" Comportamiento de losas de cimentación durante el proceso de consolidación"

Félix Hernández Rodríguez

Ingeniero Civil Universidad Nacional de Colombia MSc. en Geotecnia: Universidad Nacional de Colombia Profesor Asistente Universidad Nacional de Colombia Dirección: Ciudad Universitaria Bogotá, Colombia Tel: 3165000 Ext. 13305, <u>felixh@unal.edu.co</u>

Jhon Jairo Silva Castro

Ingeniero Civil Universidad Nacional de Colombia MSc. en Geotecnia: Universidad Nacional de Colombia Profesor Temporal Cátedra Universidad Nacional de Colombia

RESUMEN

En este trabajo se hace una adaptación al método de interacción suelo-estructura propuesto por Zeevaert (1) para tener en cuenta la influencia del proceso de consolidación de los suelos en la magnitud y distribución de las reacciones de cimentación sobre una losa armada en una dirección. Los desarrollos logrados permitieron evaluar la variación de esas reacciones con el tiempo y por ende, los cambios en los diagramas tanto de momento flector como de fuerza cortante en la estructura de cimentación. De igual forma, el método propuesto permite evaluar cómo es el progreso de los asentamientos durante ese proceso.

Los ejemplos desarrollados permiten ver que en algunos casos se tienen variaciones importantes de los momentos flectores y de las fuerzas cortantes en el tiempo. Consecuentemente, parecería conveniente que para el diseño estructural se utilizaran los máximos valores obtenidos durante el proceso de consolidación.

Palabras clave

Placa de cimentación, interacción, consolidación, relaciones hiperbólicas.

NOMENCLATURA

- C_v^{2D} coeficiente de consolidación bidimensional.
- *u* exceso en la presión de poros
- Ei módulo de Young tangente inicial

- rf relación de falla
- φ ángulo de fricción
- c cohesión
- σ'_1 esfuerzo efectivo principal mayor
- σ'_3 esfuerzo efectivo principal menor
- Et módulo de Young tangente
- Bulk módulo Bulk
- v relación de Poisson
- k permeabilidad
- K módulo de rigidez de la subrasante
- Δt intervalo de tiempo
- δi asentamiento de la banda i
- d^N espesor del estrato N
- q_i carga de reacción de la banda i

1. INTRODUCCIÓN

El método de interacción suelo-estructura permite evaluar las reacciones en la interfase suelo-estructura de cimentación como una función de las propiedades de la estructura y del suelo. Esas reacciones permiten calcular tanto los momentos flectores y las fuerzas cortantes en la estructura como los asentamientos del suelo.

Para la determinación de esas reacciones se suelen suponer condiciones extremas: bien sea una condición no-drenada o una drenada. En otras palabras, no es común hacer el estudio de variación de las reacciones de la cimentación durante el proceso de consolidación. En este trabajo se propone una metodología para llenar ese vacío considerando que con ello se logran diseños más cercanos a la realidad del problema. El método se aplica a una losa de cimentación armada en una dirección.

Para llevar a cabo el análisis de interacción, se supuso que las propiedades de la losa de cimentación, en particular su rigidez a la flexión ExI, permanecen constantes. En el caso del suelo se utilizó un método que permite evaluar las propiedades de compresibilidad como una función del estado de esfuerzos efectivos, de la trayectoria de esfuerzos y del tiempo. La dependencia de esos módulos del estado y trayectoria de esfuerzos efectivos se definió utilizando la teoría de las relaciones esfuerzo-deformación hiperbólicas planteada por Duncan y otros (2). Ahora, la variación de los esfuerzos efectivos con el tiempo se determinó solucionando la ecuación de consolidación bidimiensional mediante el método numérico de las diferencias finitas.

Además de concebir los algoritmos de solución, se diseño un programa de computador en lenguaje Visual Basic que resuelve integralmente el problema: calcula los incrementos de esfuerzos, ejecuta los procesos de interacción en forma iterativa, resuelve el problema de la consolidación bidimensional utilizando el método del las diferencias finitas y entrega los resultados numérica y gráficamente.

En lo que sigue se va a presentar, en forma sucinta, la metodología empleada y los resultados obtenidos para algunos casos particulares de estudio.

2. METODOLOGÍA DE INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA INCLUYENDO EL PROCESO DE CONSOLIDACIÓN

2.1 Consideraciones generales

Para resolver el problema de interacción entre una losa de cimentación y un depósito de suelo de cimentación, se partió de las siguientes suposiciones:

- El suelo de fundación es homogéneo, isotrópico y se encuentra totalmente saturado desde el nivel de fundación.
- Las propiedades de deformabilidad del suelo se relacionan con el estado y las trayectorias de esfuerzos efectivos por medio de las relaciones hiperbólicas.
- El problema se desarrolla en condiciones planas de deformación $\xi_y = 0$.
- La placa de cimentación tiene una rigidez a la flexión El constante con el tiempo.
- Las cargas que llegan por las columnas a la losa de cimentación permanecen constantes con el tiempo y no se ven afectadas por las deformaciones que se generan en la placa
- Toda la carga de la estructura sobre la placa de cimentación se aplica al inicio del problema en un instante de tiempo en forma monotónica.

En forma simplificada, el método de interacción comprende los siguientes pasos:

a) Discretización del problema. La cimentación se divide en bandas y el suelo en subestratos. De esta manera se obtiene una malla en que cada casilla corresponde a una banda y a un subestrato.

- b) Suposición de los esfuerzos de reacción cumpliendo con las ecuaciones de equilibrio estático.
- c) Cálculo de asentamientos de las bandas y determinación del módulo de reacción de la subrasante. Los asentamientos se calculan mediante la ecuación matricial de asentamientos, EMA, de Zeevaert.
- d) Solución del problema de la estructura soportada en el conjunto de resortes con rigideces iguales a los módulos de reacción. Con ello se evalúa un nuevo conjunto de esfuerzos de reacción. Lo anterior se hace aplicando la ecuación Matricial de Interacción EMI de Zeevaert.
- e) Proceso Iterativo entre los pasos d y b hasta igualdad de las reacciones.
- f) Chequeo por plastificación y ajuste del problema.

2.2 Relaciones hiperbólicas

Las relaciones constitutivas elasto-plásticas del suelo, en las condiciones de un ensayo de compresión pueden triaxial drenado. se representar simplificadamente por curvas esfuerzo deformación de tipo hiperbólico. El planteamiento matemático de esas hipérbolas se puede hacer mediante la utilización de módulos elásticos equivalentes: el módulo de Young tangente y el módulo bulk. En esos ensayos, se ha visto que el módulo de Young tangente depende tanto del esfuerzo de consolidación como de la relación de esfuerzo cortante movilizado. Las Ecuaciones Nos.1 y 2 permiten calcular el módulo de Young tangente y la relación de Poisson equivalentes en ese tipo de ensavo.

$$Et = \left(1 - \frac{rf(1 - \sin\phi)(\sigma_1 - \sigma_3)}{2c\cos\phi + 2\sigma_3\sin\phi}\right)^2 Ei$$

$$\upsilon = \frac{1}{2} - \frac{Et}{CE}$$
1.

$$2 \quad 6B_{ulk} \qquad \qquad 2$$

2.3 Metodología general

Para resolver el problema de una losa soportada por un suelo que se consolida se contemplaron los siguientes pasos:

a) Cálculo de los esfuerzos efectivos iniciales y de los módulos elásticos equivalentes correspondientes.

b) Cálculo de los incremento de esfuerzos totales y del incremento de presión de poros en condición nodrenada, debidos a la cimentación. Para ello se aplicó la metodología de interacción ya citada y la expresión de Skempton de incrementos no drenados de la presión de poros. c) Cálculo de los módulos elásticos equivalentes en el punto medio de las trayectorias de esfuerzos que van del paso a) al b).

 d) Aplicación de la metodología de interacción y determinación de las reacciones, de los asentamientos, de los momentos flectores y de las fuerzas cortantes en condiciones no-drenadas

e) Solución del problema de la consolidación bidimensional no acoplada mediante el método de las diferencias finitas. De esta forma se pudieron establecer los estados de esfuerzos efectivos y los módulos de deformación para cada tiempo considerado en el análisis.

f) Aplicación del método de interacción para cada tiempo, utilizando la totalidad de la carga sobre la estructura.

g) Corrección de los asentamientos teniendo en cuenta la porción de carga tomada por los esfuerzos efectivos de acuerdo con el grado de consolidación.

3. FORMULACIÓN DEL ALGORITMO DE SOLUCIÓN

3.1 Discretización del problema

El tratamiento numérico del problema requiere de la división de la placa de cimentación en bandas y del suelo de fundación en estratos. De esta manera se conforma una malla como la que se muestra en la Figura No.1



Figura 1. Discretización del problema y cargas en las bandas

3.2 Condición inicial de esfuerzos

Se supuso una condición inicial geostática para la determinación de los esfuerzos efectivos iniciales y de los módulos elásticos equivalentes de acuerdo con las Ecuaciones 1 y 2.

Estas condiciones de esfuerzos representan el punto inicial de las trayectorias de esfuerzos en cada uno de los puntos de la malla.

3.3 Condición no-drenada

Para el estudio de esta condición se empezó por aplicar el método de interacción con los módulos correspondientes a la condición geostática.

Para tal efecto, se supusieron unas cargas en las bandas. Inicialmente, se puede suponer una carga distribuida uniformemente, resultado de la división de la sumatoria de cargas sobre el área de la placa así:

$$q_i = \frac{\sum P_i}{Lp * B} \tag{3}$$

en donde:

qi: Esfuerzo de reacción

ΣP_i :	Sumatoria	de	las	carga	estructurales	aplicadas
	(incluido peso propio de la				a losa).	

Lp: Longitud de la placa en el sentido largo.

B: Ancho de la placa.

Posteriormente, se calculan incrementos de esfuerzos efectivos en cada uno de los puntos de la malla. Para tal efecto es necesario calcular los incrementos de esfuerzos totales y los incrementos no drenados de la presión de poros de acuerdo con la expresión de Skempton, producidos por las cargas en las bandas.

Al nuevo estado de esfuerzos efectivos en condición no-drenada, le corresponde un nuevo conjunto de módulos elásticos equivalentes según la teoría hiperbólica.

Tomando como módulos elásticos equivalentes, para el proceso no-drenado, los correspondientes al estado promedio de esfuerzos entre el estado geostáticos y el recientemente calculado, los asentamientos nodrenados se calculan mediante la siguiente ecuación:

$$\delta_{i} = \sum_{N=A}^{M} \left(\frac{1+\upsilon}{E_{i}} \right)_{i}^{N} (\Delta \sigma_{z}^{*} (1-\upsilon) - \Delta \sigma_{x}^{*} \upsilon)^{N}{}_{i}^{*} d^{N}$$
(4)

Este paso es equivalente a aplicar la ecuación matricial de asentamientos EMA propuesta por Zeevaert.

Con estos valores de asentamientos se evalúan los módulos de reacción de la subrasante así:

$$K_i = \frac{q_i * a_i}{\delta_i} \tag{5}$$

Ahora, se procede a encontrar las deformaciones en la placa. Esto se realiza suponiendo la placa como una viga apoyada sobre resortes cuya rigidez es igual a los módulos de reacción calculados en el paso anterior. El problema que se resuelve aquí se ilustra en la Figura No.2.



Figura 2. Modelo para encontrar las deflexiones de la placa

Las cargas en los resortes se calculan mediante la Ecuación Matricial de Interacción, EMI, cuya expresión es la siguiente:

$$\{X_i\} = \left(\left[\overline{S_{ij}}\right] + \left[\frac{1}{K_i}\right]_D\right)^{-1} \{\Delta_{io}\}$$
(6)

 $\begin{cases} \text{en que:} \\ \{X_i\} \end{cases} \quad \text{vector} \end{cases}$ vector columna de las reacciones del terreno.

matriz de desplazamientos en los nodos i como producto de $\overline{S_{ii}}$ cargas unitarias aplicadas en los nodos j (condición Xi=+1).

- $\begin{bmatrix} 1/K_i \end{bmatrix}_D$ matriz diagonal de los inversos de las rigideces en los nodos
- $\{\Delta_{io}\}$ vector columna de deformaciones en los nodos i debido a la aplicación de las cargas estructurales, cuando no hay resortes intermedios apoyando la viga (condición Xi =0)

Ya que las deformaciones del suelo y las de la placa de cimentación deben ser iguales, el proceso descrito es iterativo hasta que se encuentre la compatibilidad de esfuerzos y deformaciones entre la placa y el suelo, lo cual se garantiza, por medio de los módulos de reacción de la subrasante Ki.

De esta manera, y previo chequeo por plastificación de las bandas extremas, se obtienen las siguientes cantidades en el proceso no-drenado:

Distribución de cargas en el contacto placa-suelo de fundación.

Estado de esfuerzos efectivos principales no-drenados en el inicio de la consolidación.

Exceso de presiones de poros iniciales -antes de la consolidación-.

□ Incremento de esfuerzos totales al inicio del proceso de la consolidación.

Parámetros elásticos del suelo de fundación en el momento inicial del proceso de consolidación (Et y v).

Cortantes y momentos flectores de la placa de fundación para la condición no drenada o condición inicial.

3.4 Consolidación

Para poder dar solución al problema durante la consolidación se deben calcular los módulos de deformación en diferentes tiempos. Para tal objetivo, se plantean además de las hipótesis anteriores las siguientes:

٠ La disipación en el tiempo del exceso en la presión de poros, se puede determinar por medio de la siguiente ecuación:

$$C_{\nu}^{2D} \left[\frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \right] = \frac{\partial u}{\partial t}$$
(7)

donde:

$$C_{\nu}^{2D} = \frac{kE}{2\gamma_{\nu}(1+\nu)(1-2\nu)}$$
(8)

que es la ecuación de la consolidación bidimensional.

- Los incrementos de esfuerzos totales permanecen ٠ constantes durante el proceso de la consolidación (Formulación desacoplada).
- Los parámetros de resistencia -c´ y ¢´- del suelo durante el proceso de la consolidación permanecen constantes.
- Aunque la permeabilidad (k) y los parámetros de ٠ deformación del suelo (Et y v) cambian durante el proceso de la consolidación, la relación

$$\frac{kE}{2\gamma_w(1+\upsilon)(1-2\upsilon)}$$
(9)

permanece más o menos invariable, por lo que C_v^{2D} se puede considerar como constante durante todo el proceso de la consolidación.

Para resolver la Ecuación 7, se utilizó un esquema explícito de diferencias finitas que se manifiesta en la siguiente ecuación:

$$u_{x,z,t+1} = (1 - 2\alpha_1 - 2\alpha_2)u_{x,z,t} + \alpha_1(u_{x+1,z,t} + u_{x-1,z,t}) + \alpha_2(u_{x,z+1,t} + u_{x,z-1,t})$$
(10)

en donde:

$$\alpha_{1} = \frac{C_{v}^{2D}\Delta t}{\Delta x^{2}}$$

$$y$$

$$\alpha_{2} = \frac{C_{v}^{2D}\Delta t}{\Delta z^{2}}$$
(11)

Los términos de la ecuación 11 se conocen como los operadores de la ecuación y deben estar en un intervalo tal que se garantice la convergencia y estabilidad de la solución. Se ha encontrado que se debe cumplir :

$$\frac{1}{6} < \alpha_i < \frac{1}{5}$$

De esta manera, se pueden encontrar los esfuerzos efectivos en cada uno de los puntos de la malla y para cada tiempo en que se quiera hacer el análisis de interacción. Así, con base en la teoría hiperbólica, se pueden evaluar los módulos elásticos equivalentes para cada punto de la malla y para cada tiempo de análisis.

Es necesario señalar que lo que quedará en memoria es la información de los módulos y no la de los esfuerzos. Sin duda, esto conduce a algún grado de inconsistencia en la formulación del problema. La coherencia absoluta en la formulación del problema de interacción bajo condiciones de consolidación del suelo es un problema muy complejo que no trató de solucionarse en este trabajo.

3.5 Proceso de interacción en el tiempo

Para cada tiempo de análisis se aplicó la metodología de interacción con los módulos determinados durante la solución de la ecuación de la consolidación bidimensional. De esa manera se obtienen las reacciones, los diagramas de momentos y cortantes en la losa y los asentamientos del suelo.

En cuanto a los asentamientos se debe tener en cuenta que en la medida que avance el proceso de consolidación la rigidez promedio del suelo se incrementa como producto del aumento gradual de los esfuerzos efectivos. Por ello, al hacer el análisis de interacción los asentamientos irían disminuyendo para cada tiempo sucesivo. Esto se debe a que se aplica toda la carga estructural en todo momento puesto que es muy difícil establecer qué porcentaje de esa carga es tomada por los esfuerzos efectivos del suelo.

Para corregir esa inconsistencia, se determinaron los incrementos en el grado de consolidación promedio del suelo al pasar de un tiempo al siguiente. Concordantemente con la teoría de la consolidación, se estimó que el porcentaje de carga estructural tomada por los esfuerzos efectivos en ese lapso de tiempo eran directamente proporcionales a esos cambios en el grado de consolidación promedio. De esta manera, el incremento en el asentamiento de un tiempo dado al siguiente se calculó como el módulo de reacción multiplicado por el incremento de carga estructural tomada durante ese lapso.



Figura No. 3 Cálculo de asentamientos por consolidación

Para ilustrar este procedimiento es bueno referirse a la Figura No.3. En condiciones no-drenadas, aplicando toda la carga estructural, el asentamiento encontrado por el método de interacción es δ_1 y el módulo promedio de reacción Ko. Para un tiempo t_1 ese asentamiento es δ_B y el módulo de reacción K1. De igual forma, para un tiempo t_2 el asentamiento sería δ_C . Como se ve δ_C es inferior a δ_B y se pensaría que el asentamiento va disminuyendo con el tiempo, cosa que no es correcta.

No obstante, si se considera que la carga estructural tomada por los esfuerzos efectivos en condición no-drenada es:

$$\Delta W_{E1} = Ko*\delta_1$$

el incremento de carga en el lapso de tiempo que va de t_0 a t_1 será:

$$\Delta W_{E2} = W_E x (U_1 - U_o)$$

y el incremento de asentamiento:

$$\rho_2 = \frac{\Delta W_{E2}}{K_1} \tag{13}$$

De esta forma, el asentamiento para un tiempo t₁ será:

$$\delta_2 = \delta_1 + \rho_2 \tag{14}$$

La variación de los asentamiento con el tiempo se calcula siguiendo el procedimiento que se acaba de indicar.

3.6 Análisis de platificación

Para introducir esta parte es necesario mencionar que en el proceso no-drenado se tomó una trayectoria de esfuerzos paralela al eje t, y en el de consolidación la trayectoria era paralela al eje s'. En otras palabras, se consideró un incremento no-drenado de la presión de poros basado en teoría elástica y se supuso que los esfuerzos totales permanecían constantes durante el proceso de consolidación.

Es posible que una vez lograda la compatibilización entre la placa y el suelo de soporte, en las bandas extremas se encuentren estados de esfuerzos por encima de la envolvente de resistencia. Esto se debe al efecto de arco que será mas importante en la medida en que la rigidez relativa estructura-suelo sea mayor.

Por lo anterior, es necesario verificar que ningún ponto viole la ley de resistencia del suelo. En este caso, se utilizó la envolvente de resistencia de Mohr – Coulomb.

Como en el problema se conocen los estados de esfuerzos de todos los puntos de la masa de suelo, se pueden calcular los esfuerzos equivalentes s' y t y verificar la condición de falla mediante el criterio de resistencia de Mohor-Coulomb. De esa manera, se estará en condición de fluencia si:

$$t \ge c' \ast \cos \phi' + s' \ast \sin \phi' \tag{15}$$

En la Figura No.4 se muestra un elemento de suelo **A**, cerca del extremo de la placa. Este elemento se encuentra sometido al estado de esfuerzos que se muestra en el detalle.

(12)



Llevando este estado de esfuerzos a un diagrama s´- t, se pueden presentar dos casos: que el suelo esté o no este en falla. En el caso de la condición no-drenada, la condición de no falla se ilustra en la Figura No.5 y la condición de plastificación en la Figura No.6.



Figura 5 Condición de esfuerzos del suelo que no esta en falla



Como no puede haber un estado de esfuerzos por encima de la envolvente de resistencia, se debe encontrar la presión máxima admisible del suelo de fundación. La propuesta es obligar que el punto de coordenadas s´_{1i}, t_{1i}, de la Figura 7, se ubique exactamente sobre la envolvente de falla punto s´_{1i}, t_{2i}.



Se supuso entonces que este era el estado de esfuerzos que actuaba en el punto de consideración, se estableció el esfuerzo de contacto y se trató, al ser conocido, como una carga estructural en el proceso de interacción.

Para estudiar el fenómeno de plastificación en el proceso de consolidación se debe hacer referencia a la Figura No.8. En principio la trayectoria no-drenada va del punto 1 al punto 2, y la trayectoria durante la consolidación del punto 2 al punto 8. Si hay plastificación, en el proceso no-drenado el punto dos se baja al punto 2', como se explicó anteriormente. De igual manera, los puntos 3 4 y 5, que corresponden a diferentes tiempos del proceso de consolidación, se bajaron a los puntos 3' a 5' que quedan sobre la envolvente de resistencia. Como estos últimos estados de esfuerzos son conocidos, también lo serán las reacciones en las bandas plastificadas. Por ello, estas reacciones fueron tratadas como cargas estructurales para cada uno de los tiempos correspondientes.



Figura 8 Trayectoria de esfuerzos efectivos para un caso especial

Finalmente, la trayectoria que se trabajó en las bandas plastificadas es la que se muestra en la Figura No.9.



Figura 9 Trayectoria de esfuerzos efectivos corregida para un caso en falla

4. EJEMPLO

4.1 Datos de la cimentación

A continuación se presentan, los resultados para un análisis a 30 años de la losa de cimentación de la Figura No.10, tomada de "Interacción suelo-estructura de cimentación Zeevaert 1991".





Figura 10. Planta de la placa de cimentación

Para el análisis en el sentido largo, la placa se puede representar como la viga que aparece en la Figura No.11.



Figura 11. Representación de la placa de cimentación

Por otra parte, los parámetros hiperbólicos del suelo y las otras propiedades geomecánicas pertinentes se detallan en la Figura No.12



Figura 12. Parámetros del suelo

En la Figura No.13 se ilustra la malla utilizada para los análisis drenado y no drenados.

4.2 Análisis del proceso no-drenado

Los resultados de condición no-drenada, consistentes en las reacciones en las bandas y los asentamientos respectivos se ilustran en la Tabla No.1 en este caso no se presentó plastificación de las bandas extremas.



Figura 13. Discretización de la placa y del suelo: se muestra la numeración de las bandas y de los nodos

BANDA	Carga	Esfuerzo	Asentamiento				
	(ton)	(t/m^2)	(cm)				
А	354.672	7.389	10.70				
1	350.640	7.305	11.70				
2	361.344	7.528	12.40				
3	361.344	7.528	12.40				
4	350.640	7.305	11.70				
В	354.672	7.389	10.70				

Tabla 1. Resultados para condición no drenada

Antes de analizar los efectos sobre la losa se quiere ilustrar algunos resultados previos del análisis no-drenado. Para tal efecto, se mostraran los resultados obtenidos bajo la banda No.1.

En la Figura No.14 se muestran las magnitudes de los incrementos de esfuerzos y su variación con la profundidad

Los incrementos no-drenados de la presión de poros se calcularon mediante la teoría de Skempton usando el parámetro (A=1/2) que corresponde al valor elástico para condición plana de deformaciones. En la Figura No.15 se muestra la variación de ese incremento no-drenado de la presión de poros con la profundidad bajo la banda 1.







Figura 15 Exceso no-drenado en la presión de poros banda 1

Como resultado del balance entre incrementos de esfuerzos totales y presión de poros no-drenada, se calcularon los incrementos de esfuerzos efectivos obteniendo la variación de esos esfuerzos en términos de la profundidad como se muestra en la Figura No.16.

Al sumar vectorialmente los incrementos a los esfuerzos efectivos in situ se obtiene el estado de esfuerzos efectivos en la etapa no-drenada del proceso de carga, tal como se muestra en la Figura No.17.



Figura 16. Incremento de los esfuerzos efectivos para los puntos bajo la banda 1.



Figura 17. Estado de esfuerzos efectivos principales en la mitad del incremento para los puntos bajo la banda 1.

Usando la teoría de las relaciones hiperbólicas, en que los módulos de deformación dependen del estado de esfuerzos efectivos y de su trayectoria se determinaron los módulos que deberían utilizarse en el proceso no-drenado. En la Figura No.18 se compara el módulo de Young tangente no-drenado con el correspondiente al estado de esfuerzos in-situ.





La disminución sistemática en la magnitud del módulo se debe a tanto a la generación de presiones de poros como a la existencia de la trayectoria vertical que resulta al utilizar parámetros de presión de poros elásticos.



Figura 19. Diagrama de fuerza cortante para la condición no drenada



Figura 20. Diagrama de momento flector para la condición no drenada

Las reacciones de la Tabla No.1 producen en la losa de cimentación los diagramas de fuerza cortante y momento flector que se muestran en las Figuras 19 y 20.

4.3 Análisis del proceso de consolidación

Utilizando el programa se solucionó el problema de la consolidación bidimensional obteniendo la magnitud del incremento de presión de poros en cada punto de la malla como una función del incremento no-drenado y del tiempo transcurrido desde el momento de la aplicación de las cargas en condiciones planas de deformación. En la Figura No.21 se muestran los resultados obtenidos bajo la banda No.1 para un lapso de 30 años.



Figura 21 Comportamiento del exceso de presión de poros en 30 años bajo la banda 1

En la Figura No.22, y para efectos de ilustración, se hizo el mismo ejercicio para un periodo de 120 años. Como puede apreciarse, el suelo de cimentación es muy plástico y compresible de forma tal que el proceso de deformación progresará a lo largo de tiempos muy considerables.

Con esto se demuestra que las determinaciones de los asentamientos para una condición puramente drenada puede ser un procedimiento muy conservador en suelos arcillosos muy plásticos.

Para efectos de ilustración y de comprobación de la eficiencia del programa se construyó la Figura No.23 que muestra la variación de la presión de poros a lo largo de un corte horizontal a 4 metros bajo la profundidad de cimentación.



Figura 22. Comportamiento del exceso de presión de poros en 120 años bajo la banda 1



Figura 23. Comportamiento del exceso de presión de poros en 120 años bajo la placa a 4 metros de profundidad.

El proceso de consolidación hace que se presente una variación de esfuerzos efectivos en el tiempo y como producto de ella, una variación en los módulos de deformación del suelo. En la Figura No.24 se muestran las trayectorias de esfuerzos en varios puntos de la malla evidenciando una pérdida de rigidez durante el proceso nodrenado y una recuperación durante el proceso de consolidación. Una evidencia de esa recuperación se muestra en la Figura No.25 donde se pueden apreciar los aumentos tanto del módulo tangente inicial como del módulo tangente en la medida que progresa el proceso de la consolidación. Esa gráfica se hizo para un nodo particular de la malla pero el comportamiento es similar en todo el suelo de cimentación.



Figura 24 Trayectoria de algunos puntos bajo la banda 1 durante consolidación



Figura 25 Parámetros de deformación –módulo de Young inicial y tangente- para el nodo 23 durante consolidación

Al poder conocer los módulos de deformación del suelo en el tiempo, es posible realizar los análisis de interacción para diferentes épocas. Con ello se pueden determinar las variaciones en las reacciones y en las fuerzas cortantes y en los momentos flectores que actúan sobre la losa durante la consolidación del suelo. Tales efectos se ilustran en las Figuras 26 a 30. Para el caso en estudio se ve que la condición crítica para momento positivo es la condición no drenada y para momento negativo la condición de deformación a largo plazo. Las variaciones se acercan a un 30% para el caso de momento positivo máximo y de 42% para momento negativo. En el caso concreto del caso que se esta analizando.



Figura 26 Cambio en las reacciones debido al proceso de la consolidación



Figura 27 Diagramas de fuerza cortante durante el proceso de la consolidación



Figura 28 Diagramas de momento flector durante el proceso de la consolidación



Figura 29 Diagramas de fuerza cortante para los estados inicial y final del análisis



Figura 30 Diagramas de momento flector para los estados inicial y final del análisis

5. CONCLUSIONES

• Los procedimientos de interacción proveen de soluciones más analíticas por que consideran las propiedades del suelo y de la estructura. En ese sentido dan cuenta de la influencia de la rigidez relativa sobre el comportamiento de la estructura de cimentación y del suelo.

• Es un hecho reconocido que las relaciones constitutivas de los suelos están representadas por módulos de deformación cuya magnitud depende del estado y trayectoria de esfuerzos y de la historia previa de consolidación. Consecuentemente, las soluciones más precisas deben dar cuenta de este hecho dentro del proceso de interacción suelo-estructura.

• Finalmente, un buen diseño debe considerar el hecho de la consolidación de los suelos durante la vida útil de las estructuras. Este fenómeno hace que haya cambios en las reacciones de cimentación durante el tiempo. En este trabajo se tienen en cuenta esas tres variables con el objeto de predecir, dentro de un rango de precisión aceptable, cuáles serán las solicitaciones críticas sobre la estructura de cimentación y el progreso de los asentamientos con el tiempo.

• En el trabajo se ha podido ilustrar que las condiciones críticas no se presentan en un solo momento en el tiempo por lo que habrá de recurrirse a envolventes que garanticen un diseño adecuado de las estructuras de cimentación. En esta misma dirección, se han podido determinar variaciones de hasta un 40% en los momentos flectores negativos que se presentan en la estructura. Aunque esto se deduce para un caso particular, parecería útil la valoración del comportamiento del sistema de cimentación con el tiempo.

Este trabajo se ha hecho utilizando algunas • suposiciones simplificadoras como la de suponer cargas estructurales constantes sobre la estructura de cimentación y esfuerzos totales constantes durante el proceso de consolidación. De igual forma, el problema se ha simplificado considerando condiciones de planas deformación. En lo que tiene que ver con el suelo, se han usado relaciones constitutivas relativamente simples basadas en la teoría de la elasticidad incremental. En la medida en que se desarrollen trabajos adicionales que superen las limitaciones que imponen las suposiciones referidas, se podrían ratificar los resultados de este trabajo en el sentido de mostrar la conveniencia de desarrollar programas para predecir el comportamiento de las cimentaciones con el tiempo.

• Sin duda, se trata de procesos de análisis y de cálculos complejos que requerirían de una mayor base experimental sobre estructuras reales. Consecuentemente, se requiere de sistemas de instrumentación robustos y durables para confrontar este tipo de predicciones con el comportamiento real de las estructuras.

6. BIBLIOGRAFÍA

Silva Castro, J.J. (2003) Comportamiento de Losas de Cimentación durante el Proceso de Consolidación. Tesis de Maestría, Universidad Nacional de Colombia.

"Desing applications of raft foundations". (2000) Published by Thomas Telford Ltd.

Zeevaert, W. L. (1991), "Interacción Suelo – Estructura de Cimentación"

Zeevaert, W. L. (1983), "Foundation Engineering for difficult subsoil conditions"

Zeevaert, W. L. (1997), "ISE- Interacción Suelo – Estructura de Cimentaciones Superficiales y Profundas"

Bogotá, D.C. Agosto de 2003.