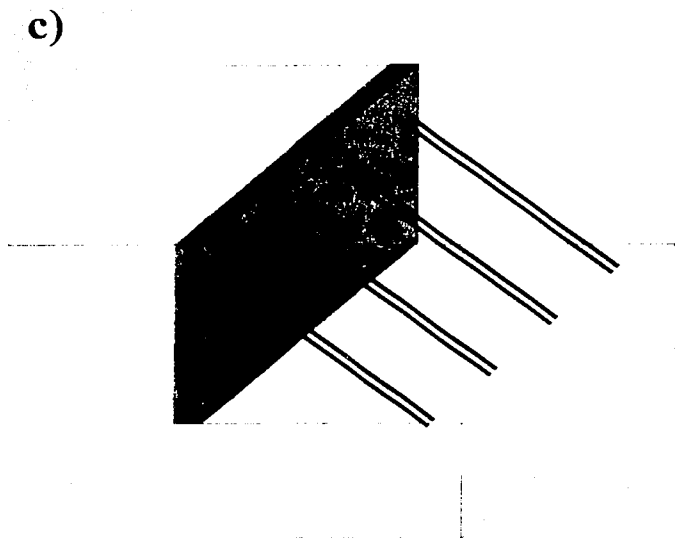
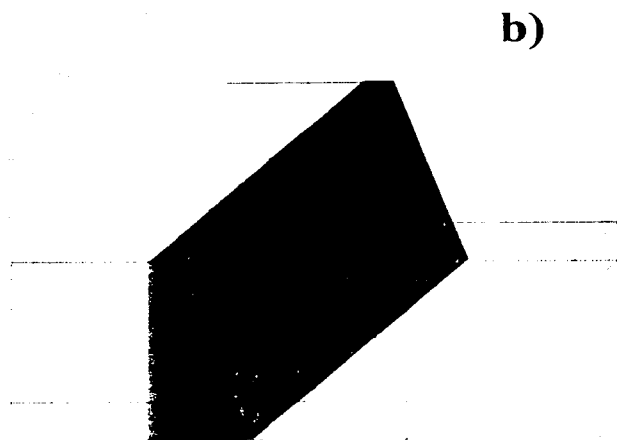
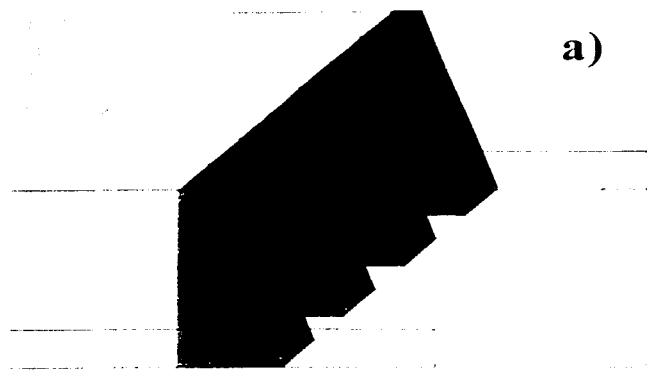
<sup>8</sup> Deméneghi Colina, A., Sanginés García, H. y Puebla Cadena M., "Apuntes de Cimentaciones", Profesores del Departamento de Geotecnia, División de Ingeniería Civil, Topográfica y Geodésica, Facultad de Ingeniería UNAM. 1994.

<sup>9</sup> Deméneghi Colina, A., Sanginés García, H. y Puebla Cadena M., "Apuntes de Cimentaciones", Profesores del Departamento de Geotecnia, División de Ingeniería Civil, Topográfica y Geodésica, Facultad de Ingeniería UNAM. 1994. Citado en...

<sup>10</sup> Juárez Badillo, E. y Rico, A., "Mecánica de Suelos", Tomo II, páginas 343 a 345, Edit. Limusa, México, D.F., 1976. Tomado de...

<sup>11</sup> Juárez Badillo, E. y Rico, A., "Mecánica de Suelos", Tomo III, página 1, Edit. Limusa, México, D.F., 1997. Citado en...

<sup>12</sup> Juárez Badillo, E. y Rico, A., "Mecánica de Suelos", Tomo III, página 1, Edit. Limusa, México, D.F., 1997. Citado en...



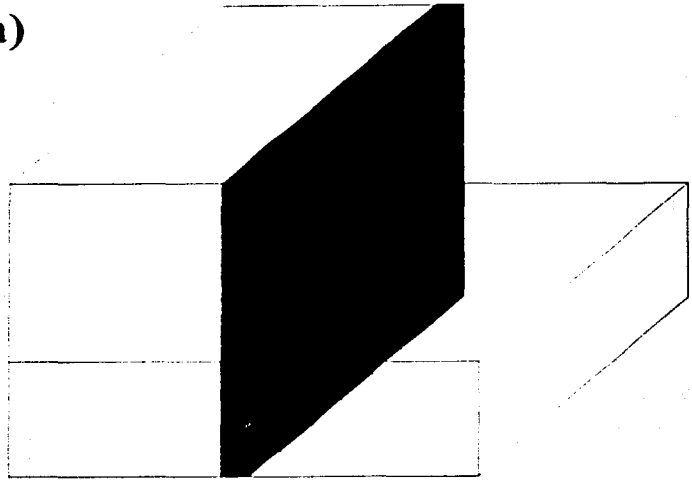
TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

EN LA FIGURA a) y b) SE ILUSTRAN DOS MUROS DE CONTENCIÓN DE TIERRAS CONOCIDOS COMO ELEMENTOS RÍGIDOS. PUEDEN ESTAR CONSTRUIDOS DE MAMPOSTERIA, O DE CONCRETO REFORZADO, POR EJEMPLO. EN LA FIGURA c) SE ESQUEMATIZA UN ADEME CON PUNTALES QUE RETIENE EL EMPUJE DEL SUELO CAUSADO POR LA DIFERENCIA DE NIVELES EN UNA EXCAVACIÓN.

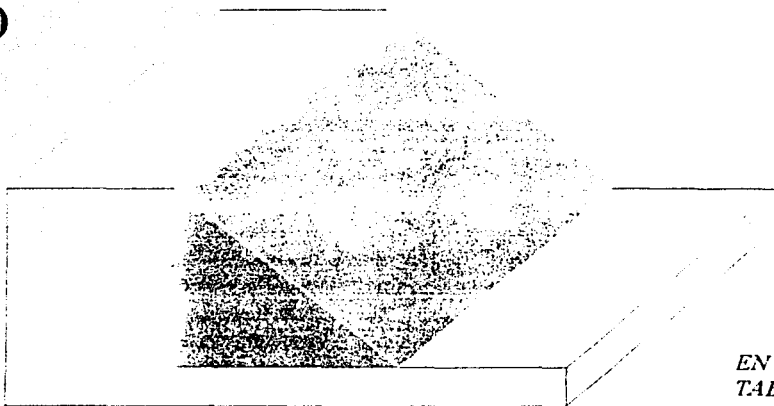
*fig III.1*

***Elementos de retención de tierras para excavaciones o cortes.***

a)



b)

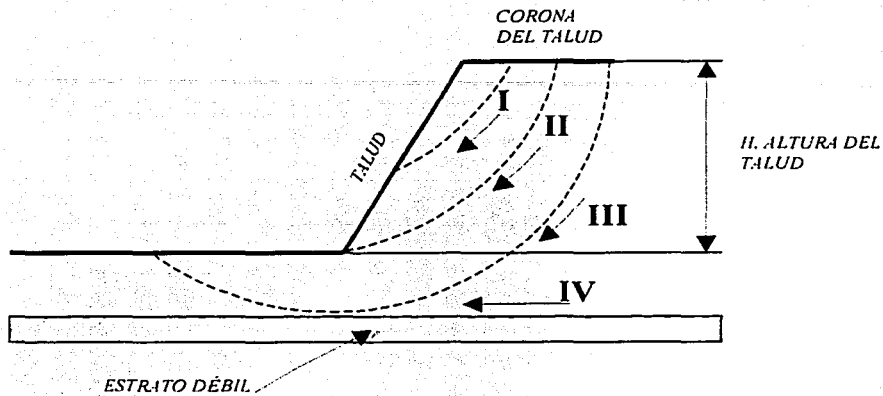


TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

EN LA FIGURA a) SE ILUSTR A UNA TABLESTACA, CLASIFICADA COMO ELEMENTO FLEXIBLE. SE OBSERVA QUE PARTE DE ELLA ESTA HINCADA EN EL TERRENO FIRME. EN LA FIGURA b) SE DIBUJA UN TALUD QUE SUSTITUYE LA CONSTRUCCIÓN DE UN MURO DE RETENCIÓN O DE UN ADEMADO. EL TALUD ES UNA SUPERFICIE INCLINADA COMPUESTA POR SUELO Y ES LA TRANSICIÓN ENTRE DOS NIVELES DE TERRENO.

*fig III.2*

***Forma de trabajar de una tablestaca y un talud.***

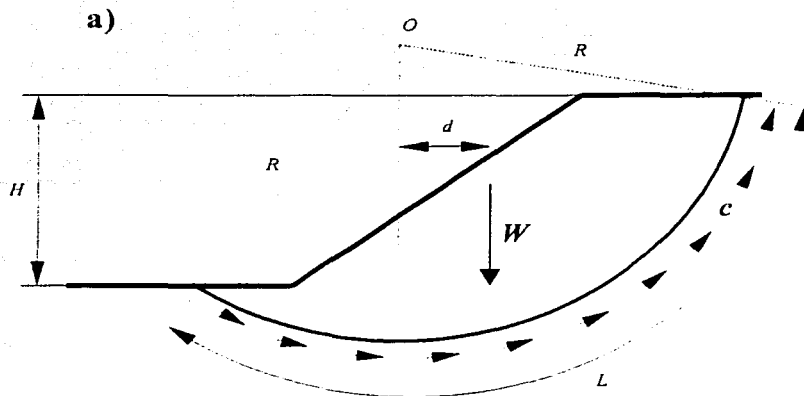


LA LÍNEA DE FALLA I) INDICA LA FALLA LOCAL POR ROTACIÓN. LA II) ILUSTR LA FALLA DE PIE Y LA III) LA FALLA DE BASE. EL NUMERO IV) INDICA LA FALLA POR TRASLACIÓN O DESLIZAMIENTO DE TODO EL CONJUNTO DEBIDO A LA PRESENCIA DE UN ESTRATO DÉBIL EN EL TERRENO DE CIMENTACIÓN.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

fig III.3

Falla de talud.



DONDE:

$R$  ES EL RADIO DEL CÍRCULO QUE DEFINE HIPOTÉTICAMENTE LA SUPERFICIE DE FALLA.

$O$  ES EL CENTRO DEL CÍRCULO DE FALLA.

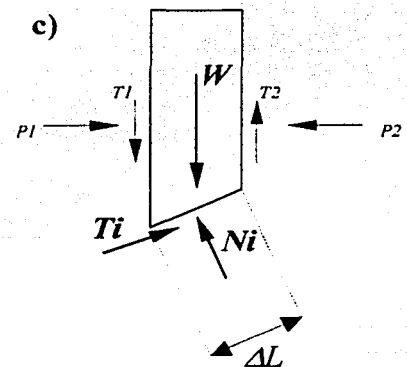
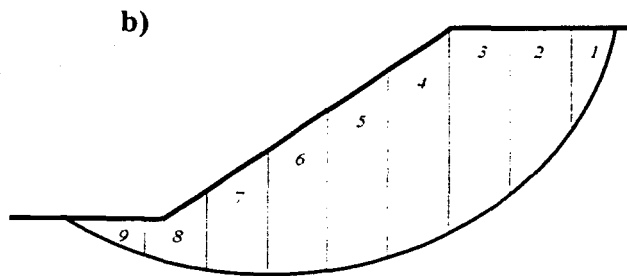
$W$  ES EL PESO DE CUÑA.

$H$  ES LA ALTURA DEL TALUD.

LA FIGURA A) MUESTRA EL CÍRCULO DE FALLA QUE PROPONE ARTURO CASAGRANDE<sup>3</sup> APLICANDO EL MÉTODO SUECO PARA SUELOS PURAMENTE COHESIVOS. ADEMÁS:

$c$  ES LA COHESIÓN QUE SE DESARROLLA A TRAVÉS DE LA LONGITUD DEL ARCO  $L$  Y QUE MULTIPLICADA POR EL RADIO  $R$  SERÁ EL MOMENTO RESISTENTE A LA FALLA.

$d$  ES LA DISTANCIA DE LA RESULTANTE  $W$  DEL PESO DE LA CUÑA A EL CENTRO DEL CÍRCULO DE FALLA Y QUE DEFINE EL MOMENTO MOTOR.



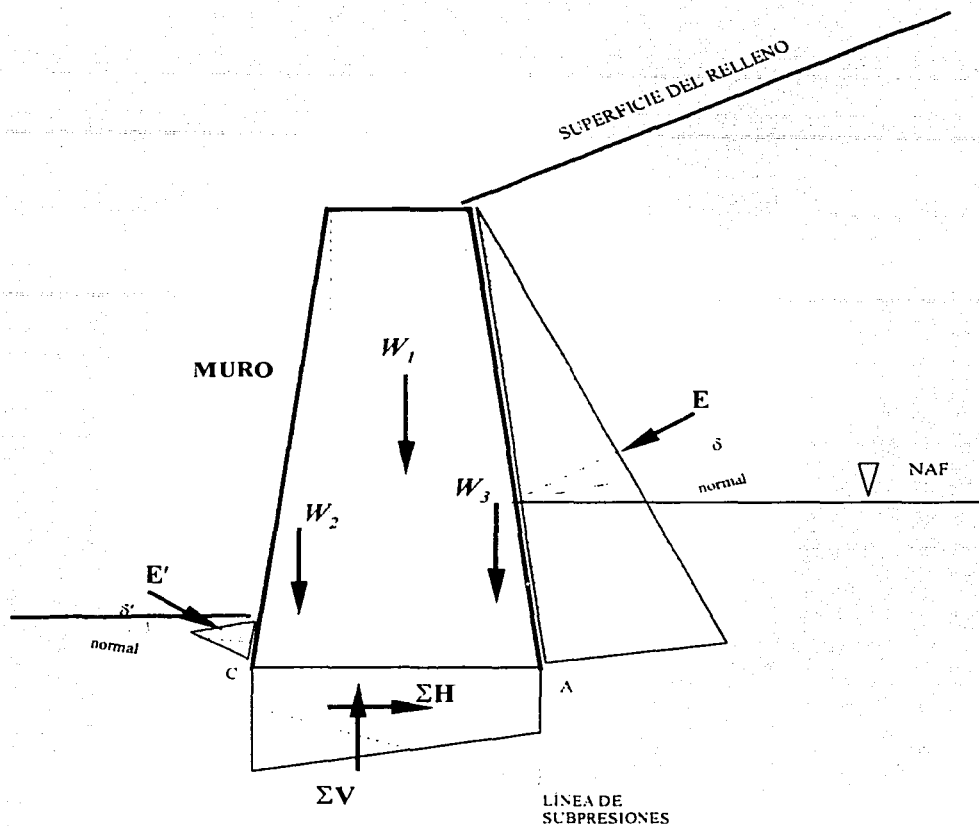
LA FIGURA B) MUESTRA EL CÍRCULO DE FALLA SUPUESTO QUE PROPONE FELLENIUS<sup>4</sup> APLICANDO EL MÉTODO SUECO PARA SUELOS COHESIVOS Y FRICCIONANTES. EN LA MISMA FIGURA SE APRECIAN LAS DOVELAS.

EN LA FIGURA C) SE MUESTRAN LAS FUERZAS ACTUANTES EN UNA DOVELA AISLADA DE LAS DEMÁS. SE SUPONE QUE LAS ÚNICAS FUERZAS QUE ACTÚAN SOBRE LA PORCIÓN DEL CÍRCULO DE FALLA  $\Delta L$  SON LA NORMAL  $N_i$ , LA TANGENCIAL  $T_i$  Y EL PESO  $W$  DE LA DOVELA. SE CONSIDERA QUE LAS FUERZAS  $P_1$  Y  $P_2$  SE ANULAN ELAS MISMAS. LAS FUERZAS  $T_1$  Y  $T_2$  SE DESPRECIAN.

fig III.4

**Método Sueco. Mecanismo de falla aplicando según Arturo Casagrande<sup>3</sup> y según Fellenius<sup>4</sup>.**

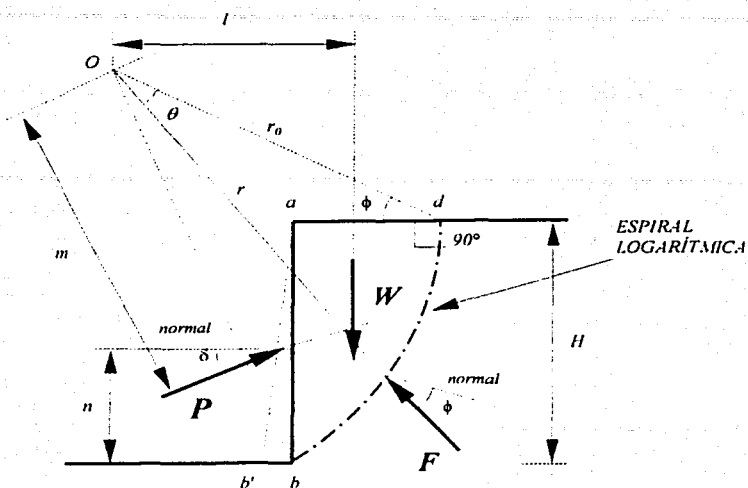




LAS FUERZAS MOSTRADAS COMO  $W_1$ ,  $W_2$  Y  $W_3$  CORRESPONDEN AL PESO PROPIO DEL MURO Y SU RESULTANTE ES UNA DE LAS FUERZAS QUE SE OPONE AL EMPUJE.  $E$  REPRESENTA LA PRESIÓN DEL SUELO CONTRA EL MURO.  $\Sigma V$  ES LA COMPONENTE NORMAL DE LAS PRESIONES EN LA CIMENTACIÓN.  $\Sigma H$  ES LA COMPONENTE HORIZONTAL.  $E'$  ES LA PRESIÓN QUE EL SUELO EJERCE SOBRE EL FRENTE DEL MURO. ADEMÁS, EXISTEN OTRAS FUERZAS TALES COMO LAS SUBPRESIONES Y OTRAS QUE NO SE DIBUJAN COMO PUEDEN SER LAS PROVOCADAS POR LOS EFECTOS DEL FLUJO DE AGUA, O POR EL TRÁNSITO DE VEHÍCULOS EN LA CORONA DEL MURO, O BIEN, LAS PROVOCADAS POR SISMO.

*fig III.5*

***Fuerzas que actúan sobre un muro de retención.***

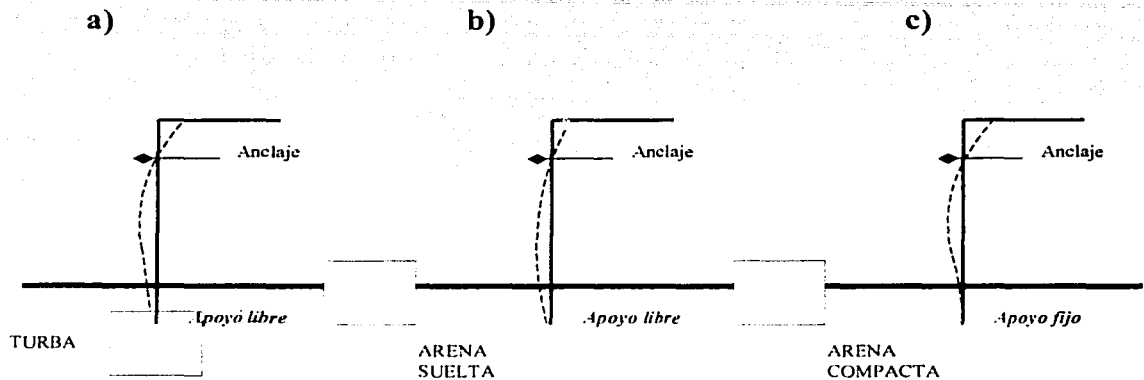


LA FIGURA MUESTRA LOS ELEMENTOS QUE DEBERÁN CONSIDERARSE PARA APLICAR EL MÉTODO DE LA ESPIRAL LOGARÍTMICA AL CÁLCULO DE EMPUJES SOBRE ADEMÉS EN SUELOS COHESIVOS Y FRICCIONANTES. ESTE TAMBIÉN ES UN PROCEDIMIENTO DE TANTEOS Y LA ECUACIÓN QUE RIGE LA CURVA SUPUESTA DE FALLA ES DEL TIPO  $r = r_0 e^{\alpha \phi}$ , DONDE  $e$  ES LA BASE DE LOS LOGARITMOS NATURALES. LA POSICIÓN INICIAL DEL ADEME ES LA LINEA  $ab$  Y LA FINAL LA LINEA  $ab'$ .

DE LA FIGURA SE DEDUCE QUE  $P m = W l$ , POR LO QUE  $P = W l / m$ . EL EMPUJE DE PROYECTO DESPUÉS DE INTENTAR CON VARIAS SUPERFICIES DE FALLA SERÁ EL MÁXIMO OBTENIDO. CUANDO EL SUELO ES PURAMENTE COHESIVO,  $r = r_0$ , SE TIENE QUE LA ESPIRAL LOGARÍTMICA SE CONVIERTE EN UNA CIRCUNFERENCIA. AHORA SE COMPARARÁ EL MOMENTO MOTOR PRODUCIDO POR EL PESO DE LA CUÑA DE DESLIZAMIENTO CON EL MOMENTO RESISTENTE QUE ESTÁ DADO POR,  $cLr$ , SIENDO  $c$  LA COHESIÓN,  $L$  LA LONGITUD DEL ARCO DE CIRCUNFERENCIA Y  $r$  EL RADIO DE LA MISMA.

fig III.6

**Método de la espiral logarítmica para el cálculo de empujes sobre ademes.**



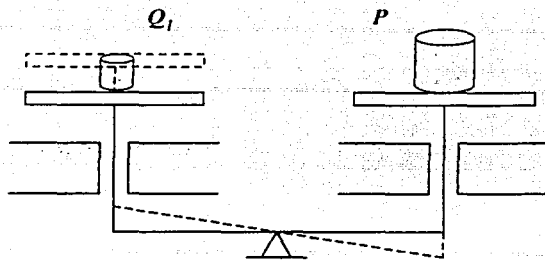
*LA FORMA EN QUE SE DEFORMA UNA TABLESTACA DEPENDE DEL TIPO DE SUELO QUE ESTE RETENIENDO Y DEL APOYO Y RESTRICCIONES QUE TENGA. EL GIRO O DESPLAZAMIENTO DEL APOYO, A SU VEZ DEPENDERÁ DEL TIPO DE MATERIAL EN QUE SE ENCUENTRE HINCADA LA TABLESTACA. EN LOS DIBUJOS DE ARRIBA SE MUESTRAN ALGUNAS CONFIGURACIONES DE DEFORMACIÓN DE UNA TABLESTACA ANCLADA.*

*fig.III.7*

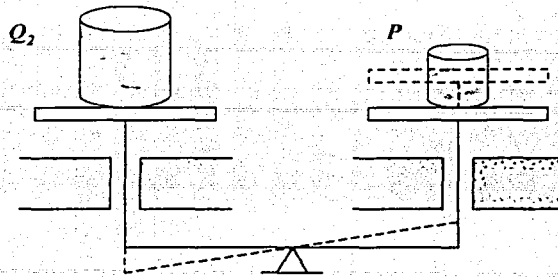
**Tablestacas.**

*Se observan diferentes modos de deformación del elemento de soporte.*

a)



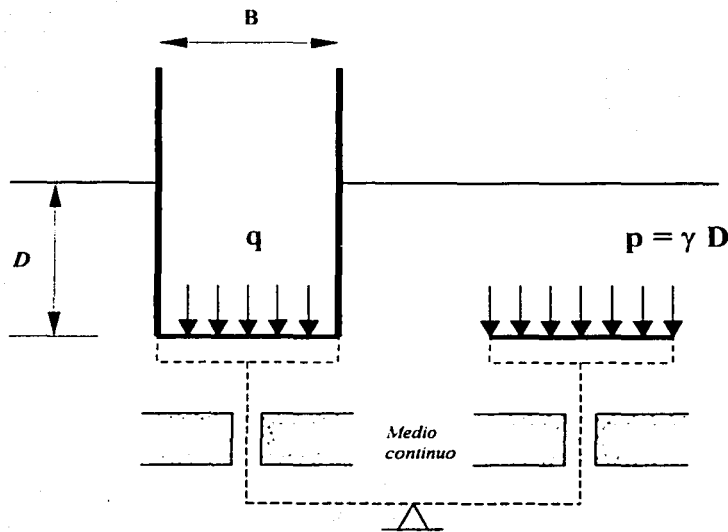
b)



Modelo de Khristianovich<sup>6</sup> donde el peso  $Q_1$  es menor que  $P$ . La balanza no se desequilibrará si la fricción en las guías es lo suficientemente grande como para anular el efecto del peso  $P$ .

Según las restricciones de este modelo existen dos posibilidades para mantener el equilibrio si el peso  $P$  no se remueve del platillo derecho. El peso equilibrante  $Q$  que deberá alojarse en el platillo izquierdo podrá ser menor que  $P$ , tal como se ve en el dibujo a). En este dibujo se presenta el otro caso, que sucede cuando el peso  $Q$  es mayor que el peso  $P$ , pero aún siendo así el sistema mantiene el equilibrio porque la fricción en las guías soporta la fuerza desequilibrante.

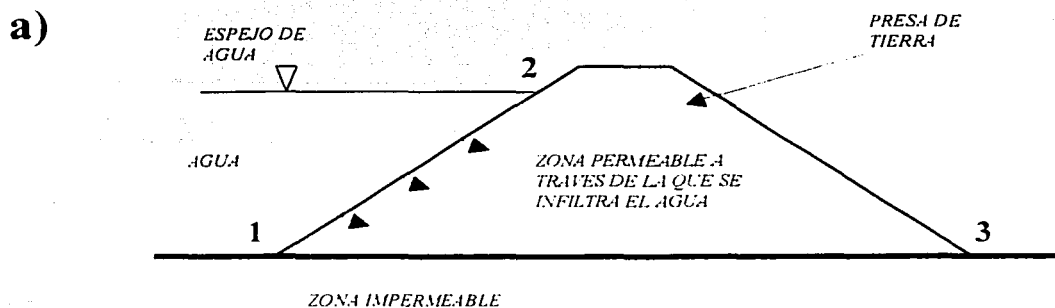
c)



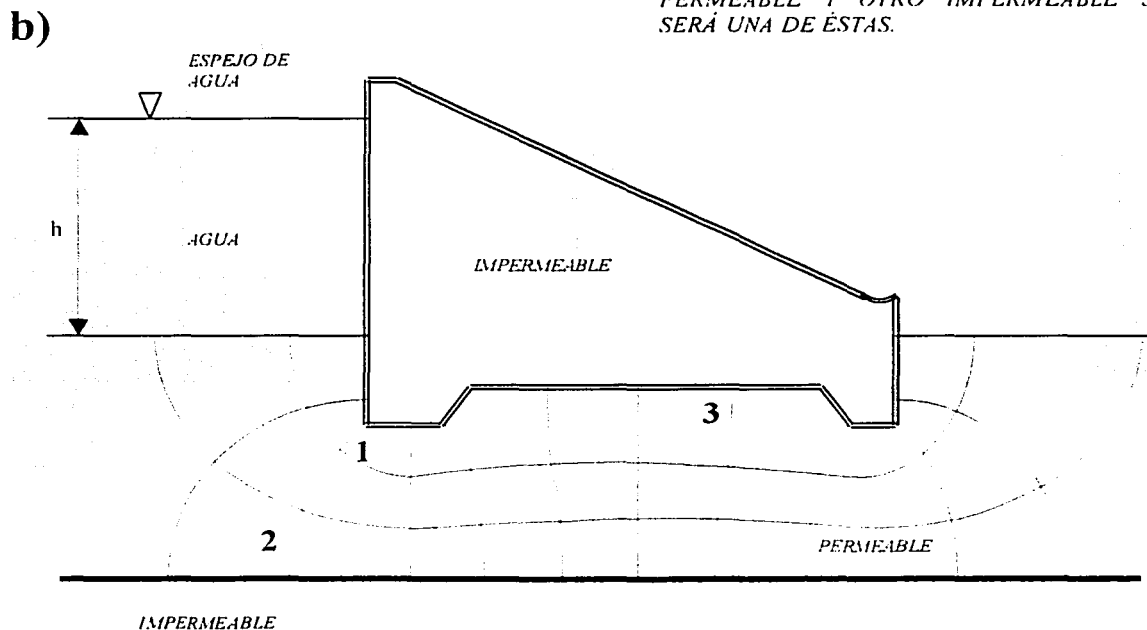
Analogía del modelo de Khristianovich<sup>6</sup> aplicado a una cimentación alojada en el suelo que se supone es un medio continuo. En las cimentaciones totalmente compensadas la presión  $q$ , que representa el peso de la estructura construida, debe ser igual a la presión  $p$ . En una excavación la falla de fondo ocurre cuando cuando el valor de  $q$ , que es nulo, no puede ser equilibrado por la fricción en las guías -resistencia al esfuerzo cortante del suelo- y la presión  $p$  que actúa en el otro platillo de la balanza induce el movimiento.

fig III.8

**Estabilidad de una cimentación.**



a) LA FRONTERA DEFINIDA POR LA LÍNEA 1-2 ES UNA LÍNEA EQUIPOTENCIAL YA QUE EXISTE CONTACTO ENTRE EL AGUA LIBRE Y EL MEDIO PERMEABLE. EN CAMBIO, LA FRONTERA DEFINIDA POR LA LÍNEA 1-3 ES UNA LÍNEA DE FLUJO YA QUE EL CONTACTO ENTRE UN MEDIO PERMEABLE Y OTRO IMPERMEABLE SIEMPRE SERÁ UNA DE ÉSTAS.

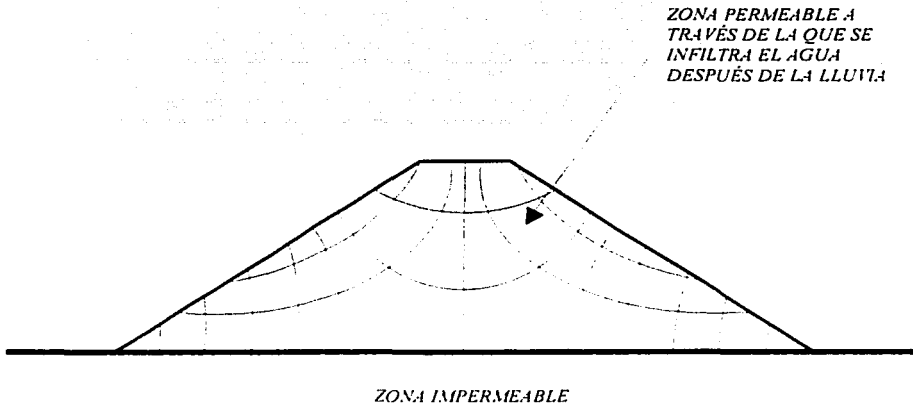


b) EN LA FIGURA SE ILUSTRAN LA RED DE FLUJO DEL AGUA QUE SE INFILTRA EN UNA REGIÓN PERMEABLE BAJO UNA ESTRUCTURA IMPERMEABLE. LAS PRESIONES DEL AGUA EN LOS PUNTOS 1, 2 Y 3 RECIBEN EL NOMBRE DE SUBPRESIONES Y ALTERAN NEGATIVAMENTE LA ESTABILIDAD DE LA ESTRUCTURA.

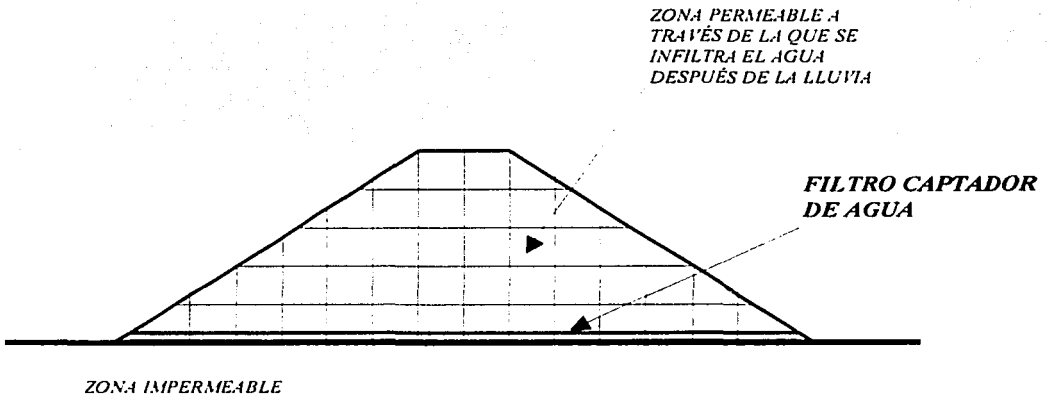
fig III.9

**Flujo de agua a través de los suelos.**

a)



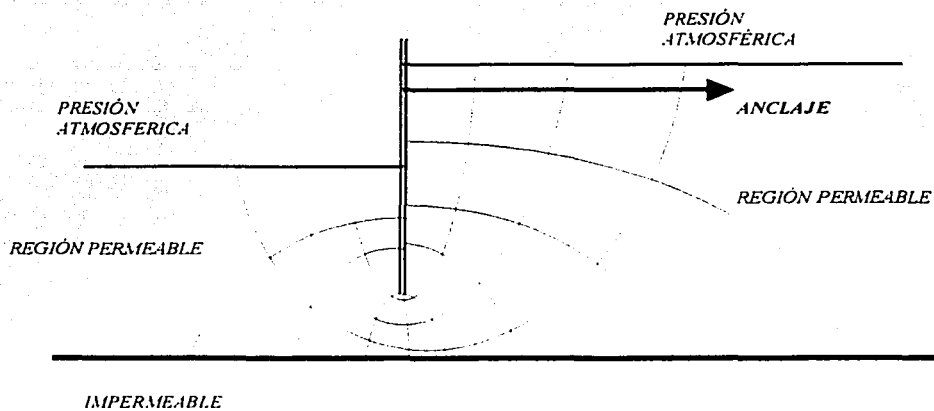
b)



- a) RED DE FLUJO DEL TALUD MOSTRADO PARA SUS CONDICIONES DE FRONTERA PARTICULARES.
- b) SOLUCIÓN A LA RED DE FLUJO. SE COLOCA UN FILTRO EN LA SUPERFICIE DE CONTACTO ENTRE EL TERRAPLÉN Y EL TERRENO DE CIMENTACIÓN IMPERMEABLE. TODAS LAS LÍNEAS DE FLUJO SE HACEN VERTICALES Y LAS EQUIPOTENCIALES HORIZONTALES. ASÍ, LAS PRESIONES NEUTRALES SON VALEN CERO EN CUALQUIER PUNTO INTERIOR DEL TALUD. CON ESTO SE EVITA QUE EL FLUJO DE AGUA DESESTABILIZE EL TALUD.

fig III.10

*Flujo de agua a través de taludes.*



EN LA FIGURA SE MUESTRA LA RED DE FLUJO QUE SE PRESENTA EN UNA TABLESTACA ANCLADA DESPUÉS DE UNA LLUVIA INTENSA. LA TABLESTACA ES TOTALMENTE IMPERMEABLE.

*fig III.11*

***Flujo de agua a través de un suelo contenido por una tablestaca anclada.***

## IV. Diseño Estructural de la Cimentación.

---

Según el investigador Raúl Granados<sup>1</sup>, el esquema que se presenta a continuación es representativo de la práctica del *diseño estructural de cimentaciones*. La primera etapa que se distingue tiene que ver con la *selección del tipo de cimentación*, concepto que a su vez es función de los siguientes parámetros:

- Magnitud y distribución de las cargas.
- Características de la estructura.
- Resistencia del suelo.
- Deformabilidad del suelo.

Una vez elegido el tipo de cimentación, y aún considerando que sus características finales podrían variar totalmente con las revisiones posteriores, se llega a la etapa de *análisis* la cual envolverá los siguientes conceptos:

- Definición de acciones sobre la cimentación (cargas y momentos).
- Cálculo del área de contacto requerida (o número de pilotes).
- Proposición del modelo estructural de la cimentación incluyendo al suelo.
- Obtención de acciones interiores (momentos, cortantes, deformaciones). Primero, ignorando la deformabilidad del suelo y proponiendo la distribución de la reacción y segundo, considerando la deformación del suelo (interacción) con métodos aproximados o con métodos directos.

Una vez concluido el *análisis* se procede al *dimensionamiento* de la estructura, donde se revisará que los elementos estructurales trabajen adecuadamente para las fuerzas solicitadas.

- Zapatas. Por penetración, por cortante y por flexión.
- Losas. Por flexión y por cortante.
- Trabes. Por flexión, por cortante y por deformación.
- Pilas y pilotes. Por fuerza axial, por fuerza axial y flexión (interacción).
- Muros de retención. Por flexión y por cortante.



Cabe recordar que el procedimiento de diseño estructural para una cimentación, y en general para cualquier tipo de estructura, es del tipo iterativo, es decir, primeramente se propone una estructura que tendrá ciertas características y que será revisada para asegurar su buen funcionamiento ante la falla y ante las acciones de servicio. Si la estructura tiene problemas con algún parámetro que ponga en riesgo su estabilidad o las cualidades de servicio durante su vida útil, se deberán proponer las modificaciones necesarias que garanticen el adecuado funcionamiento de la misma.

Al final del proceso, según el esquema de Granados, se llega al *detallado* de los cálculos realizados. Esta información es la que quedará registrada en la memoria de cálculo y se representará en los planos ejecutivos para la obra civil.

- Elaboración de planos.
- Especificaciones.
- Procedimiento constructivo.

Además, si durante el proceso de construcción se detectan variaciones en las propiedades del suelo u otras no previstas, se deberán analizar y realizar las mejoras necesarias para garantizar en todo momento la seguridad y economía de la obra y de las construcciones vecinas.

#### **IV.1 Fuerzas que actúan en la cimentación.**

En general, sobre una cimentación actúan las fuerzas básicas indicadas en la *figura IV.1*<sup>2</sup>, donde se aprecian tres fuerzas  $Q_x$ ,  $Q_y$  y  $Q_z$ , y tres momentos  $M_x$ ,  $M_y$  y  $M_z$ . Ahora bien, sobre un edificio y su cimentación las fuerzas más importantes que actúan son las producidas por:

- a) Carga muerta, debida al peso propio de estructura y acabados;
- b) Carga viva, debida al peso de mobiliario y personas;
- c) Efectos de temperatura;
- d) Sismo; y
- e) Viento.

Por otra parte, el *Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal*, RCDF 1997, establece que se deben considerar tres categorías de acciones, de acuerdo con la duración en que obran sobre las estructuras con su intensidad máxima (**artículo 186**):

- I. Acciones permanentes (carga muerta, empuje estático de tierras y de líquidos, desplazamientos permanentes de los apoyos, etcétera);
- II. Acciones variables (carga viva, efectos de temperatura, deformaciones de intensidad variables con el tiempo, funcionamiento de maquinaria, vibraciones, impacto o frenaje, etcétera);
- III. Acciones accidentales (sismo, viento, explosiones, otros).

Las acciones anteriores crearán en los elementos estructurales –trabes, muros, columnas, losas, etcétera- reacciones que son conocidas como *elementos mecánicos*. La masa de suelo subyacente a la estructura, y aún la colindante, sufrirá deformaciones en respuesta a tales acciones.

#### **IV.2 Análisis y diseño. Elementos mecánicos. Flexión, cortante. Revisión por penetración.**

En el análisis y diseño de una cimentación se revisará la seguridad estructural de ésta, también se evaluará la capacidad de carga por resistencia al corte y las deformaciones en la masa de suelo. Se debe verificar que no se excedan los estados límite de falla y de servicio para los elementos bajo estudio.

Estados límite de falla.

Se considerará como estado límite de falla cualquier situación que corresponda al agotamiento de la capacidad de carga de la estructura o de cualquiera de sus componentes, incluyendo la cimentación, o al hecho de que ocurran daños irreversibles que afecten significativamente la resistencia del suelo antes nuevas aplicaciones de carga, lo anterior según el RCDF 1997. Algunos ejemplos de estados límite de falla en una cimentación citados por el RCDF 1997 en su **artículo 224** son:

- a) Desplazamiento plástico local o general del suelo bajo la cimentación;
- b) Flotación;
- c) Falla de los elementos de la estructura de cimentación.

La revisión de la seguridad de una cimentación ante estados límite de falla consistirá, de acuerdo con los *artículos 193, 223 y 224* del RCDF 1997, en comparar, para cada elemento de la cimentación y para ésta en su conjunto, la capacidad de carga del suelo con las acciones de diseño, afectando la capacidad de carga neta de la cimentación con un factor de resistencia y las acciones de diseño con sus respectivos factores de carga.

El *artículo 188* del RCDF 1997 dice, además, que la seguridad de una estructura deberá verificarse para el efecto combinado de todas las acciones que tengan una probabilidad no despreciable de ocurrir simultáneamente, considerándose dos categorías de combinaciones:

- I. Primer tipo de combinación: considera acciones permanentes más acciones variables incluyendo la carga viva. Con este tipo de combinación se revisarán tanto los estados límite de servicio como los de falla. Las acciones variables se considerarán con su intensidad media para fines de cálculos de asentamientos u otros movimientos a largo plazo. Para la revisión de estados límite de falla, se considerará la acción variable más desfavorable con su intensidad máxima y las acciones restantes con intensidad instantánea.
- II. Segundo tipo de combinación: incluye acciones permanentes más acciones variables con intensidad instantánea y acciones accidentales (viento o sismo). Con esta combinación se revisarán los estados límite de falla y límite de servicio asociados a deformaciones transitorias y permanentes del suelo bajo carga accidental.

Por lo anterior, se deberá revisar la seguridad del terreno de cimentación y de la subestructura para estas dos clases de combinación de acciones. Para la categoría *I* se valúan la carga muerta y la carga viva. Dado que estas fuerzas tienen en general dirección vertical, usualmente la resultante de fuerzas da lugar a una carga vertical  $Q_z$  que el RCDF designa como  $\Sigma Q$ . Si el punto de aplicación de la resultante no coincide con el centro geométrico de la estructura de cimentación, se pueden generar dos momentos de volteo  $M_x$  y  $M_y$  alrededor de dos ejes ortogonales.

Se tiene que efectuar también la revisión de la seguridad para la categoría *II*, la cual representa la segunda combinación de acciones y es en la que se debe tomar el efecto combinado de acciones permanentes, variables y accidentales, es decir, hay que considerar también los efectos de sismo y viento, que en general producen momentos de volteo y fuerzas cortantes importantes sobre la cimentación. En la revisión de la capacidad de carga, cuando se presenta momento de volteo, se usará un ancho de cimentación reducido  $B'$  en vez de  $B$  y con éste se tomará en cuenta la excentricidad,  $e$ , y por lo tanto, en el cálculo

de la capacidad de carga estará tomado en cuenta de manera implícita el efecto del momento de volteo  $M$ .

Congruentemente con lo especificado en el *inciso 8.8* de las *Normas Técnicas Complementarias, NTC, para diseño por sismo*, respecto a efectos bidireccionales, en la revisión de los estados límites de falla de una cimentación bajo este tipo de sollicitación se deberán considerar las acciones sísmicas de la siguiente forma: 100% del sismo en una dirección y 30% en la dirección perpendicular a ella, con los signos que para cada concepto resulten más desfavorables, repitiendo el proceso en las combinaciones posibles.

El *inciso 8.9* de las NTC *para diseño por sismo* plantea que entre las acciones debidas a sismo, al revisar los estados límite de falla, se incluirá la fuerza de inercia horizontal que obra en la masa de suelo potencialmente deslizante que subyace al cimiento de la construcción. Este volumen de suelo estará sujeto a una aceleración horizontal igual a  $c/4$  veces la aceleración de la gravedad, donde  $c$  es el coeficiente adimensional de diseño sísmico.

Para una evaluación más precisa de las acciones accidentales por sismo a nivel de la cimentación, será válido apoyarse en un análisis de interacción dinámica suelo-estructura recurriendo a métodos analíticos o numéricos aceptados para este fin.

Las NTC indican que para cimentaciones someras -y también compensadas-desplantadas en suelos sensiblemente uniformes, se verificará el cumplimiento de las siguientes desigualdades para las distintas combinaciones posibles de acciones verticales. Para cimentaciones desplantadas en suelos cohesivos:

$$\Sigma Q F_c / A < c_u N_c F_R + p_v$$

Para cimentaciones desplantadas en suelos friccionantes:

$$\Sigma Q F_c / A < [p'_v (N_q - 1) + \gamma B N_\gamma / 2] F_R + p_v$$

donde:

- $Q F_c$ , es la suma de las acciones verticales a tomar en cuenta en la combinación considerada en el nivel de desplante, afectada por su respectivo factor de carga.
- $A$ , es el área del cimiento en  $m^2$ .
- $p_v$ , es la presión vertical total a la profundidad de desplante por peso propio del suelo,  $t/m^2$ .

- $p'_v$ , es la presión vertical efectiva a la misma profundidad en  $t/m^2$ .
- $\gamma$ , es el peso volumétrico del suelo en  $t/m^3$ .
- $c_u$ , es la cohesión aparente,  $t/m^2$ , determinada de ensaye triaxial no-consolidado no-drenado (UU).
- $B$ , es el ancho de la cimentación en m.
- $N_c$ , es el coeficiente de capacidad de carga y está dado por:

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

y es válido para  $D_f / B < 2$  y  $B / L < 1$ , donde  $D_f$  es la profundidad de desplante en m y  $L$  la longitud del cimiento en m; en caso que  $D_f / B$  y  $B / L$  no cumplan con las desigualdades anteriores, dichas relaciones se considerarán iguales a 2 y a 1 respectivamente.

- $N_q$  es el coeficiente de capacidad de carga dado por:

$$N_q = \exp [\pi \tan \phi] \tan^2 (45^\circ + \phi / 2)$$

donde  $\phi$  es el ángulo de fricción interna del material. El coeficiente  $N_q$  se multiplicará por  $1 + (B/L) \tan \phi$  para cimientos rectangulares y por  $1 + \tan \phi$  para zapatas circulares o cuadradas.

- $N_\gamma$  es el coeficiente de capacidad de carga dado por:

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi$$

El coeficiente  $N_\gamma$  se multiplicará por  $1 - 0.4(B/L)$  para cimientos rectangulares y por  $0.6$  para cimientos circulares o cuadrados.

- $F_R$  es el factor de resistencia que corresponde.

Además las NTC especifican que en las relaciones anteriores, se tomará en cuenta lo siguiente:

- a) El parámetro  $\phi$  estará dado por:

$$\phi = \text{ang tan } (a \tan \phi^*)$$

Donde  $\phi^*$  es el ángulo con la horizontal de la envolvente de los círculos de Mohr a la falla en la prueba de resistencia que se considere más representativa del comportamiento del suelo en las condiciones de trabajo.

- b) La posición del nivel freático considerada para la evaluación de las propiedades mecánicas del suelo y de su peso volumétrico deberá ser la más desfavorable

durante la vida útil de la estructura. En caso de que el ancho  $B$  de la cimentación sea mayor que la profundidad  $z$  del nivel freático bajo el nivel de desplante de la misma, el peso volumétrico a considerar en la expresión para evaluar cimentaciones desplantadas en suelos friccionantes será:

$$\gamma = \gamma' + (z/B) (\gamma_m - \gamma')$$

Donde  $\gamma'$  es el peso volumétrico sumergido del suelo entre las profundidades  $z$  y  $(B/2)\tan(45 + \phi/2)$  en  $t/m^3$ .

$\gamma_m$  es el peso volumétrico total del suelo arriba del nivel freático en  $t/m^3$ .

- c) En el caso de combinaciones de carga, en particular las que incluyen solicitaciones sísmicas que den lugar a resultantes excéntricas actuando a una distancia  $e$  del eje longitudinal del cimientto. así también en su dirección perpendicular si es el caso, el ancho efectivo del mismo deberá considerarse igual a:

$$B' = B - 2e$$

Además, en las NTC se exponen las recomendaciones para diversos casos que se puedan presentar en la práctica, tales como, presencia de estratos blandos abajo del de desplante, cimentaciones sobre taludes, etcétera.

A parte, en cimentaciones compensadas, se comprobará también que no pueda ocurrir flotación de la cimentación durante ni después de la construcción. Para esto, se adoptará una posición conservadora del nivel freático.

La porción de las celdas del cajón de cimentación que esté por debajo del nivel freático y que no constituya un espacio funcionalmente útil, deberá considerarse como llena de agua y el peso de ésta deberá sumarse al de la subestructura, a menos que dicho espacio se rellene con material ligero no saturable que garantice la permanencia del efecto de flotación.

Estados límite de servicio.

Se considerará como estado límite de servicio la ocurrencia de deformaciones, agrietamientos, vibraciones o daños que afecten el correcto funcionamiento de la construcción, pero que no perjudiquen su capacidad para soportar cargas. Ejemplos de estados límite de servicio en una cimentación son (**artículo 224**, RCDF 1997):

- a) Movimiento vertical medio (asentamiento o emersión), con respecto al nivel del terreno circundante;
- b) Inclinación media;
- c) Deformación diferencial.

Dado un suelo totalmente saturado, las deformaciones que sufre éste dependen en términos generales de la presión de confinamiento a que está sometido y al esfuerzo desviador que se le aplica. Para ilustrar el fenómeno anterior, considérese que se realiza una excavación y posteriormente se construye un edificio con un cajón de cimentación. En lo que sigue se desprejará el efecto de la rigidez del cajón. Analizando el estado de esfuerzos y deformaciones de un elemento dentro de la masa de suelo se encuentra que únicamente está sometido a presiones iniciales debidas a peso propio. Debido a la disminución de esfuerzos por la excavación y el subsecuente incremento de esfuerzos por la construcción de la estructura, el elemento de suelo se ve sujeto a la siguiente variación de esfuerzos y deformaciones, (Deméneghi<sup>3</sup>, 1984):

- a) Disminución de esfuerzos ocasionados por la excavación. Esta disminución produce una expansión vertical instantánea del elemento en estudio y si la excavación permanece abierta un largo plazo se producirá además una expansión vertical diferida.
- b) Incremento de esfuerzos ocasionados por la construcción de la estructura, hasta regresar aproximadamente a la presión inicial de confinamiento. Este incremento de esfuerzos produce un asentamiento instantáneo por recompresión y un asentamiento diferido por recompresión, también.
- c) Incremento de esfuerzos provocados por el incremento neto de presión que produce el peso de la estructura. Este incremento de esfuerzos ocasiona un asentamiento instantáneo por compresión y un asentamiento diferido por compresión.

Por lo anterior se aprecia entonces, que pueden ocurrir hasta seis diferentes movimientos por excavación y subsecuente carga al terreno. Su magnitud depende de la clase de suelo. Así, en materiales friccionantes, en condiciones usuales, los desplazamientos por excavación y por recompresión son pequeños y no es común calcularlos; también las deformaciones diferidas suelen ser pequeñas. En cambio, en suelos plásticos saturados de consistencia blanda, como la arcilla de la ciudad de México, la magnitud de tales deformaciones puede ser alta. Hay que recordar que para evaluar los movimientos diferenciales de la cimentación y los inducidos en construcciones vecinas, los asentamientos diferidos se deberán calcular en distintos puntos dentro y fuera del área cargada.

Los asentamientos instantáneos de las cimentaciones bajo sollicitaciones estáticas se calcularán en su primera aproximación usando los métodos de la teoría de la elasticidad, previa estimación de los parámetros elásticos del

terreno, a partir de la experiencia local o de pruebas directas o indirectas. Los asentamientos diferidos se calcularán por medio de la relación:

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

Donde,

- $\Delta H$  es el asentamiento de un estrato de espesor  $H$ .
- $e_0$ , es la relación de vacíos inicial.
- $\Delta e$ , es la variación de vacíos bajo el incremento de esfuerzo vertical  $\Delta p$  inducido a la profundidad  $z$  por la carga superficial. Esta variación se estimará a partir de una prueba de consolidación unidimensional realizada con material representativo del existente a esa profundidad.
- $\Delta z$ , son los espesores de estratos elementales en los cuales los esfuerzos pueden considerarse uniformes.

Además, para el cálculo del incremento neto de carga transmitido por las cimentaciones compensadas y la revisión de los estados límite de servicio, el peso de la estructura a considerar será la suma de la carga muerta, incluyendo el peso de la subestructura, más la carga viva con intensidad media, menos el peso total del suelo excavado. Esta combinación será afectada por un factor de carga unitario.

Según las NTC, los asentamientos que se calcularán para revisar los estados límite de servicio en cimentaciones compensadas, serán:

- a) Los movimientos instantáneos debidos a la carga total transmitida al suelo por la cimentación.
- b) Las deformaciones transitorias y permanentes del suelo de cimentación bajo la segunda combinación de acciones.
- c) Los movimientos diferidos debidos al incremento o decremento neto de carga en el contacto cimentación-suelo.

El cálculo de los movimientos diferidos se llevará a cabo tomando en cuenta, incluso, la interacción con el hundimiento regional.

Así pues, los factores de carga que deberán aplicarse a las acciones para el diseño de cimentaciones serán los siguientes (*artículo 194*, RCDF 1997):



- I. Para combinaciones de acciones clasificadas en la fracción *I* del **artículo 188** del RCDF se aplicará un factor de carga de 1.4, si la edificación es del Grupo A, este factor será entonces de 1.5.
- II. Para combinaciones de acciones clasificadas en la fracción *II* del **artículo 188** se considerará un factor de carga 1.1 aplicado a los efectos de todas las acciones que intervengan en la combinación.
- III. Para acciones o fuerzas internas cuyo efecto sea favorable a la resistencia o estabilidad de la estructura, el factor de carga se tomará igual a 0.9.
- IV. Para revisión de estados límite de servicio se tomará en todos los casos un factor de carga unitario.

El factor de carga para la acción de la subpresión en el diseño de cimentaciones será unitario, según el **artículo 225** del RCDF 1997.

Para estados límite de falla se aplicarán factores de carga de 1.1 a la fricción negativa, al peso propio del suelo, a los empujes laterales de éste y a la aceleración de las masas de suelo deslizantes bajo la acción sísmica.

En los muros de retención perimetrales se considerarán empujes horizontales a largo plazo no inferiores a los del agua y el suelo en estado de reposo, adicionando los debidos a sobrecargas en la superficie del terreno y a cimientos vecinos. La presión horizontal efectiva transmitida por el terreno en estado de reposo se considerará por lo menos igual a 50% de la presión vertical efectiva actuante a la misma profundidad, salvo para rellenos compactados contra muros, caso en el que se considerará por lo menos de 70% de la presión vertical. Las presiones horizontales atribuibles a sobrecargas podrán estimarse por medio de la teoría de la elasticidad. En caso de que el diseño considere absorber fuerzas horizontales por contacto lateral entre subestructura y suelo, la resistencia considerada de éste último no deberá ser superior al empuje pasivo afectado de un factor de resistencia de 0.35, siempre que el suelo circundante esté constituido por materiales naturales o por rellenos bien compactados. Los muros perimetrales y elementos estructurales que transmiten dicho empuje deberán diseñarse expresamente para esa sollicitación. Se tomarán medidas para que, entre las cimentaciones de estructuras contiguas, no se desarrolle fricción que pueda dañar a alguna de las dos como consecuencia de posibles movimientos relativos.

Los elementos mecánicos (presiones de contacto, empujes, etc.) requeridos para el diseño estructural de la cimentación deberán determinarse para las dos categorías de combinación de acciones que señala el **artículo 188** del RCDF 1997.

Las presiones de contacto consideradas deberán ser tales que las deformaciones diferenciales del suelo calculadas con ellas coincidan aproximadamente con las del sistema subestructura-superestructura. Para determinar distribuciones de este tipo, será aceptables suponer que el medio es elástico y continuo, y usar las soluciones analíticas existentes o métodos numéricos. Será aceptables cualquier distribución que satisfaga las condiciones siguientes:

- a) Que existe equilibrio local y general entre las presiones de contacto y las fuerzas internas en la subestructura y las fuerzas y momentos transmitidos a esta por la superestructura.
- b) Que los hundimientos diferenciales inmediatos más los diferidos con las presiones de contacto consideradas sean aceptables en términos de las NTC.

La distribución de presiones de contacto entre el suelo y la subestructura puede determinarse mediante la aplicación del método de interacción estática suelo-estructura expuesto en este trabajo.

Por otro lado, en el diseño de excavaciones se considerarán, de acuerdo con el *artículo 228* del RCDF 1997, los siguientes estados límite:

- a) De falla: colapso de los taludes o paredes libres o ademadas de la excavación, falla de los cimientos de las construcciones colindantes, falla de fondo de la excavación por corte o por subpresión en estratos subyacentes y colapso del techo de cavernas o galerías.
- b) De servicio: movimientos verticales y horizontales inmediatos y diferidos por descarga en el área de la excavación y en los alrededores.

Frecuentemente en la construcción de una cimentación será necesario controlar el nivel de aguas freáticas en la zona de la obra. El gasto que deberá abatirse será el calculado mediante las teorías de flujo de agua en el suelo. Se deberá proponer un sistema de bombeo adecuado.

**Elementos mecánicos. Flexión, cortante. Revisión por penetración.**

Además de las consideraciones anteriores, que tienen que ver con las cargas exteriores y con las deformaciones en la masa de suelo, se aplicarán los correspondientes estados límite de falla y servicio al dimensionamiento de cada parte integrante de la subestructura, es decir, se revisarán los efectos interiores (o elementos mecánicos) que actuarán en los elementos estructurales para así lograr un diseño adecuado de la estructura.

De este modo, se tiene que, una vez conocidas las fuerzas internas en cada elemento estructural, las cuales fueron obtenidas del análisis estructural de la cimentación y superestructura (análisis que a su vez se obtuvo a partir del sistema de cargas actuante), se procede al cálculo de las dimensiones de trabajo de cada parte de la cimentación revisando los parámetros de flexión, cortante, penetración y los que correspondan, según los criterios del diseño estructural. Los elementos que forman la estructura de una cimentación compensada estarán hechos de concreto reforzado.

Así pues, para la estructuración del cajón de cimentación en una subestructura del tipo compensada, se emplearán elementos tales como losas, trabes, muros y columnas, por ejemplo. Ver *figura IV.2*. Las losas y trabes estarán sujetas principalmente a flexión y a cortante. En el diseño por flexión se verifica que el momento último en la sección crítica sea menor que el momento resistente en dicha sección. Una losa de cimentación básicamente trabajará como una losa invertida de un sistema de piso, es decir, las cargas que recibirá será el empuje del suelo (desde abajo de la misma). Las trabes que conformen la estructuración de la cimentación se revisarán por cortante y también por deformación, verificando el cumplimiento de las normas establecidas para el diseño de elementos concreto.

Cuando en una viga se cumple que  $h \approx 2b$ , el efecto de flexión es el que predomina en el interior del elemento, en cambio, en un muro donde la dimensión  $h$  es mucho mayor que  $b$ , el efecto más importante es el cortante. Por lo anterior, los muros se revisarán principalmente por cortante en su dirección longitudinal. Si los muros son de colindancia, hay que tener presente que recibirán el empuje activo del suelo y que incluso deberán soportar el empuje pasivo que podría provocar un sismo, y entonces, se deberán revisar también por flexión en su eje transversal. Si la cimentación es poco profunda, la flexión que actúa sobre los muros de retención no será tan relevante, puesto que los empujes del suelo no serán tan grandes. Esta situación cambia si en los predios colindantes ya existen estructuras construidas que induzcan sobrecargas.

En general, la revisión por penetración se realiza en zapatas y en losas para asegurarse que las columnas no provoquen una falla donde el elemento vertical se incrustaría en el elemento horizontal. Para evitar la penetración de una columna en una losa, o bien de una columna en su zapata, hay dos soluciones. La primera consiste en proponer un peralte suficiente de la losa, o

zapata, tal que la columna y los efectos cortantes que su carga induce puedan redistribuirse en la zona de apoyo y entonces ésta última no penetre en la losa, o en la zapata. La otra solución consiste en hacer un capitel para ampliar el área de contacto entre la columna y la losa (esto, cuando la losa forma parte del sistema de piso). En el caso de zapatas se podrá hacer un dado que servirá para desconcentrar los efectos cortantes que la columna transmitirá a las mismas.

Las losas de cimentación para subestructuras compensadas en realidad están concebidas como un conjunto de trabes paralelas y ortogonales entre sí, que ocupan un área tan extensa en el nivel de desplante que se opta por rellenar los tableros con concreto y acero de refuerzo para aprovechar el efecto de la subpresión. La estructuración de las edificaciones siempre hace que las columnas que bajan las cargas desde la superestructura se apoyen en estas trabes y en sus intersecciones con otras, eliminando la necesidad de hacer dados para que la losa no reciba directamente a la columna. Ver *figura IV.3*. Según lo anterior, se tiene que, la revisión por penetración más bien estará enfocada a columnas que transmitan sus cargas a zapatas y losas.

En la estructuración y dimensionamiento de un cajón de cimentación o de una losa de cimentación, se supone primeramente que la presión de contacto entre la estructura y el suelo es uniforme. También se desprecia la rigidez de la estructura con respecto al terreno de cimentación. Una vez que está definida la estructura, y que se ha hecho su diseño estructural siguiendo las especificaciones de servicio y de resistencia estructural, se revisará todo el sistema considerando, esta vez, los efectos de rigidez de ambos elementos, procedimiento conocido como interacción estática suelo-estructura. Lo anterior, como ya se ha expuesto, conducirá al conocimiento más real de la configuración de deformaciones que se presentará en la interfase de medios, el suelo y la estructura. Si estas deformaciones, ahora tomadas en cuenta dentro un sistema integral, exceden los parámetros permisibles, se revisará una vez más la estructura identificando aquellos de sus elementos más sensibles a los efectos negativos los cuales se rediseñarán para garantizar el adecuado funcionamiento del sistema.

En la práctica, una vez que se conocen los efectos más desfavorables tomando en cuenta las combinaciones posibles de acciones permanentes, variables y accidentales, se diseña para la envolvente crítica. Esto tiene como ventaja que el diseño siempre estará del lado de la seguridad, sobre todo en aquellas partes de la estructura donde los efectos no son tan pronunciados. Pero, por otro lado,

la desventaja consistirá en que el costo final será relativamente más alto por estar *sobrado* el diseño (en algunas partes de la estructura). Aún siendo así, la práctica de las cimentaciones se realiza de este modo, lo cual puede tener alguna justificación si se toma en cuenta que el costo de la estructura de una edificación puede ser bastante menor con respecto al costo de sus instalaciones y acabados. Por esto mismo, muchas veces no se justifica un análisis tan detallado para la optimización de secciones y formas en el diseño de una estructura.

<sup>1</sup> Granados, Raúl, "Interacción Estática Suelo - Estructura", Reunión Conjunta SMMS, SMIS y SMIE sobre Interacción Suelo - Estructura y Diseño Estructural de Cimentaciones, página 214, México, D.F., septiembre de 1991.

<sup>2</sup> Deméneghi Colina, A., Sanginés García, H. y Puebla Cadena M., "Apuntes de Cimentaciones", Profesores del Departamento de Geotecnia, División de Ingeniería Civil, Topográfica y Geodésica, Facultad de Ingeniería UNAM, 1994. Tomado de...

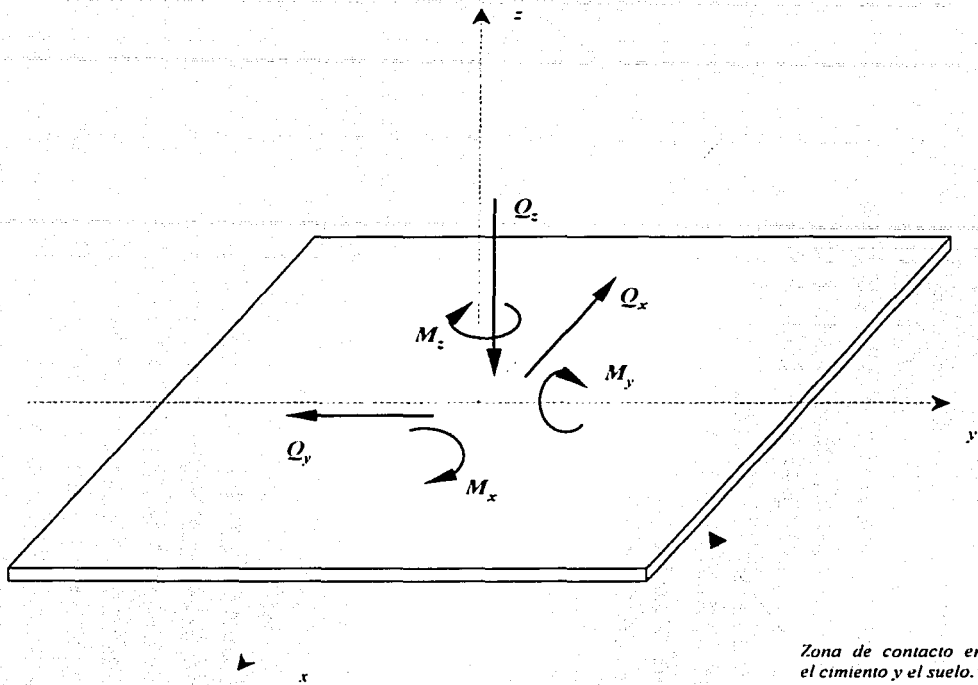
<sup>3</sup> Deméneghi Colina, A., Sanginés García, H., Puebla Cadena M. y Rivera Constantino R., "Apuntes de Cimentaciones", Pág. 54. Profesores del Departamento de Geotecnia, División de Ingeniería Civil, Topográfica y Geodésica, Facultad de Ingeniería, UNAM, 1994. Tomado de...

González Cuevas, O. y Robles, F., "Aspectos Fundamentales del Concreto Reforzado". LIMUSA, México, 1998.

Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal. Normas Técnicas Complementarias. 1997

Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones. RCDF. 1997.

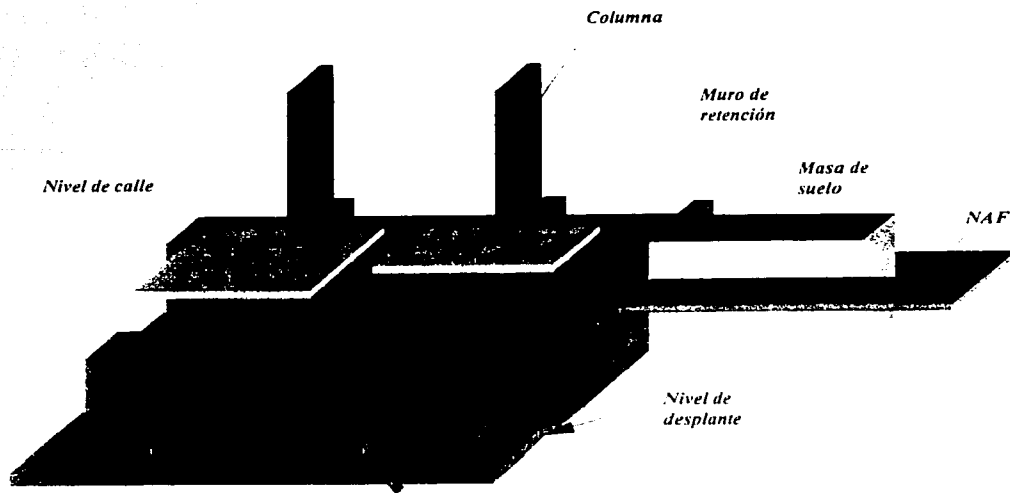
Instituto de Ingeniería, "Comentarios, Ayudas de Diseño y Ejemplos de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones", DDF, ES - 6, Series del Instituto de Ingeniería, julio, 1993.



LA FIGURA MUESTRA LAS FUERZAS PRINCIPALES QUE ACTÚAN EN UNA ESTRUCTURA DE CIMENTACIÓN.

*fig IV.1*

***Fuerzas que actúan en una estructura de cimentación.***



*Trabes de cimentación*

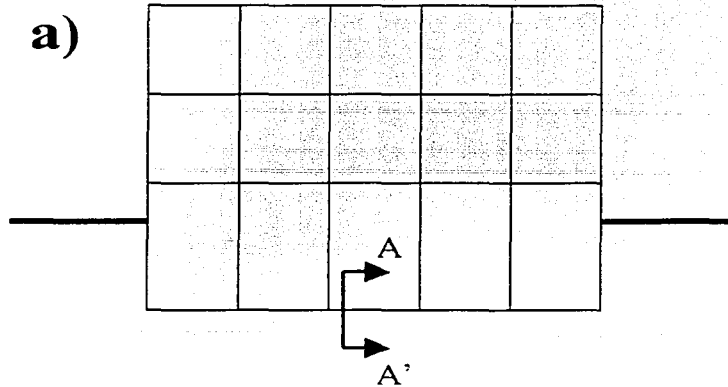
*Losa de  
cimentación*

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

*En la figura se muestra la estructuración de una cimentación compensada. Se aprecian los elementos estructurales que la conforman los cuales son, la losa de cimentación, las contr trabes y el muro de retención, entre otros.*

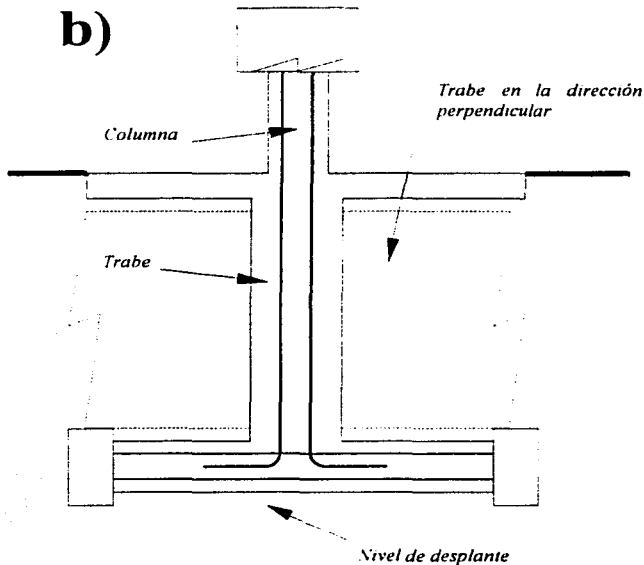
*fig IV.2*

***Cajón de cimentación para subestructura compensada.***



a) Se tiene una estructura desplantada con un cajón de cimentación.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN



b) En el corte se muestra la estructuración de una cimentación compensada. Se aprecia una losa a nivel de desplante y una losa al nivel del terreno natural. Las columnas que bajan de la superestructura se apoyan en las trabes de cimentación.

c) En el corte se muestra otra forma de construir una cajón para cimentación compensada. Las columnas transmiten directamente la carga a trabes de cimentación que a su vez se apoyan en zapatas corridas. En este caso la losa de cimentación no recibe directamente las cargas de la superestructura.

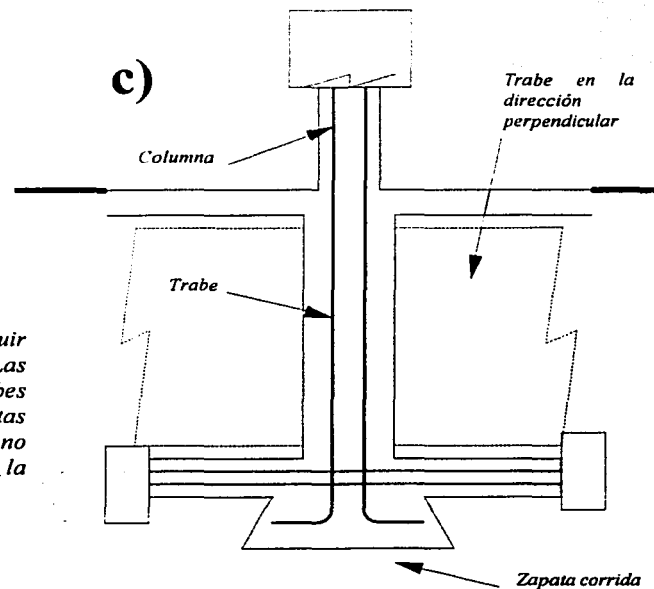


fig IV.3

**Ejemplos de estructuración para cajones de cimentación.**



## V. Ejemplo.

---

En este capítulo se presentan dos ejemplos del tratamiento de una cimentación compensada. El primero trata de la cimentación para un edificio donde, por un lado, se hace un enfoque en el cálculo de los asentamientos y la capacidad de carga, y por otro lado, se revisan los límites de falla para la excavación analizando los conceptos de falla de fondo, empuje de tierras y falla por subpresión. También se hace una revisión sísmica. En el segundo ejemplo se expone la aplicación de un método de interacción estática suelo-estructura<sup>1</sup> cuyos resultados son utilizados en el posterior diseño de la losa del cajón de cimentación. También se hace el dimensionamiento de los otros elementos estructurales que conforman la cimentación. De este modo, en dos ejemplos simplificados, se abarca el tratamiento mínimo que se hace para el cálculo de una cimentación compensada.

En el primer ejemplo se hace referencia al cálculo de la cimentación para un edificio que, según el incremento neto de carga, resulta ser del tipo parcialmente compensada. Este edificio estará desplantado sobre las arcillas de la ciudad de México, cuyas características son únicas. Esto quiere decir que se tratará con un material extrasensitivo, de baja resistencia al corte y alta compresibilidad. Las deformaciones que ocurren en estos suelos son mayores a las que se presentan en arcillas menos sensitivas. En este ejemplo, para el cálculo de expansiones a mediana profundidad, se considera el efecto de fluencia plástica de la arcilla, y para el cálculo de las deformaciones a largo plazo, se considera la no-linealidad en el comportamiento de la masa de suelo. Lo anterior acerca a la realidad los valores encontrados.

La construcción del cajón de cimentación para este edificio, el cual se desplantará sobre suelos totalmente saturados representativos de una buena parte de esta ciudad, necesariamente deberá estar precedida por una excavación que provocará *expansiones inmediatas* en el fondo de la misma. Si el tiempo de construcción es relativamente corto ya no se presentarán *expansiones a largo plazo*, y obviamente ya no se tendrán que valorar. Luego, con la edificación del inmueble, esas expansiones se recuperan con

asentamientos llamados *por recompresión*, sin embargo, con el incremento neto de carga se presentarán otros asentamientos inmediatos adicionales llamados *por compresión*. Finalmente, por este mismo incremento neto de carga ocurrirán *asentamientos diferidos* debidos a la consolidación de la arcilla. Así pues, en este primer ejemplo, se calculan numéricamente estas deformaciones haciendo uso de las ecuaciones constitutivas para el cálculo de la compresión por cambio de forma y por cambio de volumen cuya valuación depende del tipo de suelo. Los conceptos de capacidad de carga y límites de estados de falla y de servicio se revisan básicamente con las expresiones propuestas por el *Reglamento de Construcciones del Distrito Federal*, RCDF, y sus *Normas Técnicas Complementarias*, NTC.

La situación estudiada en el segundo ejemplo es diferente. Generalmente el empleo de una cimentación compensada tiene como principal objetivo reducir las deformaciones en la masa de suelo debidas al incremento neto de carga que provoca el desplante de una estructura, ya que aunque la capacidad de carga del terreno sea suficiente y no exista incertidumbre o riesgo de falla por corte en el suelo, los asentamientos que con el tiempo se presentarán podrían afectar la funcionalidad de la estructura. En el caso de este segundo ejemplo se plantea la necesidad de construir un cárcamo de bombeo para aguas residuales cuya estructura será precisamente la de una cimentación compensada. El empleo de la cimentación compensada en este caso no es un objetivo, como podría ser el reducir asentamientos o estar dentro de los límites de la capacidad de carga del terreno, sino una consecuencia. Sin embargo, ahora las condiciones más desfavorables de diseño que se tendrán que revisar son diferentes a las condiciones de diseño que se presentan en otro tipo de estructura. Es decir, en este caso, la condición de trabajo más desfavorable de la estructura es cuando está totalmente vacía de aguas residuales, y por lo tanto, se debe poner especial atención en la estabilidad de la estructura para la condición de *alberca vacía* cuidando que no se presente la falla de fondo. En el caso de la estructura que se analiza se considera que las fuerzas que se oponen a la falla, en este caso, a la falla de fondo, son las que juntas forman el peso propio de la estructura y su carga de servicio. La fricción que existe entre los muros del cárcamo y el suelo se desprecia totalmente aunque se sabe que es una de las fuerzas que se oponen a la falla. Con esta última consideración el diseño final estará del lado de la seguridad.

En este ejemplo se plantea también un análisis numérico de la interacción estática suelo-estructura para el dimensionamiento final de la losa de cimentación.

## V.1 Cálculo de una cimentación compensada para un edificio.

Primer ejemplo.

Para evaluar numéricamente el problema que se plantea a continuación se hará uso de las siguientes expresiones<sup>2</sup>. La primera tiene que ver con las expansiones inmediatas, las cuales ocurren en una arcilla totalmente saturada a volumen prácticamente constante (porque no hay absorción de agua ya que su permeabilidad es muy baja). Las deformaciones que se presentan son verticales y laterales. En estos suelos, y para pequeñas deformaciones, la curva esfuerzo-deformación unitaria es una recta.

La ecuación general por cambio de forma de un elemento de suelo está dada por:

$$\frac{dh}{h} = - \frac{1}{A_{cf}} \frac{(f\sigma_z / p_a)^f d(f\sigma_z / p_a)}{\left\{ \left[ (p_{ce} + c\sigma_z) / p_a \right]^f \right\}}$$

Donde:

- $h$  es el espesor del estrato en m.
- $A_{cf}$  es el módulo de rigidez del suelo en  $t/m^2$ .
- $c$  está dada por:

$$c = b_1 + b_2 [(\sigma_x / \sigma_z) + (\sigma_y / \sigma_z)]$$

Y donde los coeficientes  $b_1$  y  $b_2$  se ha comprobado que valen  $1/3$  cada uno. Para suelos cohesivos totalmente saturados el valor de  $c$  tiende a cero.

- $f$  está dado por:

$$f = 1 - \nu [(\sigma_x / \sigma_z) + (\sigma_y / \sigma_z)]$$

Donde  $\nu$  es la relación de Poisson.

- $p_{ce}$  es la presión de confinamiento equivalente y está dada por:

$$p_{ce} = b_3 p_t + p_{co}$$

Y donde el coeficiente  $b_3$  siempre es igual a uno;  $p_t$  es la resistencia a la tensión en  $t/m^2$  de un suelo cohesivo preconsolidado y es función de su grado de preconsolidación y de su edad geológica;  $p_{co}$  será el valor de la presión de confinamiento efectiva la cual se puede valuar así:

$$p_{co}' = (1 + 2k_o) p_{vo}' / 3$$

Y donde  $p_{vo}'$  es la presión efectiva inicial a la mitad del estrato.

- $p_a$  es la presión atmosférica y es igual a 10.3 t/m<sup>2</sup>.
- $r$  y  $s$  son exponentes que dependen del estado de esfuerzo y de la clase de suelo.  $r$  y  $s$  tienden a cero y a 1 para suelos cohesivos totalmente saturados, respectivamente.
- Los esfuerzos  $\sigma_z$ ,  $\sigma_x$ ,  $\sigma_y$  estarán valuados a la mitad del espesor del estrato.

Para las arcillas de la ciudad de México el módulo de rigidez  $A_e$  vale,  $A_e = A_{cf}$ , y por lo tanto, la expresión anterior adecuada para arcillas totalmente saturadas, será:

$$\delta_c = \left\{ 1 - \exp \left[ - p_a^{s-1} f \sigma_z / (A_e p_{ce}') \right] \right\} h_o$$

Que es la expresión en la cual se basa el análisis para calcular las expansiones inmediatas debidas a cambio de forma y que son provocadas por la descarga por excavación, y donde:

- $\delta_c$  es la deformación vertical del elemento.
- $h_o$  es el espesor del estrato.

Para las deformaciones plásticas por excavación se usará la siguiente expresión:

$$\varepsilon_p = [(\sigma_1 - \sigma_3)_y - (\sigma_1 - \sigma_3)_x] / E_p$$

Donde:

- $\varepsilon_p$  es la deformación unitaria plástica y donde  $(\sigma_1 / \sigma_3)_y$  está dado por:

$$(\sigma_1 / \sigma_3)_y = \sigma_z - 1/6 (\sigma_z + \sigma_x + \sigma_y)$$

Además, se puede suponer que  $(\sigma_1 / \sigma_3)_y = 3$  t/m<sup>2</sup>, (este valor de fluencia es aproximadamente el 75% del valor de la falla en las arcillas).

- $E_p$  es el módulo de deformación en la parte plástica de la curva.

La expresión para encontrar las deformaciones en la parte plástica de la curva esfuerzo deformación, ver *figura V.1*, acerca los valores calculados a los valores reales medidos en campo. El uso de las expresiones elásticas para este nivel de esfuerzos definitivamente ya no arrojaría resultados congruentes.

$$p_{co}' = (1 + 2k_o) p_{vo}' / 3$$

Y donde  $p_{vo}'$  es la presión efectiva inicial a la mitad del estrato.

- $p_a$  es la presión atmosférica y es igual a  $10.3 \text{ t/m}^2$ .
- $r$  y  $s$  son exponentes que dependen del estado de esfuerzo y de la clase de suelo.  $r$  y  $s$  tienden a cero y a 1 para suelos cohesivos totalmente saturados, respectivamente.
- Los esfuerzos  $\sigma_z$ ,  $\sigma_x$ ,  $\sigma_y$  estarán valuados a la mitad del espesor del estrato.

Para las arcillas de la ciudad de México el módulo de rigidez  $A_e$  vale,  $A_e = A_{cf}$ , y por lo tanto, la expresión anterior adecuada para arcillas totalmente saturadas, será:

$$\delta_e = \left\{ 1 - \exp \left[ - p_a^{s-1} f \sigma_z / (A_e p_{ce}^s) \right] \right\} h_o$$

Que es la expresión en la cual se basa el análisis para calcular las expansiones inmediatas debidas a cambio de forma y que son provocadas por la descarga por excavación, y donde:

- $\delta_e$  es la deformación vertical del elemento.
- $h_o$  es el espesor del estrato.

Para las deformaciones plásticas por excavación se usará la siguiente expresión:

$$\varepsilon_p = \left[ (\sigma_1 - \sigma_3)_y - (\sigma_1 - \sigma_3)_v \right] / E_p$$

Donde:

- $\varepsilon_p$  es la deformación unitaria plástica y donde  $(\sigma_1 / \sigma_3)$  está dado por:

$$(\sigma_1 / \sigma_3) = \sigma_z - 1/6 (\sigma_z + \sigma_x + \sigma_y)$$

Además, se puede suponer que  $(\sigma_1 / \sigma_3)_y = 3 \text{ t/m}^2$ , (este valor de fluencia es aproximadamente el 75% del valor de la falla en las arcillas).

- $E_p$  es el módulo de deformación en la parte plástica de la curva.

La expresión para encontrar las deformaciones en la parte plástica de la curva esfuerzo deformación, ver *figura V.1*, acerca los valores calculados a los valores reales medidos en campo. El uso de las expresiones elásticas para este nivel de esfuerzos definitivamente ya no arrojaría resultados congruentes.

Cuando se desplanta el edificio se presenta un hundimiento inmediato por recompresión. El cálculo de este hundimiento se supone similar al del cálculo de las expansiones inmediatas (elásticas) por descarga. Esta vez el signo de los esfuerzos normales será de compresión.

Los hundimientos inmediatos por compresión debidos al incremento neto de carga se calculan de manera similar a los hundimientos por compresión. Obviamente, esta vez se usará el incremento neto de carga para el cálculo de esfuerzos inducidos en la masa de suelo. El módulo de rigidez será,  $A_e = A_u$ .

Por ultimo, el asentamiento diferido por compresión, es decir a largo tiempo, y que también es ocasionado por el incremento neto de carga, se calcula haciendo uso de la expresión siguiente.

$$\frac{dh}{h} = - \frac{1}{A_{cv}} \frac{d(f\sigma_z / p_u)}{\left\{ \left[ (p_{ve} + \sigma_z) / p_u \right]^s \right\}}$$

Esta ecuación define la compresión por cambio de volumen para cualquier suelo. Para suelos cohesivos se hace  $A' = A_{cv}$  y después de valuar la expresión anterior para las condiciones propias de las arcillas totalmente saturadas y haciendo  $s = 1$ , se obtiene la siguiente expresión.

$$\delta' = \left[ 1 - \left( \frac{p_{ve} + \sigma_z}{p_{ve}} \right)^{-f/A'} \right] h_0$$

Donde:

- $\delta'$  es la deformación por cambio de volumen (diferida) de un elemento de suelo cohesivo totalmente saturado de espesor  $h_0$ .
- $p_{ve}$  es la presión vertical equivalente y está dada por:

$$p_{ve} = b_3 p_t + p_{vo}'$$

Donde el coeficiente  $b_3$  siempre es igual a uno;  $p_t$  es la resistencia a la tensión de un suelo cohesivo preconsolidado en  $t/m^2$  y es función de su grado de preconsolidación y de su edad geológica;  $p_{vo}'$  es la presión efectiva inicial a la mitad del estrato.

Con esta ultima igualdad se valuarán los asentamientos diferidos debidos al incremento neto de carga.

La deformación que se presenta por cambio de volumen en los suelos cohesivos está asociada a un tiempo en el cual la arcilla, incluso con su baja permeabilidad, permite el flujo de agua a través de sí misma. En esta situación las deformaciones que se presentan consideran una compresión vertical acompañada por cambio de volumen, pero, sin alteraciones laterales.

Ahora, el problema que se plantea es el siguiente:

- Tipo de construcción: Edificio para oficinas con cajón para estacionamiento a 5.6 m de profundidad en la zona II (Pertenece al subgrupo B1 del RCDF).
- Dimensiones en planta: 39.80 por 16.50 m.
- Peso unitario máximo de 12.994 t/m<sup>2</sup> y peso unitario medio de 10.994 t/m<sup>2</sup> a nivel de desplante (combinación de cargas en la condición más desfavorable, incluyendo el peso del cajón de cimentación).
- La estratigrafía y propiedades del suelo se resumen en la tabla de abajo.

Localización: zona II (Art. 219 del RCDF).

Estrato	Profundidad M	H m	W %	$c_u$ T/m <sup>2</sup>	$\gamma_{sat}$ T/m <sup>3</sup>	Descripción
1	0-1.8	1.8	46.2		1.55	Limo arenoso
1'	1.8-2.1	0.3	46.2		1.55	Limo arenoso
2	2.1-4.8	2.7	75.1		1.43	Limo poco arenoso
3	4.8-5.6	0.8	147.8		1.32	Arcilla limosa
3'	5.6-6.6	1.0	147.8	2.2	1.32	Arcilla limosa
4	6.6-11.4	4.8	109.6	2.5	1.39	Arcilla limosa
4'	11.4-11.4	0.04	-		1.80	Arena (permeable)
5	11.4-15.0	3.6	260.4	2.2	1.18	Arcilla limosa

La arena del estrato 4' provocará presiones hidráulicas por permitir el flujo de agua.

Para la revisión de los estados límite de servicio se pide calcular:

- a) La expansión inmediata del fondo del corte debida a la excavación.
- b) El asentamiento inmediato por recompresión.
- c) El asentamiento por compresión debido al incremento neto de carga por el peso del edificio.
- d) El asentamiento diferido por compresión debido al incremento neto de carga por el peso del edificio.

Solución.

a) Primeramente se calcula la descarga por excavación al nivel de desplante.

$$\Sigma \gamma H = 1.55 \times 1.8 + 1.55 \times 0.3 + 1.43 \times 2.7 + 1.32 \times 0.8 = 8.172 \text{ t/m}^2$$

Ahora, se calculan los esfuerzos  $\sigma_z$ ,  $\sigma_x$ ,  $\sigma_y$ , utilizando una descarga de  $8.172 \text{ t/m}^2$ . Los resultados representan deformaciones de signo negativo, es decir, expansiones. En la *tabla V.1* se presenta el cálculo de las mismas. Los datos utilizados son los mostrados en la misma tabla. El valor de la deformación por la expansión inmediata del fondo de la excavación se encuentra que es del orden de 7 cm. La expansión plástica ocasionada por la descarga por excavación se calculó en la *tabla V.2*. El valor de la expansión plástica es del orden de 12 cm y la suma de la expansión elástica más la plástica es de unos 19 cm, valor que conforma la expansión inmediata en el fondo de la excavación.

b) El asentamiento inmediato por recuperación es del orden del de la expansión, es decir de unos 19 cm, también. Los signos de las deformaciones ahora indican una compresión. Para minimizar los efectos de expansión y recompresión del suelo se deberá hacer una excavación simétrica por partes, tal y como se indica en las conclusiones que adelante se presentan.

c) El hundimiento inmediato por compresión se calcula en la *tabla V.3* utilizando el incremento neto de presión que se obtiene así:

$$12.994 - 8.172 = 4.822 \text{ t/m}^2$$

Con este último valor se deduce que se trata con una cimentación parcialmente compensada. La magnitud calculada del asentamiento inmediato es de 5 cm.

d) En la *tabla V.4* se muestra el cálculo del asentamiento que con el tiempo se presenta por el incremento neto de carga. Este asentamiento está asociado a un cambio de volumen de la masa de suelo. El valor del incremento neto de carga que se usará será el valor medio. Se tiene, pues:

$$10.172 - 8.172 = 2.00 \text{ t/m}^2$$

Se obtuvo un valor para el asentamiento diferido de 5 cm.



Ahora, se calculan los esfuerzos  $\sigma_z$ ,  $\sigma_x$ ,  $\sigma_y$ , utilizando una descarga de  $8.172 \text{ t/m}^2$ . Los resultados representan deformaciones de signo negativo, es decir, expansiones. En la *tabla V.1* se presenta el cálculo de las mismas. Los datos utilizados son los mostrados en la misma tabla. El valor de la deformación por la expansión inmediata del fondo de la excavación se encuentra que es del orden de 7 cm. La expansión plástica ocasionada por la descarga por excavación se calculó en la *tabla V.2*. El valor de la expansión plástica es del orden de 12 cm y la suma de la expansión elástica más la plástica es de unos 19 cm, valor que conforma la expansión inmediata en el fondo de la excavación.

b) El asentamiento inmediato por recuperación es del orden del de la expansión, es decir de unos 19 cm, también. Los signos de las deformaciones ahora indican una compresión. Para minimizar los efectos de expansión y recompresión del suelo se deberá hacer una excavación simétrica por partes, tal y como se indica en las conclusiones que adelante se presentan.

c) El hundimiento inmediato por compresión se calcula en la *tabla V.3* utilizando el incremento neto de presión que se obtiene así:

$$12.994 - 8.172 = 4.822 \text{ t/m}^2$$

Con este último valor se deduce que se trata con una cimentación parcialmente compensada. La magnitud calculada del asentamiento inmediato es de 5 cm.

d) En la *tabla V.4* se muestra el cálculo del asentamiento que con el tiempo se presenta por el incremento neto de carga. Este asentamiento está asociado a un cambio de volumen de la masa de suelo. El valor del incremento neto de carga que se usará será el valor medio. Se tiene, pues:

$$10.172 - 8.172 = 2.00 \text{ t/m}^2$$

Se obtuvo un valor para el asentamiento diferido de 5 cm.

TABLA V.3 CALCULO DE LA EXPANSION INMEDIATA POR EXCAVACION																																				
Estrato	h <sub>o</sub> m	pro' tm <sup>2</sup>	pcr' tm <sup>2</sup>	oz	oz	oy	u <sub>o</sub> m	m	m	A <sub>o</sub> =(2+z) <sup>2</sup> /4	f	c	pcr tm <sup>2</sup>	de m	b1	b2	b3	pl tm <sup>2</sup>	ko	Pa tm <sup>2</sup>	Au	s														
3	10	4.532	2.7182	8.17128783	7.29100842	7.64888833	8.17	19.9	8.25	0.5	21.54814377	3.141592654	0.500	0.06243868	0.958374212																					
4	4.8	5.828	3.3768	7.86488816	6.83828678	4.29282783	8.17	19.9	8.25	3.4	21.80900044	3.141592654	0.500	0.37651409	0.74899060																					
5	3.6	6.888	4.1328	8.82384818	3.31447631	1.88237382	8.17	19.9	8.25	7.6	22.84365339	3.141592654	0.500	0.83365605	0.577362635																					
														Σ																						

En celdas con negatividad de la expansión inmediata de: 0.001158 cm

TABLA V.3 CALCULO DE LA EXPANSION PLASTICA POR EXCAVACION																
Estrato	h <sub>o</sub> m	pro' tm <sup>2</sup>	ep m	oz	oz	oy	u <sub>o</sub> m	m	m	A <sub>o</sub> =(2+z) <sup>2</sup> /4	f	c	ep tm <sup>2</sup>			
3	4.25587040	1.25567	0.02934	8.17128783	7.29100842	7.64888833	8.17	19.9	8.25	0.5	21.54814377	3.141592654	0.500	3	42.6	
4	4.981519508	1.98152	0.04630	7.86488816	6.83828678	4.29282783	8.17	19.9	8.25	3.4	21.80900044	3.141592654	0.500	3	42.6	
5	4.054982114	1.05499	0.04334	8.82384818	3.31447631	1.88237382	8.17	19.9	8.25	7.6	22.84365339	3.141592654	0.500	3	42.6	
													Σ			

En celdas con negatividad de la expansión plástica de: 0.000000 cm

En celdas con negatividad de la expansión plástica por: 0.000000 cm

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

TABLA V.4 CALCULO DEL ASENTAMIENTO INMEDIATO POR COMPRESION																										
Estrato	h <sub>o</sub> m	pro' tm <sup>2</sup>	pcr' tm <sup>2</sup>	oz	oz	oy	u <sub>o</sub> m	m	m	A <sub>o</sub> =(2+z) <sup>2</sup> /4	f	c	pcr tm <sup>2</sup>	de m	b1	b2	b3	pl tm <sup>2</sup>	ko	Pa tm <sup>2</sup>	Au	s				
3	10	4.532	2.7182	8.82384818	4.69132877	4.64884489	4.82	19.9	8.25	0.5	21.54814377	3.141592654	0.500	0.06243868	0.958374212											
4	4.8	5.828	3.3768	8.82384818	3.32828889	3.82282383	4.82	19.9	8.25	3.4	21.80900044	3.141592654	0.500	0.37651409	0.74899060											
5	3.6	6.888	4.1328	8.82384818	1.88287134	8.82284889	4.82	19.9	8.25	7.6	22.84365339	3.141592654	0.500	0.83365605	0.577362635											
														Σ												

En celdas con negatividad del asentamiento inmediato por: 0.000000 cm

TABLA V.4 CALCULO DEL ASENTAMIENTO DIFERIDO POR COMPRESION																							
Estrato	h <sub>o</sub> m	pro' tm <sup>2</sup>	oz	oz	oy	u <sub>o</sub> m	m	m	A <sub>o</sub> =(2+z) <sup>2</sup> /4	f	c	pcr tm <sup>2</sup>	de m	b1	b2	b3	pl tm <sup>2</sup>	A'					
3	10	4.532	1.88888818	8.47888828	1.28741681	2	19.9	8.25	0.5	21.54814377	3.141592654	0.000	1	5.332	0.00687	0.33333333	0.33333333	1	0.6	46.21			
4	4.8	5.828	1.84888861	8.33828889	8.82284838	2	19.9	8.25	3.4	21.80900044	3.141592654	0.000	1	6.428	0.82743	0.33333333	0.33333333	1	0.8	46.21			
5	3.6	6.888	1.87842184	8.17281738	8.88881889	2	19.9	8.25	7.6	22.84365339	3.141592654	0.000	1	7.668	0.01828	0.33333333	0.33333333	1	0.8	46.21			
													Σ										

En celdas con negatividad del asentamiento diferido por: 0.000000 cm

En celdas con negatividad del asentamiento diferido por: 0.000000 cm

Ahora se evaluarán los estados límite de falla en el orden siguiente:

- e) La capacidad de carga.
- f) El empuje de tierras sobre las paredes de la excavación en el caso de que esta se tenga que realizar con ayuda de tablestacas.
- g) La estabilidad de las paredes del talud de la excavación en el caso de que exista suficiente espacio en las colindancias para realizarla sin elementos de retención.
- h) La falla de fondo.
- i) La falla de fondo por subpresión.
- j) Revisión por sismo.

Solución.

e) La capacidad de carga del suelo de cimentación se revisará con las siguientes expresiones.

$$q_{ult} \leq q_R$$

Donde:

- $q_{ult}$  es la presión última que actuará sobre el suelo afectada por factores de incremento de carga.
- $q_R$  es la capacidad de carga resistente del suelo afectada por factores de reducción de resistencia.

Para suelos cohesivos totalmente saturados, la desigualdad que se tiene que cumplir para asegurar que la capacidad de carga del suelo es confiable será:

$$\Sigma Q F_c / A < c_u N_c f_c F_R + p_v$$

Revisando:

Se considera que el cajón de cimentación es una zapata infinitamente rígida (lo cual no es cierto) y que tiene un ancho  $B = 16.50$  m y una longitud  $L = 39.80$  m. Además:

- $\Sigma Q = 79.56$  t/m, incluyendo el peso de cajón de cimentación.
- La profundidad de desplante  $D_f$ , es  $D_f = 5.6$  m.
- El factor de carga  $F_c$  es igual a  $F_c = 1.4$ .
- Para el terreno de cimentación el factor  $F_R$ , es  $F_R = 0.7$ .
- La profundidad del  $NAF$  es de 1.8 m.
- $c_u$  tiene un valor de  $2.2$  t/m<sup>2</sup>.

Se tiene que:

$$\Sigma Q F_c / A = 79.6 \times 1.4 / 16.5 \times 1 = 6.75 \text{ t/m}^2$$

Luego:

$$f_c = 1 + 0.25 D/B + 0.25 B/L = 1 + 0.25 \times 5.6 / 16.5 + 0.25 \times 16.5 / 39.8 = 1.188$$

La capacidad de carga resistente del terreno está dada por:

$$q_R = c_u N_c f_c F_R + p_v$$

$$2.2 \times 5.14 \times 1.188 \times 0.7 + 1.55 \times 1.8 + 0.55 \times 0.3 + 0.43 \times 2.7 + 0.32 \times 0.8 = 13.71 \text{ t/m}^2$$

Se debe cumplir que:

$$q_{ult} = 6.75 \text{ t/m}^2 \leq q_R = 13.71 \text{ t/m}^2 \quad \text{Se cumple.}$$

f) Para este ejemplo se revisará la estabilidad de la excavación (debida al empuje de tierras sobre los elementos de retención) suponiendo, primeramente, que ésta se realizará con tablestacas debido a que el perímetro del área donde se desplantará la cimentación está limitado por otros edificios. En el inciso siguiente, se supondrá que las colindancias de la excavación están libres y que se puede realizar una excavación con taludes sin ayuda de elementos de retención.

El empuje de tierras<sup>3</sup> sobre el ademe de las paredes de una excavación en un suelo arcilloso depende del coeficiente  $N_b$ , el cual está definido por:

$$N_b = \gamma H / c_u$$

Donde:

- $N_b$  es el coeficiente de estabilidad y en un caso bidimensional tendrá un valor de  $N_b = 3.14$  justo cuando el suelo comienza a plastificarse en el fondo de la excavación. Cuando  $N_b = 5.14$  se presentará la falla. Para un problema tridimensional el valor de  $N_b$  que corresponde a la falla varía entre 6.2 y 9.1.

Cuando  $N_b$  tiene valores menores que 4.0 (en el caso tridimensional), se considerará que el suelo se comporta elásticamente y entonces la presión horizontal sobre el ademe de una excavación se calculará simplemente utilizando un coeficiente  $k_o$ .

Revisando:

$$N_b = 1.46 \text{ t/m}^3 \text{ (promedio)} \times 5.60 \text{ m} / 2.2 \text{ t/m}^3 = 3.71 \text{ adimensional}$$

Como los valores del coeficiente  $N_b$  son menores que 4.0, se hará un tratamiento del problema considerando que la masa de suelo tendrá un comportamiento dentro de su rango elástico. Si el valor del  $N_b$  hubiera sido mayor que 4.0 el tratamiento del problema sería diferente e implicará la suposición de la presencia de una zona plástica cerca del fondo de la excavación cuyas dimensiones aumentarían al incrementarse el valor de  $N_b$  hasta alcanzar la falla de fondo. Entonces se podría utilizar la teoría de Rankine para su tratamiento.

En este caso se requiere considerar una sobrecarga mínima de  $1.5 \text{ t/m}^2$  en las zonas próximas a la excavación con un factor de carga unitario (inciso 8.8 de las *NTC para diseño y construcción de cimentaciones*). En la *figura V.2* se observa la excavación, las fuerzas que actúan sobre el ademe y su estructuración. La presión horizontal total es la suma de la presión hidráulica, más la presión horizontal efectiva, más la sobrecarga. Se considera que el coeficiente de empuje horizontal es  $k_o = 0.60$ . El procedimiento de cálculo para encontrar el valor del empuje de tierras sobre los puntales donde se apoyarán las tablestacas se resume a continuación.

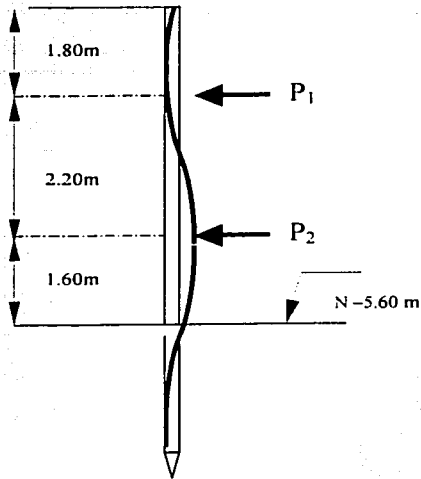
#### MEMORIA DE CALCULO.

##### Carga sobre puntal 1.

$E_{\text{sobre carga}} = 0.90 \times 1.80 =$	1.62 Ton / m de ancho
$E_{\text{sobre ademe}} = (1.67 \times 1.80 / 2) =$	1.50
$E_{\text{hidráulico}} = (1 \times 1.1^2 / 2) + 1.67 =$	1.82
$E_{\text{sobrecarga}} = 0.90 \times 1.10 =$	0.99
<b>E sobre puntal 1 =</b>	<b>3.41 Ton / m de ancho</b>

##### Carga sobre puntal 2.

$E_{\text{sobrecarga}} = 0.90 \times (1.10 + 1.60/2) =$	1.71 Ton / m de ancho
$E_{\text{hidrostático (trapezoido)}} = ((1.10 + 2.90)/2) \times 1.80 =$	3.60
$E_{\text{suelo}} = ((1.82 + 2.23)/2) \times 1.1 =$	2.22
<b>E sobre puntal 2 =</b>	<b>7.53 Ton / m de ancho</b>



Se considera que los puntales estarán a cada 5 m. Por lo tanto, los empujes se deberán multiplicar por 5.

$$P_1 = 3.41 \times 5 = 17.05 \text{ Ton}$$

$$P_2 = 7.53 \times 5 = 37.65 \text{ Ton}$$

El ancho de la excavación es  $l = 16.50 \text{ m}$ .

Considerando 2 vigas de 0.40 m, se tiene,  $l = 15.70 \text{ m}$

Suponiendo  $\phi 12'' \text{ ced } 30$ , se tiene:

$$r = 11.2 \text{ cm}$$

$$A_s = 83.3 \text{ cm}^2$$

$$K/r = 1570/11.20 = 140$$

Donde se obtiene un esfuerzo permisible  $\sigma_p = 536 \text{ kg/cm}^2$

Luego;

$$P_{\text{max}} = 83.3 \times 536 = 44 \text{ Ton}$$

Por lo tanto, se decide usar tubo  $\phi 12'' \text{ ced } 30$  para puntales inferiores.

**OK**

Para puntales superiores:

Se propone tubo  $\phi 10'' \text{ ced } 30$ . Entonces:

$$r = 9.4 \text{ cm}$$

$$A_s = 65 \text{ cm}^2$$

$$K/r = 1570/9.4 = 16$$

Donde se obtiene un esfuerzo permisible  $\sigma_p = 376.5 \text{ kg/cm}^2$

Luego:

$$P_{\max} = 65 \text{ cm}^2 \times 376.5 = 24.7 \text{ Ton} > 17 \text{ Ton}$$

Por lo tanto se usará  $\phi 10''$  Ced. 30 para puntales superiores.

**OK**

El cálculo de los puntales garantiza que el elemento no tendrá problemas de flexo compresión. Sin embargo, se recomienda usar traveses auxiliares como arriostres para unir los puntales superiores y los inferiores entre sí. Lo anterior no causará problemas de maniobrabilidad ya que los espacios son suficientemente grandes para los colados y para los trabajos propios de la construcción.

El dimensionamiento de la tablestaca se omite por razones simplificadoras y porque en el segundo ejemplo de este trabajo se presenta el diseño de un muro de retención, concepto que es muy similar. Aún siendo de este modo, se hace notar que el diseño de la tablestaca, que se supone será un elemento de concreto armado, deberá satisfacer la configuración de deformaciones que le impone el empuje del suelo y los puntales de soporte (y el hincado en el terreno). Entonces, las tablestacas deberán diseñarse como vigas donde el momento flexionante cambia de signo hasta tres veces en la altura de las mismas, según se aprecia en el dibujo anterior. También se considera, siendo acordes con los procedimientos de la ya desaparecida *Dirección General de Obras Marítimas*, que la tablestaca deberá estar hincada un tercio de la altura de la excavación. El nivel de aguas freáticas deberá ser abatido con pozos de alivio para asegurar la estabilidad de la excavación.

g) Suponiendo que existe el suficiente espacio y condiciones para realizar una excavación con taludes, se deberá revisar también la estabilidad de la misma. Ahora, se requiere considerar una sobrecarga mínima de  $1.5 \text{ t/m}^2$  en las zonas próximas a la excavación con un factor de carga unitario (inciso 8.8 de las NTC *para diseño y construcción de cimentaciones*). Para verificar los estados límite de falla de la excavación, se deberá cumplir la siguiente desigualdad para asegurar que sus paredes son estables.

$$\gamma H + \Sigma q F_c < N_0 c u_q F_R$$

Donde:

- $\gamma$  es el peso volumétrico medio del material igual  $0.71 \text{ t/m}^3$ .
- $H$  es la altura máxima de la excavación (5.60 m).
- $q$  es la sobrecarga igual a  $1.5 \text{ t/m}^2$ .
- $F_c$  es el factor de carga que es igual a 1.

- $u_q$  es el factor de reducción debido a la sobrecarga que depende de la relación  $q/\gamma H$  y de la profundidad  $d$  del estrato duro. Se obtiene de gráficas.
- $N_\theta$  es el número de estabilidad que depende del ángulo del talud,  $\beta$ . Se obtiene de gráficas.
- $c$  es la cohesión más baja en la altura de la excavación, igual a  $2.2 \text{ t/m}^2$ .
- $F_R$  es el factor de resistencia igual a  $0.7$  considerando que no hay estructuras ni servicios públicos en la periferia.

Si se considera un talud de  $0.5:1$ , se tiene:

$$0.71 \times 5.60 + 1.5 < 5.5 \times 2.2 \times 0.90 \times 0.7$$

$$5.47 < 7.62 \quad \underline{\text{Desigualdad que se cumple.}}$$

h) La falla de fondo se revisó verificando que:

$$p_v + \Sigma q F_c < c_u N_c F_R$$

Donde:

- $c_u$  es la cohesión aparente del material bajo el fondo de la excavación en condiciones no consolidadas no drenadas (UU),  $\text{t/m}^2$ .
- $N_c$  es el coeficiente de capacidad de carga y depende de la geometría de la excavación.
- $p_v$  es la presión vertical total actuante en el suelo, a la profundidad de excavación,  $\text{t/m}^2$ .
- $\Sigma q F_c$  son las sobrecargas superficiales afectadas de sus respectivos factores de carga,  $\text{t/m}^2$ .
- $F_R$  es el factor de resistencia igual a  $0.7$ .

Verificando:

$$8.172 + 1.5 \times 1 < 2.3 \times 6.10 \times 0.7$$

$$9.67 < 9.82 \quad \underline{\text{Desigualdad que se cumple.}}$$

i) Revisión por falla de fondo por subpresión. Aunque los estratos de suelo en este problema son poco permeables, la estabilidad de la excavación se ha revisado por subpresión,. Lo anterior se debe a que la localización del NAF está a sólo  $1.80 \text{ m}$  de profundidad desde el nivel de calle, lo cual puede implicar menos resistencia de la masa de suelo al esfuerzo cortante y por lo tanto, invitar al sistema a la falla. Además, la presencia de un lente de arena a



- $u_q$  es el factor de reducción debido a la sobrecarga que depende de la relación  $q/\gamma H$  y de la profundidad  $d$  del estrato duro. Se obtiene de gráficas.
- $N_\theta$  es el número de estabilidad que depende del ángulo del talud,  $\beta$ . Se obtiene de gráficas.
- $c$  es la cohesión más baja en la altura de la excavación, igual a  $2.2 \text{ t/m}^2$ .
- $F_R$  es el factor de resistencia igual a  $0.7$  considerando que no hay estructuras ni servicios públicos en la periferia.

Si se considera un talud de  $0.5:1$ , se tiene:

$$0.71 \times 5.60 + 1.5 < 5.5 \times 2.2 \times 0.90 \times 0.7$$

$$5.47 < 7.62 \quad \underline{\text{Desigualdad que se cumple.}}$$

h) La falla de fondo se revisó verificando que:

$$p_v + \Sigma q F_c < c_u N_c F_R$$

Donde:

- $c_u$  es la cohesión aparente del material bajo el fondo de la excavación en condiciones no consolidadas no drenadas (UU),  $\text{t/m}^2$ .
- $N_c$  es el coeficiente de capacidad de carga y depende de la geometría de la excavación.
- $p_v$  es la presión vertical total actuante en el suelo, a la profundidad de excavación,  $\text{t/m}^2$ .
- $\Sigma q F_c$  son las sobrecargas superficiales afectadas de sus respectivos factores de carga,  $\text{t/m}^2$ .
- $F_R$  es el factor de resistencia igual a  $0.7$ .

Verificando:

$$8.172 + 1.5 \times 1 < 2.3 \times 6.10 \times 0.7$$

$$9.67 < 9.82 \quad \underline{\text{Desigualdad que se cumple.}}$$

i) Revisión por falla de fondo por subpresión. Aunque los estratos de suelo en este problema son poco permeables, la estabilidad de la excavación se ha revisado por subpresión,. Lo anterior se debe a que la localización del NAF está a sólo  $1.80 \text{ m}$  de profundidad desde el nivel de calle, lo cual puede implicar menos resistencia de la masa de suelo al esfuerzo cortante y por lo tanto, invitar al sistema a la falla. Además, la presencia de un lente de arena a

los 11.40 m de profundidad crea una condición crítica porque se presentará flujo de agua a través del mismo (ya que es totalmente permeable), con dirección de abajo hacia arriba, lo cual implica una condición extra de inestabilidad. El RCDF propone la siguiente expresión que tiene que ver con el espesor mínimo del estrato que deberá permanecer “impermeable” y que descansa sobre el estrato permeable (bajo el fondo de la excavación), para poder garantizar que no se presentará la falla de fondo por subpresión.

$$h > (\gamma_w / \gamma_m) h_w$$

Donde:

- $h$  es el espesor de la capa impermeable.
- $h_w$  es la altura piezométrica en el lecho inferior de la capa impermeable.
- $\gamma_m$  es el peso volumétrico del agua.
- $\gamma_w$  es el peso volumétrico del suelo entre el fondo de la excavación y el estrato permeable.

Evaluando,

$$(\gamma_w / \gamma_m) h_w = (1.0 / 1.32) \times (11.40 - 1.80) = 6.80 \text{ m}$$

$$h > 6.80 \text{ m}$$

Lo anterior se deberá interpretar de esta manera. El espesor mínimo del estrato impermeable deberá ser de al menos 6.80 m. El espesor del estrato poco permeable según las condiciones del problema es de sólo 5.80 m. Por lo que, la excavación será inestable. Para asegurar que en la excavación no se presentará la falla de fondo por subpresión, deberá reducirse la carga hidráulica en dicho estrato, esto con el fin de tener el equivalente a un estrato de 6.80 m de espesor debajo del fondo de la excavación donde no se presente flujo de agua. Los pozos de alivio como parte de un sistema de bombeo que lleve (en todo tiempo durante la construcción del edificio) el nivel dinámico a un nivel abajo del espesor del estrato mínimo requerido (según las recomendaciones generales que se exponen adelante) serán indispensables para la seguridad de la excavación.

j) Revisión por sismo. Como la descarga unitaria máxima de edificio es del orden de  $13 \text{ t/m}^2$ , se supondrá que éste tendrá una altura de 10 niveles, de 3.00 m cada uno, y su cimentación estará compuesta por otros tres niveles. De lo anterior se deduce que la altura del edificio es de,  $H = 30 \text{ m}$ . El peso del

edificio que actúa sobre el área de desplante de 39.80 por 16.50 m es de,  $W = 8537 \text{ Ton}$ . Para la zona II de la ciudad de México, según el RCDF, se tomará un coeficiente sísmico,  $c = 0.32$ , y el coeficiente de ductilidad (o de comportamiento sísmico) será,  $Q = 2$ . Por lo que:

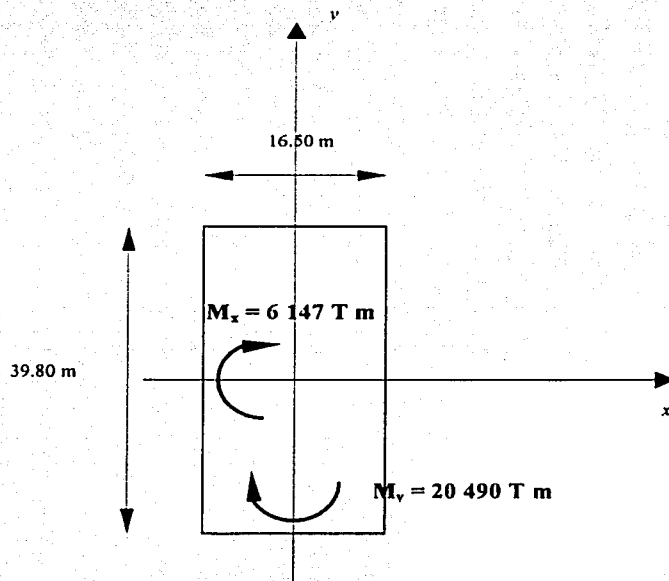
$$c' = 0.32 / 2 = 0.16$$

De lo anterior se obtendrá la fuerza sísmica  $S$ . Entonces se tiene:

$$S = 8537 \times 0.16 = 1366 \text{ Ton}$$

Y el momento sísmico  $M$  será:

$$M = 1366 \text{ Ton} \times 15.0 \text{ m (la mitad de la altura del edificio)} = 20\,490 \text{ Ton} \times \text{m}$$



Planta del Edificio

Este valor de  $M$  es el momento que actúa en la dirección crítica de la planta del edificio. En la otra dirección, según las especificaciones del RCDF, se supondrá que existe un momento simultáneo con un valor del 30% del momento inducido en la dirección evaluada.

Ahora, se tendrán que encontrar los valores de B' y de L' que son las nuevas dimensiones efectivas (reducidas) de la planta del edificio, y que se supone que recibirán los efectos del sismo. Entonces:

$$B' = B - 2e_x$$

$$L' = L - 2e_y$$

Donde  $e_x$  y  $e_y$  son las excentricidades para cada dirección, y están dadas por:

$$e_x = M_y / \Sigma Q \quad \text{y} \quad e_y = M_x / \Sigma Q$$

Evaluando:

$$e_x = 20\,490 \text{ Ton} / 8537 \text{ Ton m} = 2.40 \text{ m}$$

$$e_y = 6147 \text{ Ton} / 8537 \text{ Ton m} = 0.72 \text{ m}$$

Por lo que:

$$B' = 16.50 \text{ m} - 2 \times (2.40 \text{ m}) = 11.70 \text{ m}$$

$$L' = 39.80 - 2 \times (0.72 \text{ m}) = 38.36 \text{ m}$$

Ahora se evaluará la capacidad de carga del suelo considerando que se presenta sismo, lo que equivale a decir que, la capacidad de carga del suelo se revisará justo cuando éste se encuentre bajo la carga de un edificio cuya planta ahora tendrá las dimensiones de B' y L', es decir, de 38.36 x 11.70 m. Así se revisará que:

$$q_{ult} \leq q_R$$

La capacidad de carga última está dada por:

$$q_{ult} = \Sigma Q F_c / A$$

$$q_{ult} = 8537 \times 1.1 / (38.36 \times 11.70) = 20.90 \text{ t/m}^2$$

y la capacidad de carga resistente está dada por:

$$q_R = c_u N_c f_c F_R + p_v$$

donde,

$$f_c = 1 + 0.25 D/B' + 0.25 B'/L'$$

$$f_c = 1 + 0.25 \times 5.6 / 11.70 + 0.25 \times 11.70 / 38.36 = 1.195$$

y donde:

$$p_v = 1.55 \times 1.8 + 1.55 \times 0.3 + 1.43 \times 2.7 + 1.32 \times 0.8 = 8.172$$

Por lo que:

$$q_R = 2.2 \times 5.14 \times 1.195 \times 0.7 + 8.172 = 17.63 \text{ t/m}^2$$

y entonces:

$$20.90 \text{ t/m}^2 \leq 17.63 \text{ t/m}^2 \quad \text{Desigualdad que NO se cumple.}$$

La interpretación del resultado obtenido sugiere que en caso de sismo, el edificio junto con su terreno de cimentación, serán inestables y tenderán a la falla. Lo anterior no es tan grave en el caso de este ejemplo, puesto que, se supone que el edificio está confinado en sus colindancias (en la dirección crítica) por dos edificios cuyas cimentaciones ayudarán a incrementar la resistencia del suelo de éste, y de los colindantes también, a los movimientos sísmicos. En las conclusiones de esta tesis se encontrarán recomendaciones para elevar el grado de seguridad de estructuras en casos similares. La evaluación sísmica en la dirección perpendicular no resulta crítica. Ahora se tiene:

$$e_x = 6\,147 \text{ Ton} / 8537 \text{ Ton m} = 0.72 \text{ m}$$

$$e_y = 20\,490 \text{ Ton} / 8537 \text{ Ton m} = 2.40 \text{ m}$$

Por lo que:

$$B' = 16.50 \text{ m} - 2 \times (0.72 \text{ m}) = 15.06 \text{ m}$$

$$L' = 39.80 - 2 \times (2.40 \text{ m}) = 35.00 \text{ m}$$

Se debe cumplir que:

$$q_{ult} \leq q_R$$

La capacidad de carga última está dada por:

$$q_{ult} = \Sigma Q F_c / A$$

$$q_{ult} = 8537 \times 1.1 / (35.00 \times 15.06) = 17.81 \text{ t/m}^2$$

y la capacidad de carga resistente está dada por:

$$q_R = c_u N_c f_c F_R + p_v$$

donde,

$$f_c = 1 + 0.25 D/B' + 0.25 B'/L'$$

$$f_c = 1 + 0.25 \times 5.6 / 15.06 + 0.25 \times 15.06 / 35.00 = 1.20$$

y donde:

$$p_v = 1.55 \times 1.8 + 1.55 \times 0.3 + 1.43 \times 2.7 + 1.32 \times 0.8 = 8.172$$

Por lo que:

$$q_R = 2.2 \times 5.14 \times 1.20 \times 0.7 + 8.172 = 17.67 \text{ t/m}^2$$

entonces:

$$17.81 \text{ t/m}^2 \cong 17.67 \text{ t/m}^2 \quad \underline{\text{Desigualdad que se cumple.}}$$

## Segundo ejemplo.

Para este segundo ejemplo se decidió que la estructura que se diseñará no será un edificio, sino un cárcamo de bombeo, donde se supondrán las siguientes condiciones y simplificaciones:

- La subestructura, o sea, la cimentación, es el cárcamo mismo y estará formado por muros perimetrales, una losa de cimentación y una losa tapa. La losa tapa estará fragmentada en pequeñas losas para hacerlas más maniobrables y a su vez estarán apoyadas en vigas. La función del cárcamo será la de regular el gasto de aguas negras que recibe y que bombeará a una planta de tratamiento. Ver *figuras V.3, V.4 y V.5*.
- La superestructura estará formada por un marco desmontable de acero estructural y cuya función principal será el portar una grúa viajera que servirá para trasladar bombas y otras máquinas, realizar desasolves y maniobras en general dentro del cárcamo. En la aplicación de la interacción estática suelo-estructura se hubiera podido considerar la rigidez de la superestructura (marco que soporta la grúa viajera), sin embargo, debido a que ésta (rigidez) es considerablemente menor que la de la cimentación, se despreciará. En otro caso, por ejemplo, si se hubiera considerado el construir una estructura de concreto reforzado para oficinas o cuarto de controles que estuviera apoyada sobre el cajón del cárcamo de bombeo, la rigidez de la superestructura esta vez ya tendría un efecto más relevante sobre todo el sistema superestructura-subestructura-suelo, y entonces, se hubiera podido tomar en cuenta para la aplicación de la interacción estática suelo-estructura, pero este tampoco es el caso. Para este ejemplo, y debido a que son muy poco relevantes, se despreciarán las cargas que la estructura para la grúa viajera manda a la cimentación.
- El nivel de aguas freáticas, *NAF*, está localizado debajo del nivel de desplante tal como lo indican los dibujos. Por lo tanto, se supondrá que el riesgo de falla de fondo por subpresión *-flotación-* no será crítico.
- La estructura estará desplantada en la zona de transición, II, de la ciudad de México, y los estratos que se encuentran bajo su desplante son representativos de los suelos que se pueden encontrar en esta zona. Los valores de los parámetros del suelo, como el módulo de deformación,  $E_s$ , y la relación de Poisson,  $\nu$ , representan sus características a corto plazo.
- La magnitud de los asentamientos o expansiones que sufrirá el suelo bajo la estructura variará con el tiempo. Por lo anterior, formalmente, se deberá realizar una aplicación de la interacción estática suelo-estructura al final de la construcción, es decir, considerando las deformaciones inmediatas; luego, se deberán realizar aplicaciones similares en tiempos diferentes, por ejemplo, otra al año, luego a los 2, 5, 10, 20 y 30 años, *-vida útil-*, o hasta el tiempo donde la variación de las deformaciones diferidas se vuelva despreciable. Con la envolvente de deformaciones (asentamientos o expansiones) máximas se deberá diseñar la losa de

cimentación. En este ejemplo se supondrá la variación de las deformaciones del suelo para un tiempo,  $t = 0$  años, es decir, se analizarán las recompresiones a corto plazo, -final de la construcción-. Por razones simplificadoras, en la aplicación de la interacción estática suelo-estructura se omite el cálculo de las expansiones previas inmediatas debidas a la descarga de la excavación.

- En la medida de lo posible, las revisiones de los todos los aspectos del problema están basadas en el *Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal*, RCDF, y sus *Normas Técnicas Complementarias*, NTC.

Se considera que los materiales de construcción son los usados comercialmente y las características de resistencia del concreto y acero son las supuestas para un tiempo a corto plazo y respectivamente serán:  $f'c = 250 \text{ Kg/cm}^2$  y  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ . Las demás consideraciones se indican aparte o en los dibujos.

#### Planteamiento del problema.

- Tipo de construcción: Cárcamo de bombeo de aguas residuales. (Pertenece al subgrupo B2 del RCDF).
- Dimensiones en planta: 8.00 por 12.00 m.
- Estructura: Formada por muros de retención, columnas, losa a nivel de desplante y losa tapa. Todos los elementos son de concreto armado.
- Peso unitario medio:  $3.23 \text{ t/m}^2$  a nivel de desplante (combinación de cargas en la condición más desfavorable, cárcamo vacío).
- Localización: Zona II (Art. 219 del RCDF).

#### Reconocimiento y exploración del subsuelo.

Al ser esta una construcción con relativamente poca área y perímetro, pero de desplante profundo, 6 m, el RCDF recomienda realizar un sólo sondeo que permita conocer la estratigrafía y propiedades índice y mecánicas de los materiales que forman el suelo. En el sondeo que se supone se realiza se recuperan muestras alteradas e inalteradas. El nivel freático se ubica a 6.50 m de profundidad. Ver *figura V.6*.

#### Pruebas de laboratorio.

Con la realización de pruebas triaxiales se obtiene el módulo de Poisson,  $\nu$ , y el módulo de deformación,  $E_s$ , para los diferentes estratos de suelo. También se obtienen las diferentes propiedades índice y mecánicas.



### Análisis y diseño.

Considerando las cargas que se originan incluyendo el peso propio de la subestructura y la descarga que es ocasionada por el material removido, se concluye que, la cimentación analizada es *sobrecompensada*, para el caso de que el cárcamo trabaje totalmente vacío.

### Verificación de la seguridad.

La suma de la combinación de acciones de las cargas permanentes y variables se considerarán sólo para el diseño de la losa tapa.

Las cargas inducidas por la superestructura en la posición más desfavorable de la grúa viajera, y aún con su carga máxima, son de una magnitud totalmente despreciable y su omisión sólo lleva el diseño al lado de la seguridad.

### Combinación de acciones permanentes, variables y accidentales.

La combinación más crítica de este tipo resulta ser la suma de las cargas permanentes, de las acciones variables con intensidad instantánea y de la sollicitación sísmica en la dirección corta del cajón combinada con 30% del sismo en la otra dirección. (Inciso 8.8 de las *NTC para diseño por sismo*). En este caso particular, esta combinación sólo es relevante para el cálculo de los muros perimetrales.

### Descarga por excavación.

$$\gamma D_f = 1.5 \times 6.0 = 9 \text{ t/m}^2.$$

Esta descarga combinada con la carga de  $3.23 \text{ t/m}^2$  da lugar a una sobrecompensación de  $5.77 \text{ t/m}^2$ . Para que el valor de esta sobrecompensación, suponiendo el cárcamo vacío, sea lo menor posible, se recurre a una estructuración muy robusta de las paredes del cárcamo, lo cual da como resultado una estructura muy rígida y por consecuencia poco deformable. En el caso de que el cárcamo trabaje a su nivel de servicio el incremento neto de carga al nivel de desplante será prácticamente igual a cero.

La losa de cimentación y la losa tapa se diseñarán para soportar la presión local o general más alta inducida por las diferentes condiciones de carga afectadas de sus respectivos factores. En el caso de la losa de cimentación, las cargas que recibirá ésta, serán las presiones de contacto que el empuje del suelo induce y la presión del agua cuando esté trabajando con un nivel

interior. En el caso de la losa tapa, las cargas que actuarán sobre ésta, serán las debidas al peso de las máquinas.

#### Excavación.

Para verificar la estabilidad de la excavación, se requiere considerar una sobrecarga mínima de  $1.5 \text{ t/m}^2$  en las zonas próximas a la excavación con un factor de carga unitario (inciso 8.8 de las *NTC para diseño y construcción de cimentaciones*). Para verificar los estados límite de falla de la excavación, se deberá cumplir la siguiente desigualdad para asegurar que sus paredes son estables.

$$\gamma H + \Sigma q F_c < N_0 c u_q F_R$$

Donde:

- $\gamma$  es el peso volumétrico medio del material igual  $1.5 \text{ t/m}^3$ .
- $H$  es la altura máxima de la excavación (6.00 m).
- $q$  es la sobrecarga igual a  $1.5 \text{ t/m}^2$ .
- $F_c$  es el factor de carga igual a 1.
- $u_q$  es el factor de reducción debido a la sobrecarga que depende de la relación  $q/\gamma H$  y de la profundidad  $d$  del estrato duro. Se obtiene de gráficas.
- $N_0$  es el número de estabilidad que depende del ángulo del talud,  $\beta$ . Se obtiene de gráficas.
- $c$  es la cohesión más baja en la altura de la excavación, igual a  $3.5 \text{ t/m}^2$ .
- $F_R$  es el factor de resistencia igual a 0.7 considerando que no hay estructuras ni servicios públicos en la periferia.

Si se considera un talud de 0.5:1, se tiene:

$$1.5 \times 6.0 + 1.5 < 5.5 \times 3.5 \times 0.93 \times 0.7$$

$$10.5 < 12.53 \text{ Desigualdad que se cumple.}$$

La falla de fondo se revisó verificando que:

$$p_v + \Sigma q F_c < c_u N_c F_R$$

Donde:

- $c_u$  es la cohesión aparente del material bajo el fondo de la excavación en condiciones no consolidadas no drenadas (UU),  $\text{t/m}^2$ .

- $N_c$  es el coeficiente de capacidad de carga y depende de la geometría de la excavación.
- $p_v$  es la presión vertical total actuante en el suelo, a la profundidad de excavación,  $t/m^2$ .
- $\Sigma qF_c$  son las sobrecargas superficiales afectadas de sus respectivos factores de carga,  $t/m^2$ .
- $F_R$  es el factor de resistencia igual a 0.7.

Verificando:

$$1.5 \times 6.0 + 1.5 \times 1 < 3.5 \times 5.0 \times 0.7$$

$$10.5 < 12.25 \text{ Desigualdad que se cumple.}$$

La revisión de los estados límite de servicio toma en cuenta las expansiones por la descarga de la excavación. Para minimizar las expansiones que debieron calcularse, estrictamente hablando, se recomienda excavar simétricamente en tres etapas porque de este modo se asegura que las expansiones reales serán menores que las calculadas.

Para la revisión de los muros perimetrales de retención se considera un empuje incrementado por una sobrecarga de  $1.5 t/m^2$  como lo sugieren las *NTC para diseño y construcción de cimentaciones*. El coeficiente de empuje de tierras horizontal será del 60% de la presión vertical.

Interacción estática suelo-estructura.

Entre los resultados que reportó la aplicación de la interacción estática suelo-estructura se tiene el valor de los asentamientos en algunos puntos de la losa de cimentación previamente definidos, además, se encontró el valor de los elementos mecánicos que actúan en cada barra -supuesta-. En las líneas siguientes se presenta la corrida del programa que sirvió para encontrar los elementos mecánicos que se usaron para el dimensionamiento de la losa de cimentación. Se expone la memoria de cálculo general y los dibujos que ilustran el problema. Ver *figuras V.7 y V.8*.

Corrida del programa<sup>4</sup>.

En este segundo ejemplo se aplica un método de interacción estática suelo-estructura cuyo objetivo es el conocer los desplazamientos que se originan en los grados de libertad considerados. Otro resultado que arroja la corrida del programa es el valor de los elementos mecánicos actuantes en la losa de

- $N_c$  es el coeficiente de capacidad de carga y depende de la geometría de la excavación.
- $p_v$  es la presión vertical total actuante en el suelo, a la profundidad de excavación,  $t/m^2$ .
- $\Sigma qF_c$  son las sobrecargas superficiales afectadas de sus respectivos factores de carga,  $t/m^2$ .
- $F_R$  es el factor de resistencia igual a 0.7.

Verificando:

$$1.5 \times 6.0 + 1.5 \times 1 < 3.5 \times 5.0 \times 0.7$$

$$10.5 < 12.25 \text{ Desigualdad que se cumple.}$$

La revisión de los estados límite de servicio toma en cuenta las expansiones por la descarga de la excavación. Para minimizar las expansiones que debieron calcularse, estrictamente hablando, se recomienda excavar simétricamente en tres etapas porque de este modo se asegura que las expansiones reales serán menores que las calculadas.

Para la revisión de los muros perimetrales de retención se considera un empuje incrementado por una sobrecarga de  $1.5 t/m^2$  como lo sugieren las *NTC para diseño y construcción de cimentaciones*. El coeficiente de empuje de tierras horizontal será del 60% de la presión vertical.

Interacción estática suelo-estructura.

Entre los resultados que reportó la aplicación de la interacción estática suelo-estructura se tiene el valor de los asentamientos en algunos puntos de la losa de cimentación previamente definidos, además, se encontró el valor de los elementos mecánicos que actúan en cada barra –supuesta-. En las líneas siguientes se presenta la corrida del programa que sirvió para encontrar los elementos mecánicos que se usaron para el dimensionamiento de la losa de cimentación. Se expone la memoria de cálculo general y los dibujos que ilustran el problema. Ver *figuras V.7 y V.8*.

Corrida del programa<sup>4</sup>.

En este segundo ejemplo se aplica un método de interacción estática suelo-estructura cuyo objetivo es el conocer los desplazamientos que se originan en los grados de libertad considerados. Otro resultado que arroja la corrida del programa es el valor de los elementos mecánicos actuantes en la losa de

cimentación, considerando, esta vez, la rigidez finita de toda la subestructura y del suelo mismo. Se supone que la estructura nunca se despega del suelo al nivel de desplante.

Con los resultados aquí obtenidos se dimensiona finalmente la losa de cimentación. Todas las consideraciones de este análisis ya han sido repetidamente escritas y se refieren a simplificaciones o consideraciones puntuales. El análisis aquí realizado sólo es válido justo para la finalización de la construcción de la obra. De este modo, los datos ingresados al programa, como los parámetros del suelo, del concreto y acero, obviamente tuvieron que ser los válidos a corto plazo. Así pues, el módulo de Poisson para el concreto valdrá,  $\nu = 0.18$  y con este valor se calculó el módulo de elasticidad al cortante,  $G$ , donde  $G = E / 2(1 + \nu)$ .

SE TIENEN LOS SIGUIENTES GIROS PARA CADA GRADO DE LIBERTAD:

1	7.883576	2	4.060159	3	7.883717
4	4.312641	5	5.290937	6	4.312718
7	7.883386	8	4.060059	9	7.883525
10	3.514896E-06	11	2.441249E-06	12	-2.015249E-08
13	2.440129E-06	14	-3.555107E-06	15	2.441247E-06
16	3.613273E-06	17	-1.91752E-08	18	-2.015232E-08
19	-1.91752E-08	20	-3.653405E-06	21	-1.91752E-08
22	3.515006E-06	23	-2.480851E-06	24	-2.015215E-08
25	-2.479733E-06	26	-3.555055E-06	27	-2.480851E-06

NUDO. HUNDIMIENTO DEL NUDO:

1	9.348736E-03	2	9.340729E-03	3	9.348898E-03
4	9.359303E-03	5	6.308002E-03	6	9.359465E-03
7	9.348501E-03	8	9.34049E-03	9	9.348662E-03

BARRA. GRADO DE LIBERTAD, MOMENTO O CORTANTE EN EL NUDO:

1	10	16.06945	12	-28.24124	1	-9.057053
	2	-15.14295	11	5.935879	13	-5.935879
2	16	-10.09961	18	-10.11569	4	5.053825
	5	-5.053825	17	0	19	0
3	22	16.0545	24	-28.25706	7	-9.04936
	8	-15.15064	23	-5.932261	25	5.932261
4	12	28.24694	14	-16.063	2	-15.14599
	3	-9.054013	13	-5.928644	15	5.928644
5	18	10.1157	20	10.09961	5	-5.053827
	6	5.053827	19	0	21	0
6	24	28.2585	26	-16.05102	8	-15.15187
	9	-9.04813	25	5.92985	27	-5.92985

7	10	26.23222	16	-8.693329	1	-26.92315
	4	-21.07685	11	-7.14059	17	7.14059
8	12	-2.992472	18	-2.987634	2	.9966844
	5	-.9966844	13	1.971408E-03	19	-1.971408E-03
9	14	26.23223	20	-8.69333	3	-26.92315
	6	-21.07685	15	7.134813	21	-7.134813
10	16	8.68532	22	-26.23357	4	-21.07529
	7	-26.92471	17	7.132651	23	-7.132651
11	18	2.987628	24	2.992469	5	-.9966829
	8	.9966829	19	2.168548E-03	25	-2.168548E-03
12	20	8.682836	26	-26.23606	6	-21.07446
	9	-26.92554	21	-7.138593	27	7.138593

Los resultados son simétricos, justo como se esperaba, (ver *figura V.9*), y sus unidades están en radianes para los giros, m para los desplazamientos, ton cada metro para los cortantes y ton x m cada metro para los momentos. Para la obtención de los resultados finales, estos deberán dividirse por el ancho de cada barra supuesta. Los resultados en los grados de libertad ubicados en el centro de la estructura son igual a cero, por lo que hay que desechar los decimales calculados por la máquina.

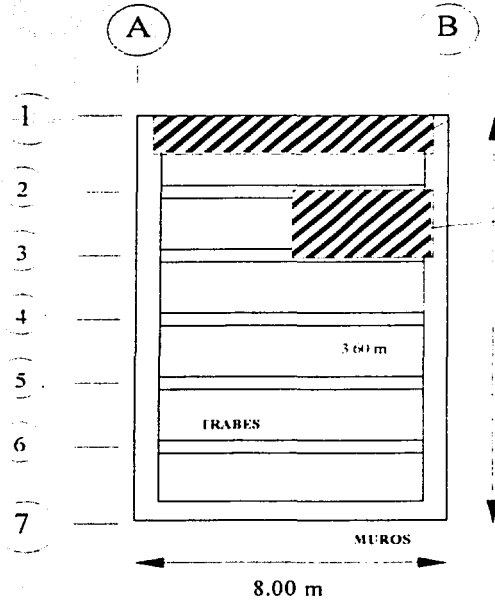
#### Memoria de cálculo del segundo ejemplo.

En esta memoria se muestra el cálculo de las cargas que actúan sobre los elementos estructurales que juntos forman el cárcamo de bombeo. Finalmente, todos ellos se dimensionan cuidando que cumplan los requisitos mínimos de seguridad del RCDF. La losa de cimentación, o *losa de fondo*, se diseñó considerando los elementos mecánicos que se obtuvieron de la corrida del programa para la interacción estática suelo-estructura. El diseño final se muestra en un dibujo isométrico en la *figura V.10*.

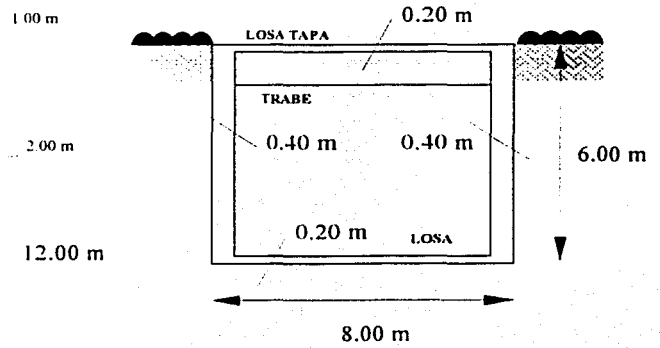
MEMORIA DE CÁLCULO.

Peso propio.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN



PLANTA



CORTE

A y B  
1 y 7

$$\begin{aligned}
 &2 \text{ piezas } 0.40 \times 6.00 \times 12 \times 7.4 = \\
 &2 \text{ piezas } 0.40 \times 6.00 \times 7.2 \times 7.4 = \\
 &2 \text{ losas } 7.2 \times 11.20 \times 0.2 \times 2.4 = \\
 &5 \text{ trabes } 0.30 \times 0.50 \times 7.2 \times 2.4 =
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &138.2 \quad \div 2 = 69.1 \text{ Ton (por muro)} \\
 &82.9 \quad \div 2 = 82.9 \text{ Ton (por muro)} \\
 &77.4 \\
 &13.0
 \end{aligned}$$

311 Ton ← Peso total de la cimentación (vacía)

Vacio 311 Ton / (12 x 96) 3.23 Ton/m<sup>2</sup>

Lleno 5.50 Ton/m<sup>2</sup>

8.73 Ton/m<sup>2</sup>

c/u 0.50 Ton/m<sup>2</sup>

9.23 Ton/m<sup>2</sup>

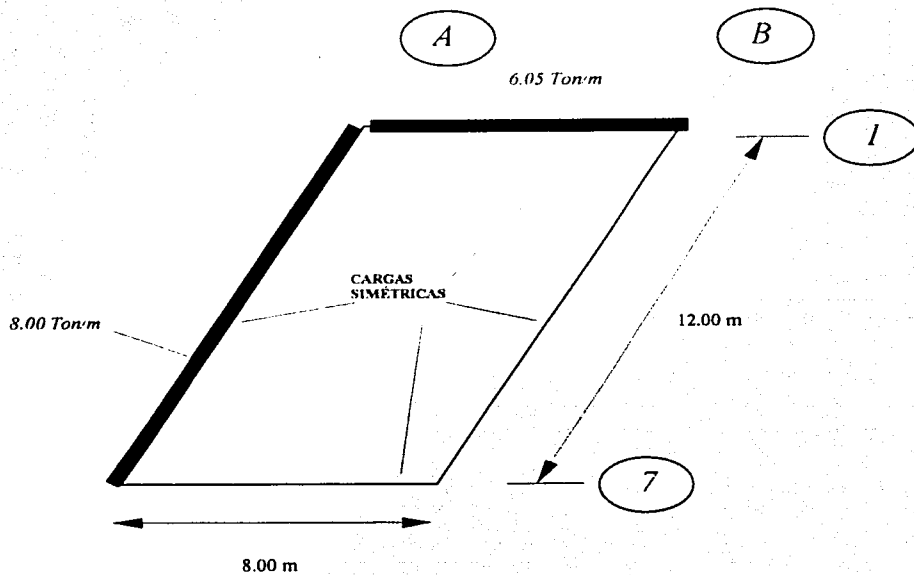
← a nivel de desplante.

← a nivel de desplante.

← Peso total de la cimentación (carga completa)

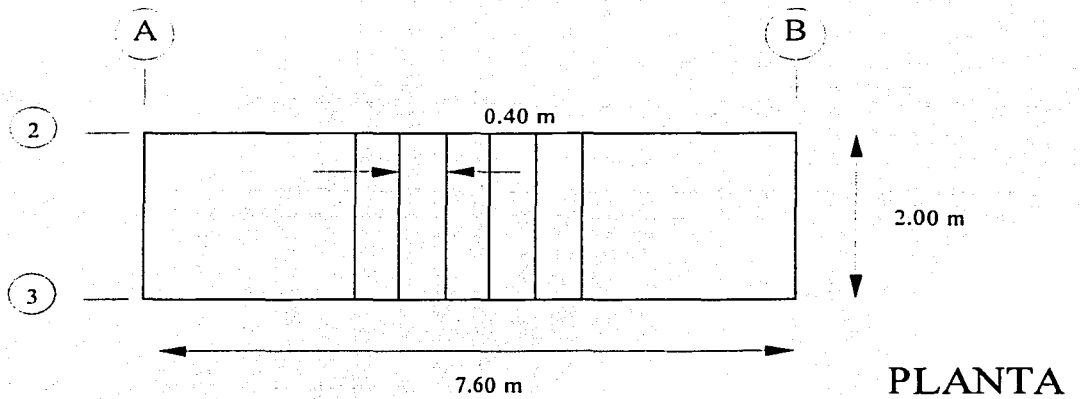
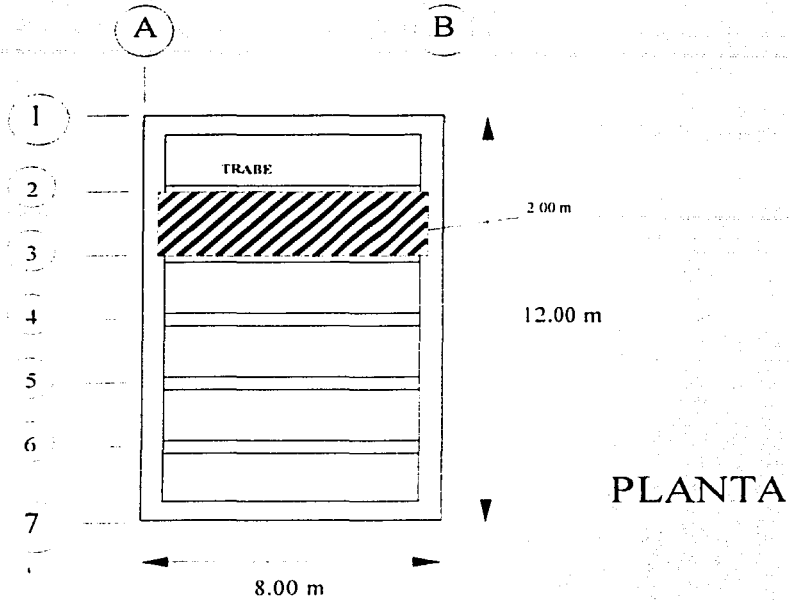
**Carga que llega a la cimentación:**

Trabe $p_p = 0.30 \times 0.7 \times 7.2 \times 2.4 / 2 =$	1.81 Ton	
Losa $A_T = 2 \times 3.6 \times 0.2 \times 2.4 =$	<u>3.45 Ton</u>	
	5.26 Ton	
x 5	26.30 Ton	
Muro $\rightarrow$	<u>69.10 Ton</u>	
	95.40 Ton	
$\div 12$	8.00 Ton/m	$\leftarrow$ Muros A y B
Muro =	41.5 Ton	
Losa $p_p = 2 \times 3.6 \times 0.2 \times 2.4 =$	<u>2.07 Ton</u>	
	43.6 Ton	
$\div 7.2$	6.05 Ton/m	$\leftarrow$ Muros I y 7





**Diseño losa tapa y traves.**



a) Losa tapa.

Se comportan como traves libremente apoyadas.

Se considera una carga de trabajo de  $500 \text{ kg/cm}^2$  o una concentración al centro del claro de 1500 kg:

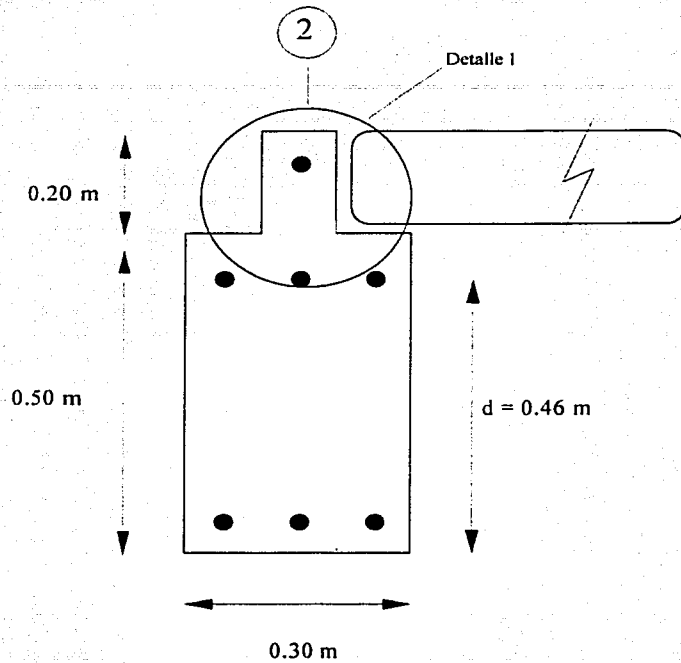
Peso propio:

$$p_b = 0.40 \times 0.20 \times 2.00 \times 2.4 = 0.384$$

$$c_v = 0.40 \times 2.00 \times .05 = \frac{0.400}{\Sigma 0.784 \text{ Ton}}$$

$$F_c = 1.5 = 1568 \text{ kg}$$

$$w = 1.568 \div 2 = 784 \text{ kg}$$



Como libremente apoyada:

$$M = \frac{wl^2}{8}$$

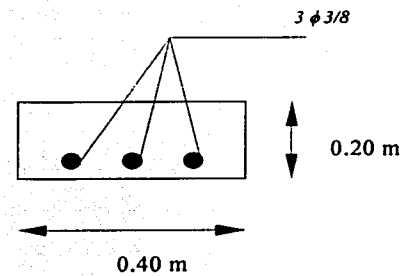
$$M = (0.784 \times 2^2) / 8 = 0.347 \text{ en el centro del claro}$$

$$A_s = 3 \times 0.71 = 2.13 \text{ cm}^2$$

$$p = \frac{A_s}{bd} = 2.13 / (40 \times 15.5) = 0.0034$$

$$p = 0.0034$$

$$f''_c = 0.85 f'_c$$



$$f_c^* = 0.8 f_c$$

Se usará concreto clase I.  $f_c = 250 \text{ kg/cm}^2$

$$f_c^* = 0.8 \times 250 = 200 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_c^* = 0.85 \times 200 = 170 \text{ kg/cm}^2$$

$$q = p \frac{f_y}{f_c^*}$$

$$q = 0.003 \times (4200 / 170) = 0.085$$

$$1 - q = 0.95$$

$$M_R = F_R b d^2 f_c^* q (1 - 0.5q)$$

$$M_R = 0.90 \times 40 \times 15^2 \times 170 \times 0.085 \times 0.95 = 118\,730 \text{ kg} \times \text{cm}$$

$$M_R = 1.18 \text{ Ton} \times \text{m}$$

$$A_{s \min} = \frac{0.7 f_c^*}{f_y} b d$$

$$A_{s \min} = (0.7 \times 250^{1.6}) / 4200 \times 40 \times 15.5 / 4200 = 1.63 \text{ cm}^2$$

OK

Ahora, si:

$$M = \frac{Pl}{4}$$

$$M = 1500 \times 2 / 4 = 750 \text{ kg} \times \text{m} = 0.75 \text{ Ton} \times \text{m}$$



$$M = 0.347 \text{ Ton} \times \text{m}$$



$$M = 0.75 \text{ Ton} \times \text{m}$$

Los dos momentos:

$$M = 0.347 + 0.75 \text{ Ton} \times \text{m} \quad \text{son menores que,} \quad M_R = 1.18 \text{ Ton} \times \text{m} \quad \text{OK}$$

Refuerzo mínimo por temperatura:

$$a_{s \min} = \frac{660 x_1}{f_y (x_1 + 100)}$$

$$a_{s \min} = (660 \times 20) / 4200 (20 + 100) = 0.026 \times 40 \text{ cm} = 1.04 \text{ cm}^2$$

$$3 \phi 3/8 = 2.13 \text{ cm}^2 > 1.04 \text{ cm}^2$$

OK

$$f'_c = 0.8 f'_c$$

Se usará concreto clase I.  $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$

$$f''_c = 0.8 \times 250 = 200 \text{ kg/cm}^2$$

$$f'''_c = 0.85 \times 200 = 170 \text{ kg/cm}^2$$

$$q = p \frac{f_y}{f''_c}$$

$$q = 0.003 \times (4200 / 170) = 0.085$$

$$1 - q = 0.95$$

$$M_R = F_R b d^2 f''_c q (1 - 0.5q)$$

$$M_R = 0.90 \times 40 \times 15^2 \times 170 \times 0.085 \times 0.95 = 118\,730 \text{ kg x cm}$$

$$M_R = 1.18 \text{ Ton x m}$$

$$A_{s \min} = \frac{0.7 f'_c}{f_y} h d$$

$$A_{s \min} = (0.7 \times 250^{1/2}) 40 \times 15.5 / 4200 = 1.63 \text{ cm}$$

**OK**

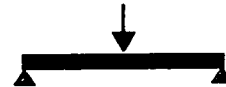
Ahora, si:

$$M = \frac{Pl}{4}$$

$$M = 1500 \times 2 / 4 = 750 \text{ kg x m} = 0.75 \text{ Ton x m}$$



$$M = 0.347 \text{ Ton x m}$$



$$M = 0.75 \text{ Ton x m}$$

Los dos momentos:

$$M = 0.347 + 0.75 \text{ Ton x m} \quad \text{son menores que,} \quad M_R = 1.18 \text{ Ton x m} \quad \text{OK}$$

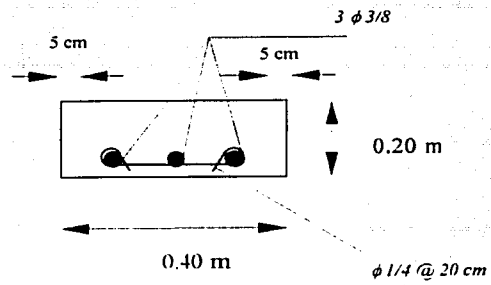
Refuerzo mínimo por temperatura:

$$a_{s \min} = \frac{660 x_1}{f_y (x_1 + 100)}$$

$$a_{s \min} = (660 \times 20) / 4200 (20 + 100) = 0.026 \times 40 \text{ cm} = 1.04 \text{ cm}^2$$

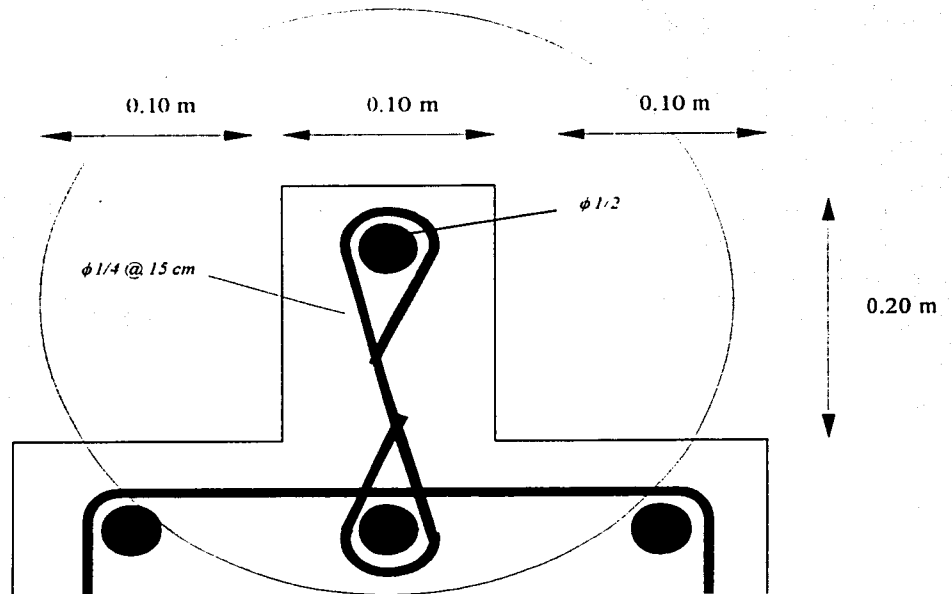
$$3 \phi 3/8 = 2.13 \text{ cm}^2 > 1.04 \text{ cm}^2$$

**OK**



b) Trabes.

## Detalle 1 trabe



Considerándola doblemente empotrada:

$A_T = 2.00$  m de ancho

1.  $f_{yk} = 1.35 \times f_{td} = 1.35 \times 1.4 = 1.89 \text{ MPa}$   
 2.  $f_{yk} = 1.35 \times f_{td} = 1.35 \times 1.4 = 1.89 \text{ MPa}$   
 3.  $f_{yk} = 1.35 \times f_{td} = 1.35 \times 1.4 = 1.89 \text{ MPa}$   
 4.  $f_{yk} = 1.35 \times f_{td} = 1.35 \times 1.4 = 1.89 \text{ MPa}$   
 5.  $f_{yk} = 1.35 \times f_{td} = 1.35 \times 1.4 = 1.89 \text{ MPa}$

Dimensionamento

$$\sigma = \frac{M}{I}$$

$$M = F_y \times L = 4200 \times 3 = 12600 \text{ kg cm}$$

$$I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{30 \times 46^3}{12} = 41000 \text{ cm}^4$$

Carica complementare applicata

Carica

$$F_y = 4200 \times 3 = 12600 \text{ kg}$$

$$\sigma = \frac{M}{I} = \frac{12600}{41000} = 0.307 \text{ MPa}$$

$$\sigma = 0.307 \text{ MPa}$$

$$f_{yk} = 0.925 f_c$$

$$f_{yk} = 0.925 f_c$$

Se usare concreto classe 3,  $f_c = 250 \text{ kg/cm}^2$

$$f_{yk} = 0.925 \times 250 = 231.25 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{yk} = 0.925 \times 250 = 231.25 \text{ kg/cm}^2$$

$$q = \rho \frac{f_y}{f_c}$$

$$q = 0.002 \times (4200) / 170 = 0.192$$

$$1 - q = 0.90$$

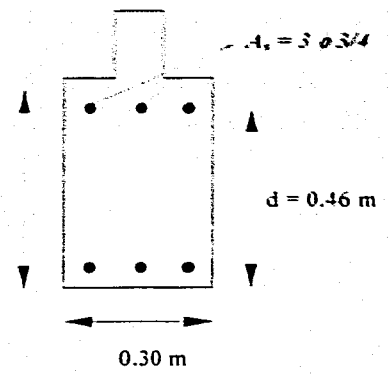
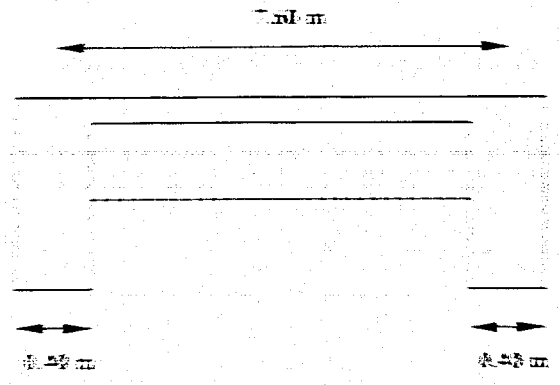
$$M_{yk} = F_y b d^2 f_c q (1 - 0.5q)$$

$$M_{yk} = 0.90 \times 30 \times 46^2 \times 170 \times 0.192 \times 0.90 = 1730156 \text{ kg x cm}$$

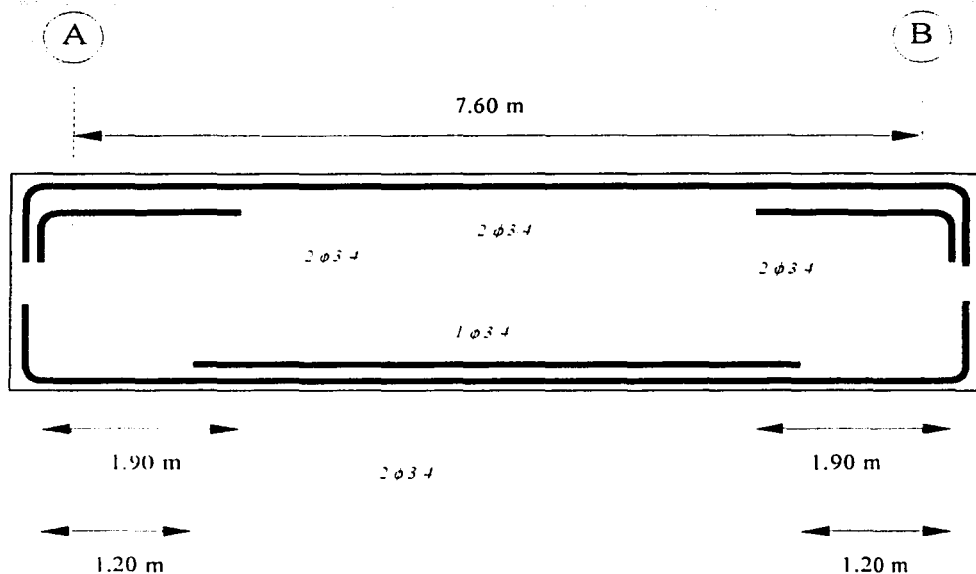
$$M_{yk} = 17.30 \text{ Ton x m}$$

$$A_{s, \text{min}} = \frac{0.7}{f_y} f_c b d$$

Como  $M_d = 17.40 \approx M_{yk} = 17.30 \text{ Ton x m}$



**OK**



Revisión por cortante:

Relación  $h/b = 50/30 = 1.6 < 6$

$L/h = 760/50 = 15.2$

Como  $p = 0.008 < 0.01$

$$V_{cr} = F_R b d (0.2 + 30 p) \cdot f'_c$$

$V_{cr} = 0.8 \times 30 \times 46 (0.2 + 30 \times 0.008) 250^{1/2}$

$V_{cr} = 7.68 < 13.22 \text{ Ton}$

Por lo tanto se necesitan estribos y se proponen de  $\phi 3/8$ :

$A_v = 2 \times 0.71 = 1.42 \text{ cm}^2$

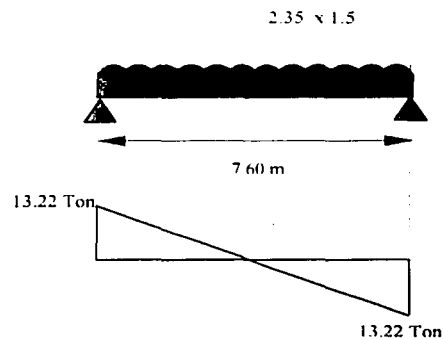
$$S = \frac{F_R A_v f_y d}{V_u - V_{cr}}$$

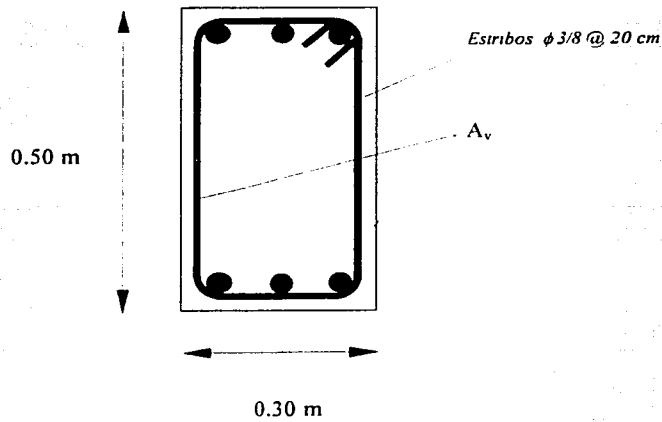
$S = 0.8 \times 1.42 \times 4200 \times 46 / (13220 - 7680) = 39.61 \text{ cm}$

Separación máxima = 0.5 d

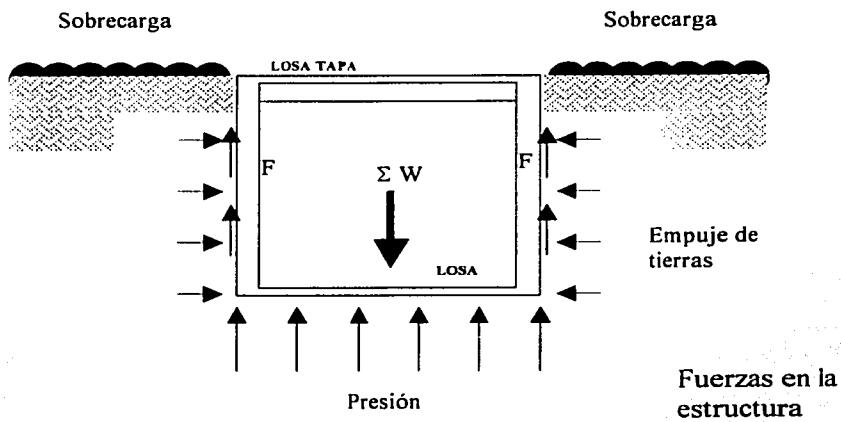
$Sep_{max} = 46/2 = 23 \text{ cm}$

**OK**





Muros.



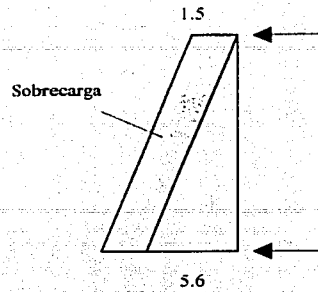
El peralte  $h = 20 \text{ cm}$ . La sobrecarga es igual a cero, pero según el inciso 5.1 de las NTC para Diseño y Construcción de Cimentaciones, se deberá considerar al menos una sobrecarga superficial de  $1.5 \text{ t/m}^2$  y un coeficiente de empuje horizontal de tierras de 0.6.



Volumen:

$$\text{Vol} = \gamma h / 2 = \gamma h^2 / 2$$

$$\text{Si } \gamma = 1580 \text{ kg/m}^2 \text{ y } k_o = 0.6 \gamma h$$



$$E = 0.6 \gamma h^2 / 2 = 0.6 \times 1.58 \times 6^2 / 2 = 17.06 \text{ Ton / m}$$
$$\text{Sobrecarga} = 1.5 \times 6 \times 0.6 = \frac{5.40 \text{ Ton / m}}{E \text{ total } \Sigma 22.46 \text{ Ton / m}}$$

$$M_{\text{max}} = 0.128 w l \times 17.06 \times 6 = 13.10 \text{ Ton x m cada m. Revisando:}$$

$$M_x = \frac{wx}{3} \left(1 - \frac{x^2}{l^2}\right)$$

$$\text{Si } x = l/2:$$

$$M = w \times l/2 / 3 \left(1 - \frac{1/2^2}{1^2}\right) = w l / 6 \left(1 - \frac{1}{4}\right)$$

$$M = 17.06 \times 6 / 6 (0.75) = 12.8 \text{ Ton x m} \quad \text{en el centro del claro}$$

$$\text{Si } x = 3.46 \text{ m}$$

$$M_{\text{max}} = 0.128 w l = 0.128 \times 17.06 \times 6 = 13.10 \text{ Ton x m} \quad \text{si } x = 3.46 \text{ m}$$

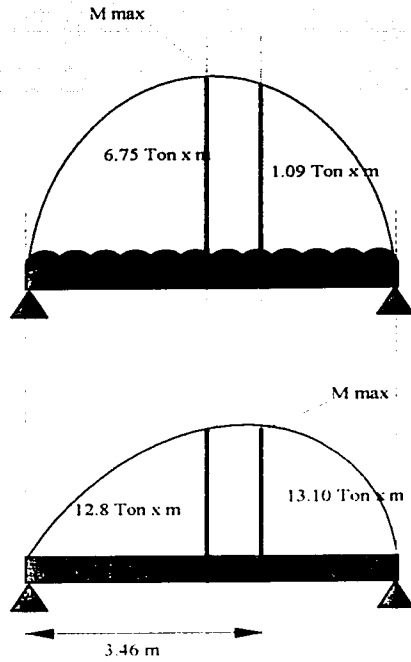
Considerando sólo la sobrecarga:

$$M = \frac{wl^2}{8}$$

$$M = 1.5 \times 36 / 8 = 6.75 \text{ Ton x m} \quad \text{en el centro del claro}$$

$$\text{Y cuando } x = 3.46 \text{ m}$$

$$M = wx/2 (1-x/l) = 1.5 \times 3.46 / 2 (1 - 3.46/6) = 1.09 \text{ Ton x m} \quad \text{si } x = 3.46 \text{ m}$$



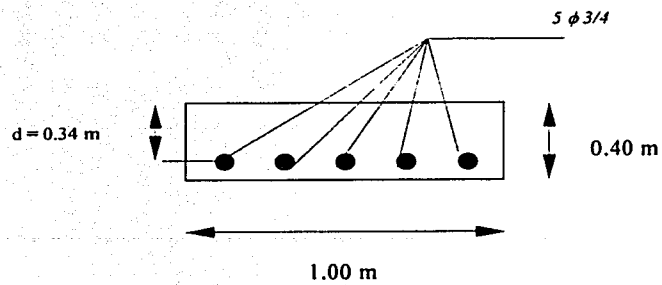
$$\Sigma \text{ Sumatoria de momentos si } x = l/2 = 12.8 + 6.75 = 19.05$$

$$\Sigma \text{ Sumatoria de momentos si } x = 3.46 \text{ m} = 13.10 + 1.09 = 14.19$$

Por lo tanto, se usará el valor al centro del claro = 19.05 Ton x m cada m

El  $M_u$  al centro del claro será:

$$M_u = 19.05 \times 1.5 = 28.56 \text{ Ton x m cada m}$$



Como simplemente armada:

Con  $10\phi \frac{3}{4}$  @ 10 cm:

$$A_s = 10 \times 2.85 = 28.50 \text{ cm}^2$$

$$p = \frac{A_s}{bd} = 28.5.25 / (100 \times 34) = 0.008$$

$$p = 0.004$$

$$f''_c = 0.85 f'_c$$

$$f'_c = 0.8 f'_c \quad \text{Se usará concreto clase I, } f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$f''_c = 0.8 \times 250 = 200 \text{ kg/cm}^2$$

$$f'_c = 0.85 \times 200 = 170 \text{ kg/cm}^2$$

$$q = p \frac{f_y}{f''_c}$$

$$q = 0.008 \times (4200 / 170) = 0.207$$

$$1 - q = 0.90$$

$$M_R = F_R b d^2 f''_c q (1 - 0.5q)$$

$$M_R = 0.90 \times 100 \times 34^2 \times 170 \times 0.207 \times 0.90 = 3295000 \text{ kg} \times \text{cm}$$

$$M_R = 32.95 \text{ Ton} \times \text{m}$$

$$\text{Como } M_u = 28.56 < M_R = 32.95 \text{ Ton} \times \text{m}$$

**OK**

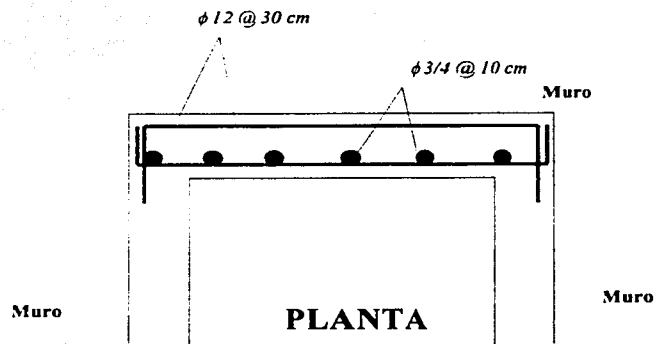
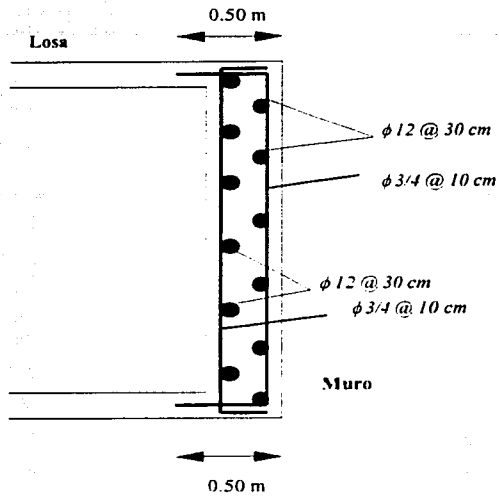
Acero mínimo por temperatura: (en la dirección horizontal)

$$a_{s \text{ min}} = \frac{660 x_1}{f_y (x_1 + 100)}$$

$$a_{\text{min}} = (660 \times 40) / 4200 (40 + 100) = 0.044 \times 100 \text{ cm} = 4.4 \text{ cm}^2$$

$$10\phi \frac{3}{4} = 28.50 \text{ cm}^2 > 4.4 \text{ cm}^2$$

**OK**



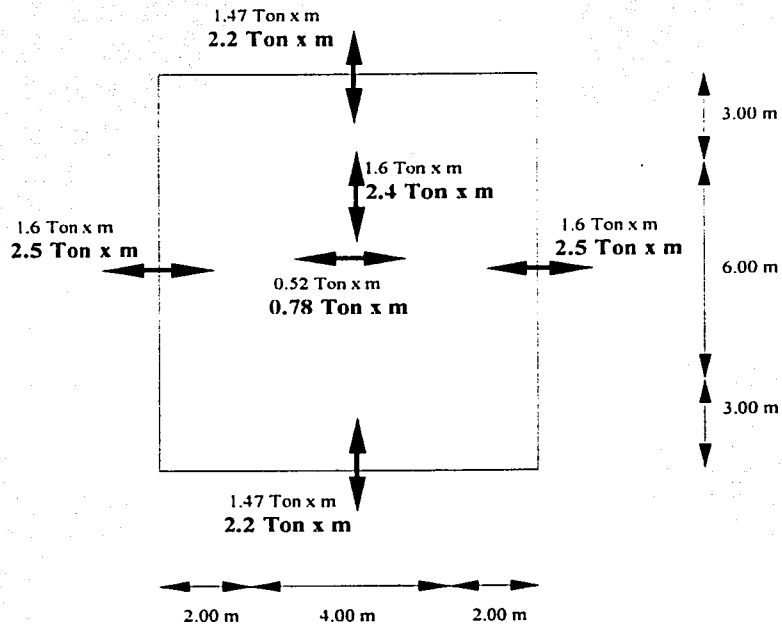
**Losa de cimentación.**

Peralte de la losa,  $h = 20$  cm

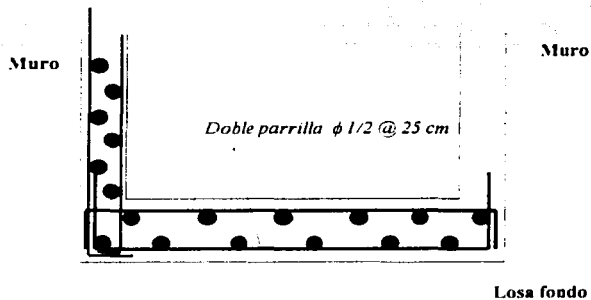
Se propone:

Separación (cm)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	p	q	$l-0.5q$	$M_o$ (Ton x m)
10.0	12.70	0.008	0.196	0.900	6.90
12.5	10.16	0.006	0.156	0.920	5.62
15.0	8.46	0.005	0.130	0.935	4.76
17.5	7.25	0.045	0.111	0.940	4.08
20.0	6.35	0.004	0.098	0.951	3.65
25.0	5.08	0.003	0.078	0.961	2.93

Como  $M_u = 2.5 < M_R = 2.93$  Ton x m, se decide utilizar una doble parrilla con varillas  $\phi \frac{1}{2} @ 25$  cm.



**PLANTA**



<sup>1</sup> Deméneghi Colina, A., Sanginés García, H. y Puebla Cadena M., "Apuntes de Cimentaciones, Interacción Suelo Estructura", Profesores del Departamento de Geotecnia, División de Ingeniería Civil, Topográfica y Geodésica, Facultad de Ingeniería UNAM, 1994.

<sup>2</sup> Deméneghi Colina, A., "Cálculo de deformaciones en suelos. Método no lineal.", Profesor del Departamento de Geotecnia, División de Ingeniería Civil, Topográfica y Geodésica, Facultad de Ingeniería UNAM, 2000.

<sup>3</sup> Deméneghi Colina, A. y Puebla Cadena M., "Apuntes de Cimentaciones.", Profesores del Departamento de Geotecnia, División de Ingeniería Civil, Topográfica y Geodésica, Facultad de Ingeniería UNAM.

<sup>4</sup> Deméneghi Colina, A.,

RUN

INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA. ANALISIS LINEAL. 15/08/01

PROGRAMA 'ISLCBL'. TOMA EN CUENTA BLOQUES EN CIMENTACION

PROGRAMA ELABORADO POR AGUSTIN DEMENEGHI COLINA

EN ESTE PROGRAMA SE TOMA EN CUENTA QUE CADA NUDO PUEDE TENER AREAS INTERNAS

LÉCTURA DE DATOS DE LA ESTRUCTURA

N = NUMERO DE NUDOS DE LA RETICULA DE CIMENTACIÓN = 9

NG = NUMERO DE GRADOS DE LIBERTAD = 27

NB = NUMERO DE BARRAS = 0

NBC = NUMERO DE BARRAS DE LA CIMENTACION = 12

NGEM = NUMERO DE GRADOS DE LIBERTAD PARA EL CALCULO DE LOS ELEMENTOS MECANICOS = 27

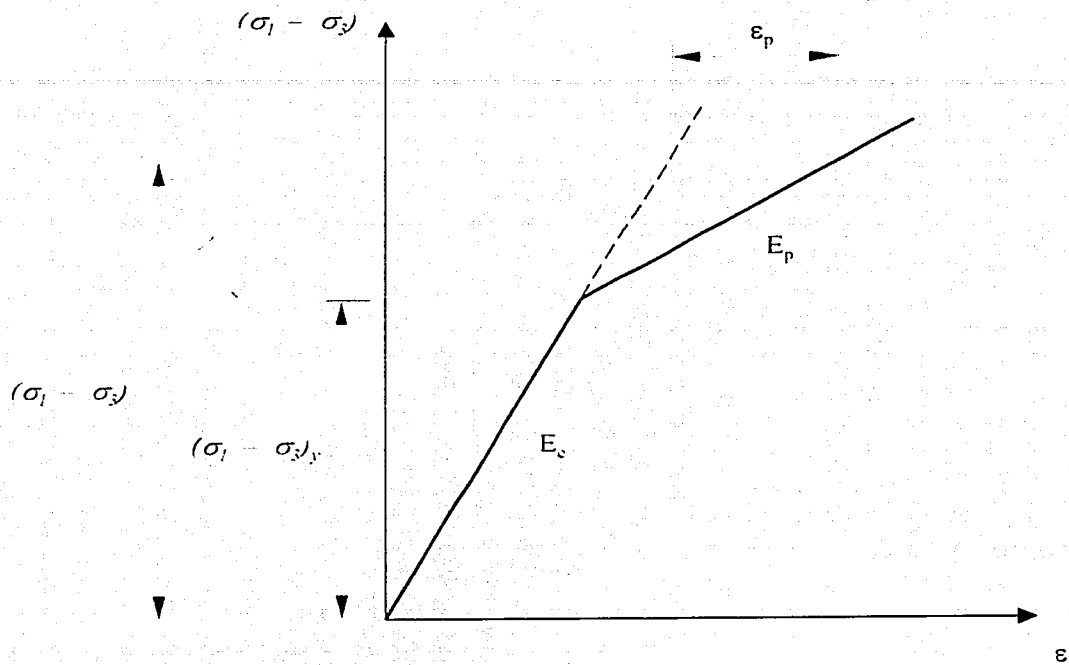
NE = NUMERO DE ESTRATOS = 4

González Cuevas, O. y Robles, F., "Aspectos Fundamentales del Concreto Reforzado", LIMUSA, México, 1998.

Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, 1997

Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones, RCDF, 1997.

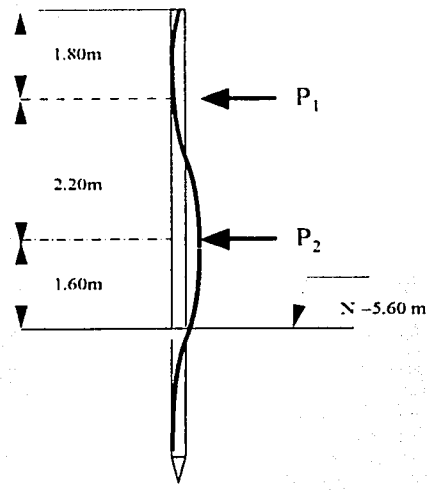
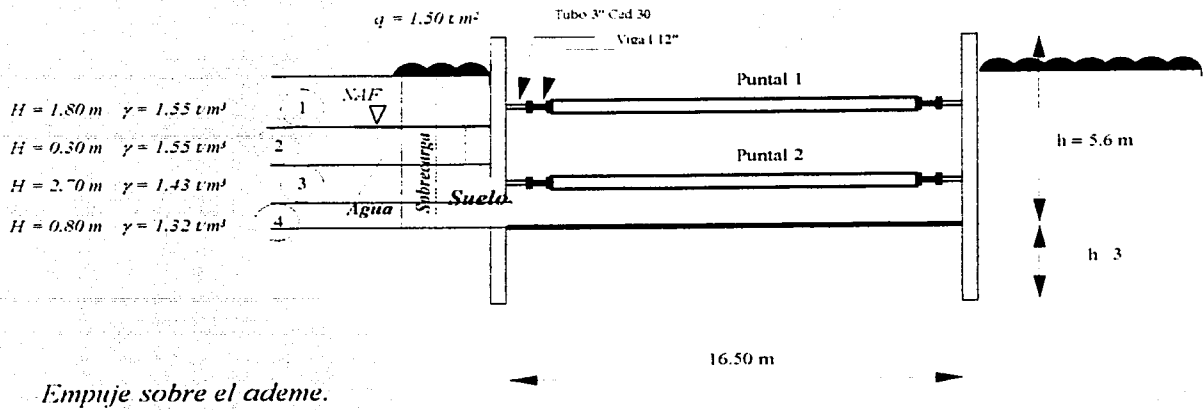
Instituto de Ingeniería, "Comentarios, Ayudas de Diseño y Ejemplos de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones", DDF, ES - 6, Series del Instituto de Ingeniería, julio, 1993.



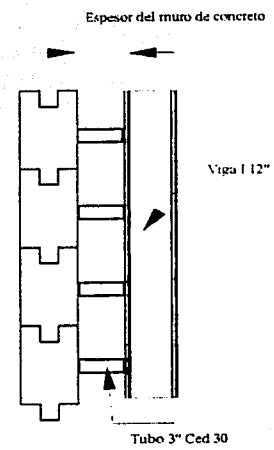
EN LA FIGURA SE MUESTRA LA CURVA ESFUERZO DEFORMACION PARA UN SUELO. SE OBSERVA EL TRAMO ELÁSTICO Y EL TRAMO PLÁSTICO. SE PUEDE SUPONER QUE EL VALOR DEL ESFUERZO DE FLUENCIA  $(\sigma_1 - \sigma_3)_y$  SERÁ DEL 75 % DEL VALOR DEL ESFUERZO A LA FALLA.

*fig V.1*

*Deformación plástica del suelo.*



*Configuración de deformación de la tablestaca.*



*Detalle. Vista en Planta*



*Detalle. Vista en planta.*

*fig V.2*  
*Primer ejemplo. Empuje de tierras sobre una tablestaca.*



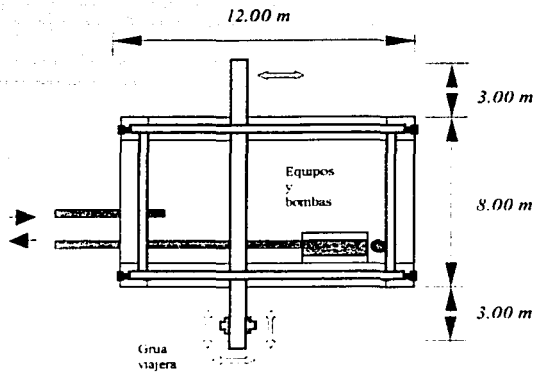


fig V.3

PLANTA

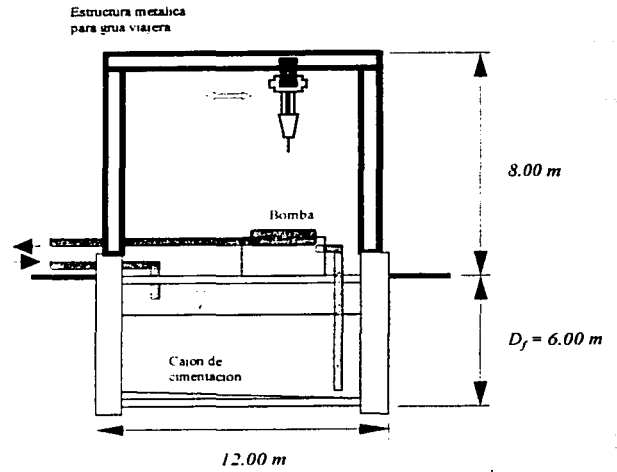


fig V.4

CORTE

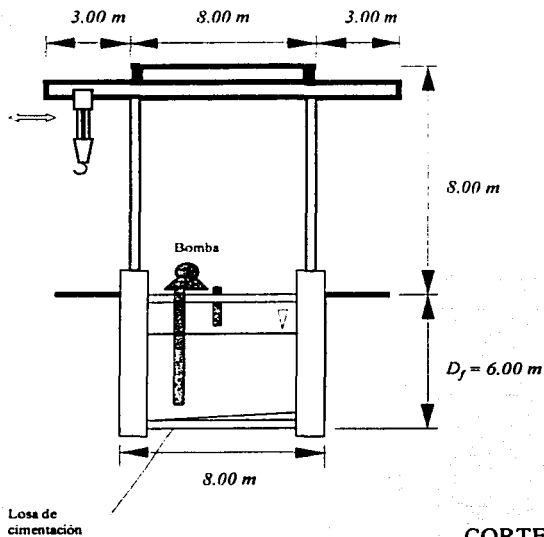


fig V.5

CORTE

fig V.3, V.4 y V.5

Segundo ejemplo. Cárcamo de bombeo para aguas residuales con grúa viajera cuya estructura trabajará como una cimentación sobrecompensada.

# CORTE

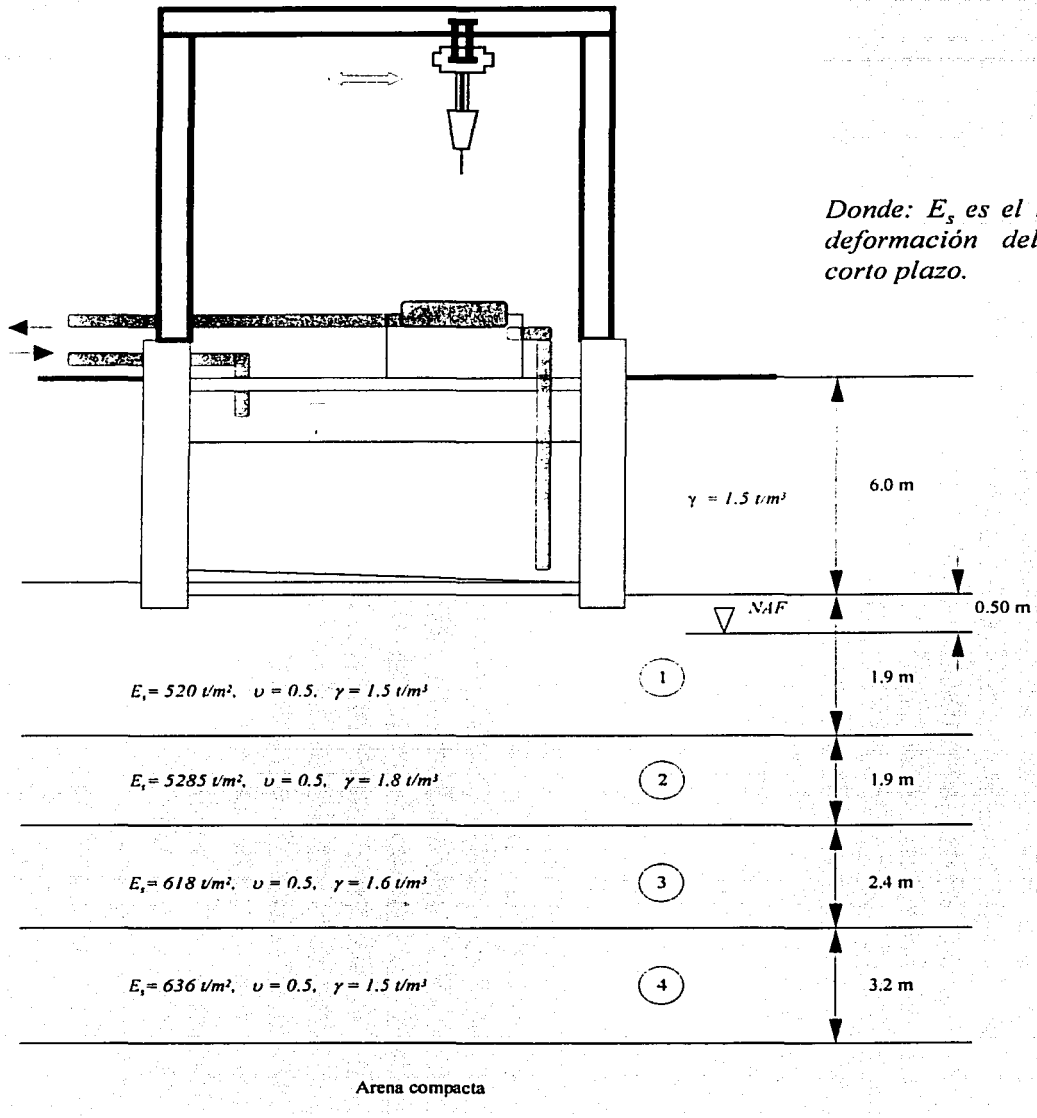
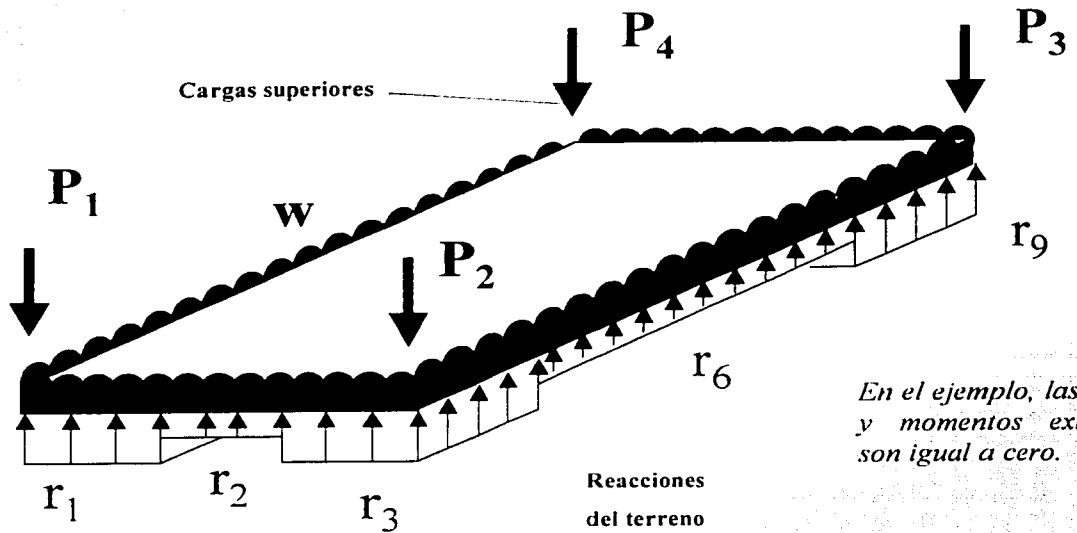
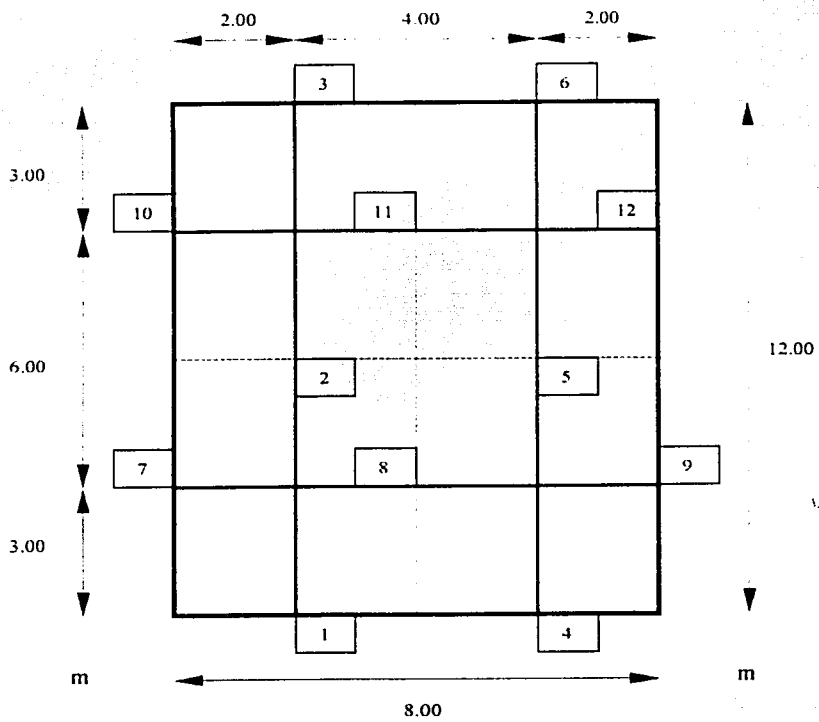


fig V.6  
 Perfil estratigráfico y propiedades.

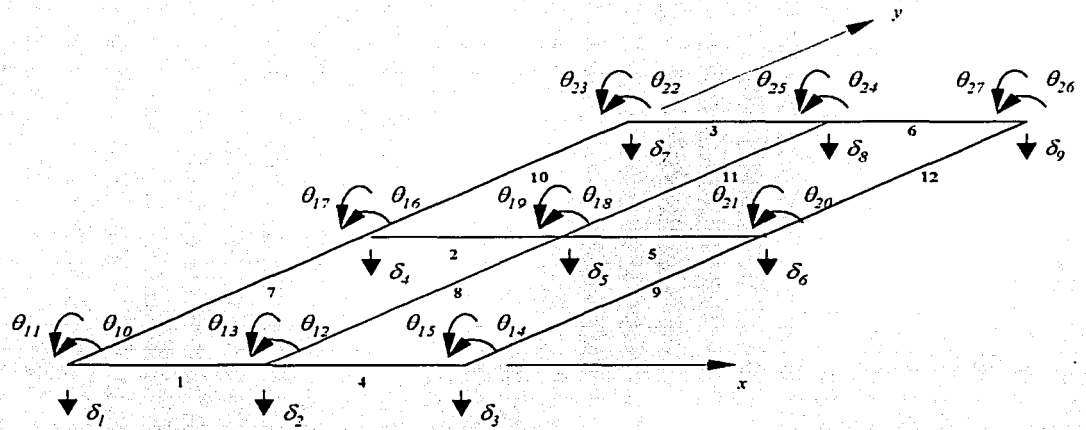


*En el ejemplo, las cargas y momentos exteriores son igual a cero.*



Áreas de influencia en la losa de cimentación

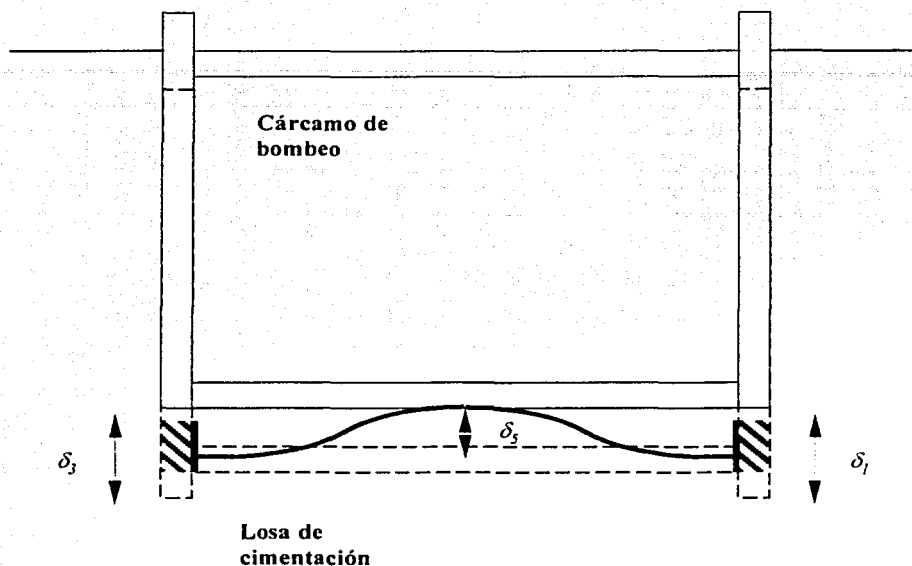
*fig V.7*  
*Losa de cimentación.*



*Para la losa de cimentación se consideran los siguientes grados de libertad asociados a los desplazamientos o giros que se presentarán con la aplicación de las cargas.*

*fig V.8*

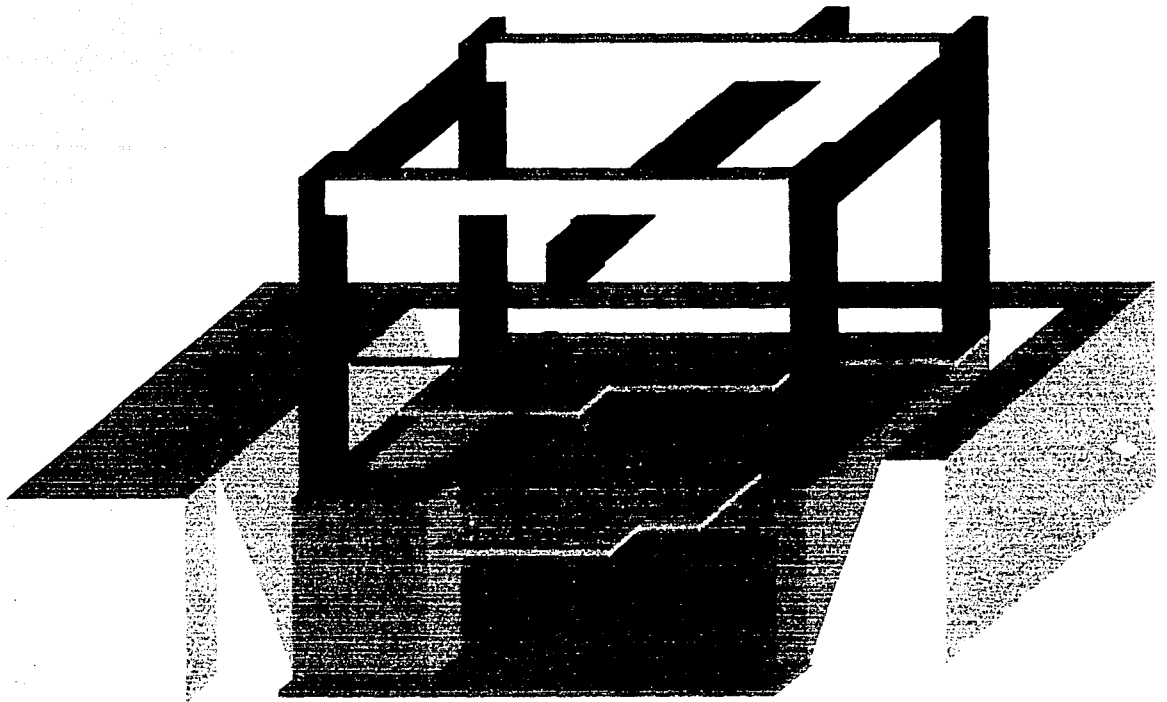
*Numeración de barras y grados de libertad para la interacción suelo-estructura.*



*La losa de cimentación se deformará justo de la manera mostrada en el dibujo cuando el cárcamo se encuentre vacío. Según los cálculos realizados, la deformación diferencial al centro del claro tendrá una diferencia de tan sólo 3 milímetros con respecto a las deformaciones en las esquinas de la estructura. Como se esperaba, el cárcamo es muy rígido.*

*fig V.9*

*Configuración de deformación de la losa de cimentación. Se consideran infinitamente rígidos los muros perimetrales alrededor de ésta.*



TESTE CON  
FALLA DE ORIGEN

*fig V.10*  
*Cárcamo de bombeo.*

## VI. Conclusiones.

---

En las líneas que siguen se encontrarán las recomendaciones generales y puntuales, incluyendo las propias del proceso constructivo, para el tratamiento de un problema cuando se trabaja con una *cimentación compensada*.

### VI.1 Conclusiones generales.

Primeramente, es importante enfatizar que siempre los cimientos deben quedar desplantados sobre un mismo estrato, ya que si se apoyan en materiales diferentes podrían presentarse asentamientos diferenciales en la propia estructura de cimentación. El desplante de la estructura deberá quedar abajo del suelo sujeto a erosión superficial o interna, por lo tanto, se recomienda un desplante mínimo aunque la capacidad de carga del suelo no lo requiera.

Capacidad de carga y hundimientos. En general, se puede decir que en toda estructura se debe revisar la seguridad por resistencia al corte del terreno de cimentación (capacidad de carga). En la ciudad de México, los hundimientos de la estructura comúnmente son los que rigen el diseño de una cimentación, por lo que la seguridad por resistencia al corte en general es alta. Sin embargo, se presenta un caso en que puede ser crítico este fenómeno, y es el que corresponde a edificios altos con un ancho pequeño de cimentación. Aquí el momento de volteo puede ocasionar incrementos significativos de esfuerzo cortante en el terreno y producir una falla del cimiento. El fenómeno anterior es aún más crítico bajo el efecto de sismo.

Excavaciones. El procedimiento constructivo de las cimentaciones, excavaciones, muros de retención y otros elementos de soporte, deberá ajustarse a las hipótesis de diseño, garantizar la integridad de los elementos de cimentación y su seguridad durante la construcción y evitar daños a servicios públicos y edificaciones vecinas.

En el caso de elementos de cimentación de concreto reforzado se aplicarán procedimientos de construcción que garanticen el recubrimiento requerido para proteger el acero de refuerzo. Se tomarán las medidas necesarias para evitar que el propio suelo o cualquier líquido o gas contenido en él puedan atacar el concreto o el acero. Asimismo, durante el colado se evitará que el concreto se disgregue, se mezcle o contamine con partículas de suelo o con agua freática que pueda afectar sus características de resistencia o durabilidad.

Cuando las separaciones con las colindancias lo permitan, las excavaciones se delimitarán con taludes perimetrales cuya pendiente se evaluará a partir de un análisis de estabilidad. Si por el contrario, existen restricciones de espacio y no son aceptables taludes verticales debido a las características del subsuelo, se recurrirá a un sistema de soporte a base de ademes, tablestacas o muros colados en el lugar apuntalados o retenidos con anclas. En todos los casos deberá lograrse un control adecuado del flujo de agua en el subsuelo, y seguirse una secuela de excavación que minimice los movimientos de las construcciones vecinas.

El procedimiento de la excavación deberá asegurar que no se rebasen los estados límite de servicio (movimientos verticales y horizontales inmediatos y diferidos por descarga en el área de excavación y en la zona circundante).

De ser necesario, la excavación se realizará por etapas, según un programa que se incluirá en la memoria de diseño, señalando además las precauciones que deban tomarse para que no resulten afectadas las construcciones de los predios vecinos o de los servicios públicos; estas precauciones se consignarán debidamente en los planos. Al efectuarse la excavación por etapas, para limitar las expansiones del fondo a valores compatibles con el comportamiento de la propia estructura o de edificios e instalaciones colindantes, se adoptará una secuencia simétrica. Se restringirá la excavación a zanjas de pequeñas dimensiones en las que se construirá y lastrará la cimentación antes de excavar otras áreas.

Durante la construcción, y aún después, se realizarán todas las mediciones requeridas para conocer si ocurre cualquier movimiento imprevisto del suelo que pueda ocasionar daños a la propia construcción, a las edificaciones vecinas y a los servicios públicos.



Flujo de agua en suelos. En las obras de ingeniería civil es común encontrar la presencia de agua en el suelo. En general, esto es algo contraproducente. La capacidad carga del terreno disminuye y los procesos constructivos se vuelven más costosos y pueden requerir más tiempo. Si además existe flujo de agua en el terreno de construcción las cosas empeoran, ya que ahora también existirán fuerzas de filtración que en general se oponen al equilibrio. Así pues, se deberá tener especial precaución para evitar la falla de fondo por subpresión en excavaciones y elementos de soporte.

Cuando la construcción de una cimentación lo requiera, se controlará el flujo de agua en el subsuelo mediante bombeo, tomando precauciones para limitar los efectos indeseables del mismo en el propio predio y en los colindantes. Se escogerá el sistema de bombeo más adecuado para el tipo de suelo. El gasto y el abatimiento provocado por el bombeo se calcularán mediante las teorías de flujo de agua en el suelo. El diseño del sistema de bombeo incluirá la selección del número, ubicación, diámetro y profundidad de los pozos; del tipo, diámetro ranurado de los ademes, y del espesor y composición granulométrica del filtro. Asimismo, se especificará la capacidad mínima de las bombas y la posición del nivel dinámico en los pozos en las diversas etapas de la excavación.

En el caso de materiales compresibles se tomará en cuenta la sobrecarga inducida en el terreno por las fuerzas filtración y se calcularán los asentamientos correspondientes. Si los asentamientos calculados resultan excesivos, se recurrirá a procedimientos alternos que minimicen el abatimiento piezométrico. Deberá considerarse la conveniencia de reinyectar en la periferia de la excavación el agua bombeada.

En suelos de muy baja permeabilidad, como las arcillas lacustres de las zonas II y III de la ciudad de México, el nivel piezométrico se abate espontáneamente al tiempo que se realiza la excavación, por lo que no es necesario realizar bombeo previo, salvo para evitar presiones excesivas en estratos permeables intercalados. En este caso, más que abatir el nivel freático, el bombeo tendrá como objetivo:

- a) Dar una dirección favorable a las fuerzas de filtración, o
- b) Preservar el estado de esfuerzos del suelo, e
- c) Interceptar las filtraciones provenientes de lentes permeables.

En todos los casos será necesario un sistema de bombeo superficial que desaloje el agua de uno o varios cárcamos en los que se recolecten los escurrimientos de agua.

Para reducir los problemas de filtraciones de agua hacia las excavaciones y los daños a construcciones vecinas, se podrán usar tablestacas hincadas en la periferia de la excavación o muros colados *in situ* o prefabricados. Las tablestacas o muros colados en el lugar deberán prolongarse hasta una profundidad suficiente para interceptar el flujo debido a los principales estratos permeables que puede dificultar la realización de la excavación.

En general, el abatimiento del nivel freático en las excavaciones y los drenajes en los elementos de contención serán las soluciones más prácticas que se puedan aplicar para reducir los efectos nocivos del agua en el suelo.

Sobrecompensación. Las *NTC para diseño y construcción de cimentaciones* señalan que en la zona III de la ciudad de México, y en presencia de consolidación regional, la sobrecompensación para un cajón no deberá ser superior a  $1.5 \text{ t/m}^2$ , a menos que se demuestre que un valor mayor no dará lugar a una emersión inaceptable (falla de fondo) ni daños a construcciones vecinas o servicios públicos.

Sismo. El cometido esencial de una cimentación durante un sismo será el transmitir adecuadamente al suelo las acciones resultantes de las fuerzas generadas por el temblor en la superestructura y soportar apropiadamente los esfuerzos provenientes de las deformaciones del suelo circundante.

En general, para la elección del tipo de cimentación, es deseable seguir los mismos lineamientos que se recomiendan para escoger la forma de la superestructura, tales como simetría, regularidad y distribución uniforme. Por ejemplo, debe evitarse al máximo combinar distintos sistemas de cimentación superficiales y profundos, se procurará que las cargas verticales se distribuyan simétricamente, que los momentos de volteo no sean excesivos, y que la estructura no sea muy alargada en planta.

Las cimentaciones más profundas normalmente constan de un cajón, como en el caso de algunas cimentaciones compensadas, cuya resistencia y rigidez naturales son útiles para distribuir las fuerzas sísmicas en el suelo, evitando los desplazamientos diferenciales. Para transmitir las fuerzas cortantes se cuenta en este caso también con las presiones pasivas del suelo en las paredes

laterales de un cajón, aunque para aprovechar esta acción deben tomarse medidas adecuadas como cuidar que el suelo esté bien compactado, y que los muros estén adecuadamente diseñados para resistir dichas presiones pasivas. En el caso de dimensiones grandes pueden necesitarse muros interiores además de los periféricos para dar suficiente rigidez y resistencia a la cimentación.

Todas las recomendaciones aquí expresadas están basadas en la experiencia y el conocimiento que hasta el día de hoy se ha acumulado. Sin embargo, no deben ser tomadas como recetas o como soluciones únicas. El criterio del ingeniero será el principal soporte para su aplicación.

## VI.2 Conclusiones del ejemplo y su tratamiento.

Los ejemplos expuestos están enfocados a mostrar el tratamiento mínimo que se hace actualmente en el diseño de una cimentación compensada. El primer ejemplo se complementa con el segundo, porque mientras en uno se omite la revisión de algún concepto, en el otro sí se realiza. En el primer caso se revisaron las deformaciones en la masa de suelo que son ocasionadas por la construcción de un edificio, se revisó, además, la capacidad de carga del terreno de cimentación de la estructura y la estabilidad de la excavación que se realiza durante la construcción. También se ha revisado el comportamiento sísmico de la estructura. En el segundo caso planteado, se da especial peso a la aplicación de la interacción estática suelo-estructura para el diseño final de la losa de cimentación.

Así pues, de las expresiones con se obtuvieron las deformaciones que en la masa de suelo ocurren como consecuencia de la excavación y construcción de un edificio como el del primer ejemplo, se recomienda y concluye lo siguiente:

- Para excavaciones someras, es decir cuando  $(\sigma_1 / \sigma_3) < (\sigma_1 / \sigma_3)_y$ , donde  $(\sigma_1 / \sigma_3)$  es el esfuerzo de fluencia de la arcilla, se pueden considerar las expansiones inmediatas considerando a la arcilla como un material elástico lineal, con  $E_e = 50 \text{ kg/cm}^2$ . Para excavaciones donde  $(\sigma_1 / \sigma_3) > (\sigma_1 / \sigma_3)_y$ , habrá que calcular las deformaciones plásticas también.
- En forma tentativa se puede emplear un valor conservador de fluencia de la arcilla igual a  $(\sigma_1 / \sigma_3)_y = 3 \text{ t/m}^2$ .

- El asentamiento inmediato por recompresión (recuperación del levantamiento del fondo de la excavación) se puede suponer igual a la expansión.
- Para el cómputo del hundimiento inmediato por compresión debido al incremento neto de carga se puede suponer que el módulo de rigidez del suelo,  $A_u$ , será:  $A_u = 0.8 A_e$ . Para el hundimiento diferido se deberán usar los valores estadísticos o calculados del módulo de rigidez, esta vez para la condición  $A'$ .
- La presión de preconsolidación, o esfuerzo crítico,  $p_c$ , se puede estimar usando un valor medio  $p_c = 2.2 \text{ t/m}^2$  y un valor desfavorable de  $1.8 \text{ t/m}^2$ .

El valor de la expansión inmediata, considerando su componente plástica, resultó ser del orden de 19 cm. Esta magnitud es permitida por el *RCDF*, sin embargo, siempre se recomienda disminuir el valor de las expansiones para evitar daños a las colindancias y a los servicios públicos. Una forma de reducir las expansiones, se ha visto, puede lograrse realizando la excavación por partes. Los asentamientos inmediatos debidos al incremento neto de carga tuvieron un valor aproximadamente igual que los asentamientos diferidos (y que serán causados por el mismo incremento neto de carga). Los asentamientos calculados están dentro de los parámetros permisibles para la ciudad de México. La capacidad de carga del suelo para las condiciones de la cimentación del primer ejemplo se observó que es sobrada.

En la revisión de la estabilidad de la excavación se estudiaron dos posibilidades. La primera se enfoca al caso de que la excavación por la construcción de la estructura debiera hacerse con elementos de retención (en el supuesto que en las colindancias existen otras estructuras ya desplantadas). Se calculó el empuje de tierras que actúa sobre los puntales que retienen el ademe de la excavación. Se hizo una propuesta del dimensionamiento de los troqueles que soportarán al tablestacado. El diseño de las tablestacas se omite, pero, se hace la recomendación de dimensionar tales elementos tomando en cuenta que el momento en toda la altura de las mismas cambia de signo hasta tres veces, lo que se puede traducir en un diseño donde el acero de refuerzo tendrá que tomar momentos negativos y positivos.

También, en el primer ejemplo, se revisó la excavación suponiendo que no hay estructuras colindantes y que se puede realizar ésta utilizando taludes en vez de elementos de contención. Se observó que el comportamiento de las paredes de la excavación será estable si se respetan las condiciones supuestas. En este ejemplo se consideró que no hay sobrecargas por construcciones vecinas y que se tiene suficiente espacio para realizar un corte con un talud.

En la revisión de la falla de fondo se observa que la profundidad necesaria de excavación para el desplante esta muy próxima a la máxima aceptable. Si la profundidad de desplante tuviera que ser mayor, el fondo de la excavación no se sostendría por sí solo. En este supuesto se podrán utilizar métodos alternativos para la mejora de la resistencia al corte en el fondo de la excavación. Por ejemplo, una solución posible sería el hincado de pilotes debajo de la profundidad de desplante, de tal manera, que una vez abierta la excavación, trabajen a la tensión ocasionada por la tendencia del fondo a salirse de sus fronteras.

Con lo que respecta a la falla de fondo por subpresión, se observa preliminarmente que, la excavación sin abatimiento del *NAF* es inestable. Siendo así, se calcula un espesor mínimo debajo del fondo de la excavación que deberá permanecer sin flujo de agua. Esto se podrá lograr con un abatimiento controlado del nivel dinámico del agua.

Del análisis sísmico del primer ejemplo se concluye que la altura máxima de un edificio apoyado en una cimentación compensada no deberá ser mayor a ocho o nueve entrepisos, contándolos desde el nivel de calle, ya que si el edificio tiene una altura mayor, el momento sísmico será tan grande que, en el mejor de los casos, se presentarán fallas de servicio, tales como, agrietamientos, ruptura de instalaciones y desplomes. En casos más críticos el edificio no será estable. Si fuera necesario que el edificio tuviese más niveles, garantizando el buen funcionamiento de la estructura y la seguridad de la misma, se podrá utilizar un sistema de cimentación combinado, por ejemplo, un cajón de cimentación y pilotes. Otra posible solución sería el empotrar aún más el edificio en su terreno de cimentación, es decir, desplantar a una mayor profundidad el edificio para de este modo aumentar su momento resistente ante sollicitaciones sísmicas. Estas dos últimas soluciones incrementan considerablemente el costo de la construcción de la estructura, por lo que, se deberá realizar una evaluación de costos para definir si es conveniente construir con otro tipo de sistema de cimentación o con una profundidad de desplante mayor, o bien, si lo conveniente es dejar de construir niveles.

En el segundo ejemplo se ha analizado el problema que implica el diseño de un cárcamo de bombeo de aguas residuales cuya estructura misma será una cimentación compensada. El concepto de cimentación compensada se respeta, ya que para desplantar esta estructura se tendrán que remover  $576 \text{ m}^3$ , con un peso total de 972 Ton, y la estructura que se construirá, en condiciones de *alberca vacía* pesará 311 Ton, lo que implica que el incremento neto de

presión será negativo -en su condición más desfavorable-, y por lo tanto, se tratará con una *cimentación sobrecompensada*. El incremento neto de presión será prácticamente nulo en el caso de que el cárcamo trabaje lleno hasta su nivel de servicio y entonces se hablaría de una cimentación *totalmente compensada*.

Los datos supuestos de las características del suelo fueron basados en la experiencia del conocimiento de las propiedades índice y mecánicas características de la zona II, *de transición*, de la ciudad de México. Los datos de las propiedades de resistencia del acero y del concreto son los usados en la práctica. El sistema de cargas aplicado es lo más apegado a la realidad. Todos los parámetros utilizados en el diseño de esta cimentación suponen unas características para un tiempo  $t = 0$  años, es decir, justo al finalizar la construcción.

La interacción estática suelo-estructura sólo se aplicó a la subestructura y al suelo. En su análisis más detallado pudo haberse incluido también la superestructura, ya que la rigidez de ésta influye en los desplazamientos de todo el sistema superestructura-subestructura-suelo. Esta simplificación es compatible con la naturaleza de este trabajo, puesto que, la rigidez de la superestructura del ejemplo es mínima en comparación con la rigidez del cárcamo.

La magnitud de los desplazamientos observados con la aplicación de la interacción estática suelo-estructura fueron los esperados, es decir, fueron mínimos. La cimentación es demasiado rígida. Esto se debe a que se tuvo que considerar una estructura lo suficientemente pesada para evitar una falla de fondo. Una consecuencia de lo anterior es el sobredimensionamiento de la estructura. Sin embargo, para ilustrar la configuración de deformaciones de la losa de cimentación, se trató de asignarle a esta un peralte máximo de sólo 20 cm para así poder visualizar su configuración deformada. Además, la estructura sufrirá desplazamientos simétricos tal y como se había supuesto.

Como ya se dijo, la interacción estática suelo-estructura en este ejemplo sólo será válida para el tiempo coincidente justo con la finalización de la construcción. Hay que recordar que con el tiempo se presentarán deformaciones diferidas en el suelo, y con la misma medida que estas ocurran, el valor de los elementos mecánicos también variará. Por todo esto, ortodoxamente hablando, el método de interacción estática suelo-estructura

deberá aplicarse en diferentes tiempos posteriores a la finalización de la obra y luego diseñar con la envolvente para la condición más crítica.

En este ejemplo se omite el cálculo de las expansiones inmediatas debidas a la descarga del terreno durante la excavación, lo que se traduce en la obtención de resultados de deformaciones y elementos mecánicos no tan reales.

El dimensionamiento de los elementos del cárcamo requirió casi en todos los casos poco acero de refuerzo, en parte porque las cargas fueron bajas y en parte por lo robusto de los elementos estructurales. Hay que recordar que los elementos estructurales tuvieron que dimensionarse sobradamente para que fueran más pesados, y por lo tanto, ayuden a la estabilización del cárcamo cuando éste se encuentre vacío.

Por último, se recomienda que tanto la losa de cimentación, así como los demás elementos estructurales que formarán parte la cimentación, cumplan con las recomendaciones generales para la construcción de elementos de concreto.

#### Reflexiones finales.

Esta tesis es sólo una exposición de parte del conocimiento generado hasta ahora para construir cimentaciones y específicamente, cimentaciones compensadas. Sin embargo, los conocimientos técnicos y formación adquiridos en la Facultad de Ingeniería, y que fugazmente están plasmados en estas líneas, trataron de ser expuestos abarcando distintos campos de la ingeniería civil, tales como, la *mecánica de suelos* y la *hidráulica*, la *ingeniería estructural* y la *construcción*. En la práctica, los procesos de *planeación* y hasta los de conciliación *ambiental* intervienen también en el estudio de cualquier sistema de ingeniería, aunque este sólo sea una edificación.

El papel del ingeniero civil hoy.

Los ingenieros del pasado enfrentaron y resolvieron la misma clase de problemas a que se han enfrentado los ingenieros de hoy: agua, comunicaciones, defensa y el trazo de grandes edificios.

Hoy, la labor del ingeniero civil es el diseño y construcción de caminos, puentes y edificios; la proyección y construcción de obras de irrigación, plantas de energía, túneles, aeropuertos, ferrocarriles, sistemas de transporte colectivo, sistemas para captación y suministro de agua potable y alcantarillado, puertos, incluyendo muelles, escolleras, dársenas y almacenes. La mecánica de suelos, la ingeniería sísmica, las estructuras y las cimentaciones forman también parte de la ingeniería civil. Estas y otras tareas, como la docencia y la investigación, son también parte de la actividad de estos profesionales. Su papel dentro de la sociedad es, entonces, proporcionarle a ésta la infraestructura básica en que descansa.

El reto de los ingenieros civiles y los universitarios.

¿Por qué nos jactamos de ser parte de una civilización “muy avanzada”? Ya en el pasado se habían alcanzado niveles de desarrollo intelectual tan elevados como los de nuestro tiempo, y quizá aún más. Las matemáticas, la física y la astronomía, estaban tan desarrolladas que se conocían los ciclos de giro de la tierra y con esto se construían edificios y se calculaban las cosechas. En la *antigüedad*, los ingenieros de entonces, construyeron obras tan maravillosas que todavía hoy causan asombro. Entonces, ¿cuál es la diferencia entre las culturas pasadas, y la nuestra? ¿Cuál es la diferencia entre ellos y nosotros? ¿La respuesta acaso está en el arte o la cultura?

Nuestra civilización es diferente a las del pasado por el muy avanzado desarrollo de la ciencia, y su aplicación práctica, la tecnología, que hoy han alcanzado un nivel que nunca antes había sido contemplado. Pero el avance en el desarrollo de la ciencia y la tecnología no necesariamente va de la mano con el desarrollo de otras áreas del quehacer humano como la filosofía, la cultura o el arte. Por esto, el reto que hoy tenemos los ingenieros civiles, y todos los universitarios, es el aplicar los conocimientos técnicos para la conveniencia de la humanidad sin dejar a un lado la ética y sin olvidar que otras áreas del pensamiento deberán siempre ser parte de nuestra vida profesional, para de este modo contribuir a llevar a los seres humanos a un nivel de vida realmente más avanzado.



*Tesis para obtener la Licenciatura en Ingeniería Civil*

**TESISTA:** Huerta Sosa Francisco  
Samuel

**DIRECTOR:** M. Agustín Deméneghi Colina

## Cimentaciones Compensadas

### Bibliografía y referencias

- **Alberro, Jesús.** "Mediciones Efectuadas en las Excavaciones. Investigaciones Sobre el Metropolitano de la Ciudad de México". Revista de Ingeniería. julio - septiembre. Instituto de Ingeniería. UNAM, 1970.
- **Alonso M., y Rojo O.**, "Física. Mecánica y Termodinámica", página 120. Fondo Educativo Interamericano. México, D.F., 1985.
- **Bazán E., y Meli R.**, "Manual de Diseño Sísmico de Edificios". LIMUSA. México, D.F., 1992.
- **Colegio de Ingenieros Civiles de México.** "La Ingeniería Civil Mexicana, un Encuentro con la Historia", CICM. Ciudad de México, MCMXCVI.
- **Correa, J.J.**, "Mal Comportamiento de una Cimentación Angosta Parcialmente Compensada con Pilotes de Fricción", Simposio sobre los Sismos de 1985. Casos de Mecánica de Suelos, SMMS, México, D.F., 1986.
- **Deméneghi, Agustín.** "Interacción Suelo - viga Flotante", XV Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, SMMS, San Luis Potosí, SLP, 1990.
- **Deméneghi, Agustín.** "Método Tridimensional de Interacción Estática Suelo - Estructura", X Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones. Guadalajara, Jal., 1995.
- **Deméneghi, Agustín.** "Comportamiento Sísmico de Cimentaciones en la Ciudad de México", Simposio sobre los Sismos de 1985. Casos de Mecánica de Suelos. SMMS, México, D.F., 1986.
- **Deméneghi, Agustín.** "Interacción Estática Suelo - Estructura", Reunión Conjunta SMMS, SMIS y SMIE sobre Interacción Suelo - Estructura y Diseño Estructural de Cimentaciones. México, D.F., septiembre de 1991.
- **Deméneghi Colina, A., Sanginés García, H. y Puebla Cadena M.**, "Apuntes de Cimentaciones", Profesores del Departamento de Geotecnia, División de Ingeniería Civil, Topográfica y Geodésica. Facultad de Ingeniería UNAM, 1994. Tomado de...
- **Deméneghi Colina, A. y Sanginés García, H.**, "Apuntes de Cimentaciones, Anexo 5", Profesores del Departamento de Geotecnia, División de Ingeniería Civil, Topográfica y Geodésica. Facultad de Ingeniería UNAM, Tomado de...
- **Fernández, Justino.** El Palacio de Minería. Imprenta Universitaria 1935 - 1985. UNAM, 1985.
- **Furnas, C.C. y McCarthy, Joe.** "El Ingeniero". Colección científica de TIME LIFE, México, D.F., 1980.
- **González Cuevas, O. y Robles, F.**, "Aspectos Fundamentales del Concreto Reforzado", LIMUSA, México, 1998.
- **Gutiérrez, C. E. y Santoyo, E.**, "Pruebas de Carga Estática con Cono en Capas Duras", XV Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, SMMS, San Luis Potosí, SLP, 1990.
- **Instituto de Ingeniería.** "Comentarios. Ayudas de Diseño y Ejemplos de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones", DDF, ES - 6, Series del Instituto de Ingeniería, julio, 1993.
- **Instituto Mexicano de la Construcción en Acero.** "Manual de Construcción en Acero", Volumen I. Limusa. México, 1994.
- **Jaime, Alberto.** "Comportamiento de Pilotes de Fricción en Arcilla Blanda", El Subsuelo de la Cuenca del Valle de México y su Relación con la Ingeniería de Cimentaciones a Cinco Años del Sismo, SMMS, 1990.
- **Juárez Badillo, E. y Rico, A.**, "Mecánica de Suelos", Tomo I y II, Edit. Limusa, México, D.F., 1976.
- **Juárez Badillo, E. y Rico, A.**, "Mecánica de Suelos", página 3, Tomo III, Edit. Limusa, México, D.F., 1997.
- **Léon López, Enrique.** "La Ingeniería en México", Edit. Limusa, México, D.F., 1989.
- **Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo, RCDF.**, 1997.
- **Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones, RCDF.**, 1997.
- **Ovando, E., Romo, M.P. y Anzaldúa, R.**, "Correlación entre Velocidades de Ondas Sísmicas y Resistencia a la Penetración con Cono", XV Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, SMMS, San Luis Potosí, SLP, 1990.
- **Ovando, E., Sámano, A., Contreras, R. y Carmona, G.**, "Ensayos de Cono Sísmico en la Ciudad de México", XVII Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, SMMS, Vol. I, Jalapa, 1994.
- **Peck, R. B.**, "Deep Excavations and Tunneling in Soft Ground", State of the Art Report Volume, Proceedings VII International Conference on Soils Mechanics and Foundations Engineering", Vol. II, México, D.F., 1969.
- **Reséndiz, D., Nieto, J. A. y Figueroa, J.**, "The Elastic Properties of Saturated Clays from Field and Laboratory Measurements", III Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones, Vol. I, Caracas, 1967.
- **Reséndiz, D., Springall, G., Rodríguez, J.M. y Esquivel, R.**, "Información reciente sobre las Características del Subsuelo y la Ingeniería de Cimentaciones en la Ciudad de México", V Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, SMMS, México, D.F., 1970.
- **Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal. Normas Técnicas Complementarias.** 1997
- **Romo, M. P.**, "Comportamiento Dinámico de la Arcilla de la Ciudad de México y su Repercusión en la Ingeniería de Cimentaciones", El Subsuelo de la Cuenca del Valle de México y su Relación con la Ingeniería de Cimentaciones a Cinco Años del Sismo, SMMS, 1990.
- **Romo, M. P.**, "Interacción Dinámica Suelo - Estructura en Suelos Blandos", Reunión Conjunta SMMS, SMIS y SMIE sobre Interacción Suelo - Estructura y Diseño Estructural de Cimentaciones, México, D.F., septiembre de 1991.

- **Seed, H.B.**, "Influence of Local Condition on Ground Motions and Building Damage During Earthquakes", VIII Nabor Carrillo Lecture, SMMS, 1987.
- **Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos**, "Manual de Diseño y Construcción de Pilas y Pilotes", SMMS, México, 1989.
- **Tamez, E.**, "Cimentaciones Parcialmente Compensadas. Compatibilidad entre Losas y Pilotes en Comportamiento Sísmico", Simposio sobre los Sismos de 1985. Casos de Mecánica de Suelos. SMMS, México, D.F., 1986.
- **Tamez, E.**, "Manual de Diseño Geotécnico Vol. I", Comisión de Vialidad y Transporte Urbano, M. Ciudad de México, 1987.
- **Terzaghi, Karl**, "Mecánica Teórica de los Suelos", EAA, Buenos Aires, 1945.
- **Terzaghi, Karl y Peck, Ralph**, "Soil Mechanics in Engineering Practice", Edit. John Wiley & Sons, Nueva York, 1967.
- **Zeevaert, W. Leonardo**, "Interacción Suelo - Estructura de Cimentación", Edit. Limusa, México, D.F., 1991.