

APLICACION DEL METODO DE E.F. AL ESTUDIO DE CIMENTACIONES SOBRE ARCILLAS EXPANSIVAS

José L. de Justo
Catedrático de Mecánica del Suelo y

Juan Saura
Adjunto de Estructuras I

Antonio Delgado
Becario

E.T.S. de Arquitectura de Sevilla

Resumen.- En este artículo se desarrolla un método de elementos finitos para hallar los movimientos de una cimentación en terreno expansivo, teniendo en cuenta la fricción del terreno sobre los pozos.

Se estudia una cimentación por pozos, que es la comúnmente usada en este tipo de terreno, analizando la influencia que sobre el comportamiento de la cimentación tienen los diferentes parámetros involucrados en el problema.

ción en terreno expansivo, teniendo en cuenta la fricción del terreno sobre los pozos.

El método está basado en las siguientes hipótesis:

1. El suelo se comporta como un sólido lineal-elástico e isótropo respecto de las tensiones totales que se le aplican. Verdaderamente no hay inconveniente en considerar características reológicas distintas, pero no existen, por el momento, datos fidedignos para hacerlo así, por lo cual ello no estaría justificado. Por otro lado los resultados de Livneh et al. (1973) parecen indicar que una variación moderada del grado de anisotropía, incluso cambiando de sentido, apenas produce variación en los resultados. Los mismos autores señalan que un método lineal-elástico tiene suficiente exactitud

INTRODUCCION

Se ha desarrollado un método de elementos finitos para hallar los movimientos de una cimentación

Los resultados obtenidos por Dakshanamurthy

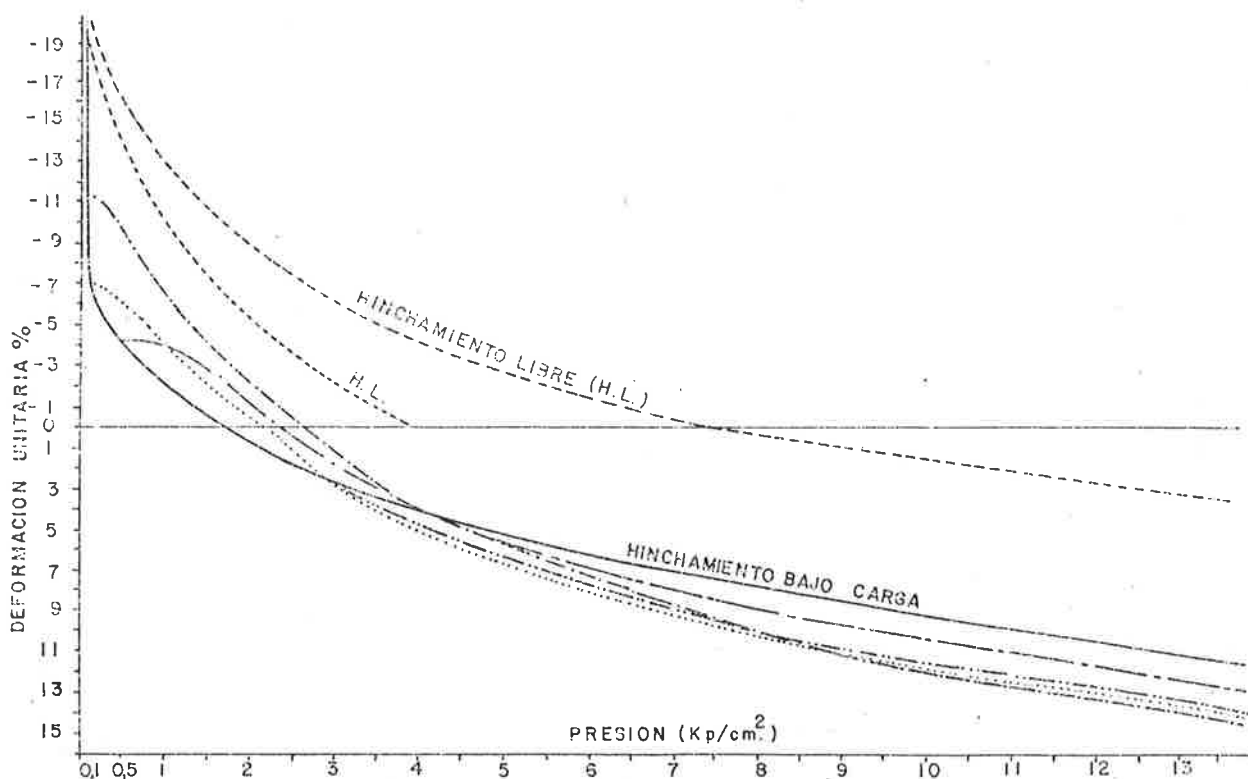


Fig. 1.- Hinchamiento bajo carga en arcillas del Arahal

(1979) indican que el cambio de volumen bajo carga depende sólo del valor de la tensión octaédrica normal como predice el método elástico.

2. En realidad el comportamiento de los suelos no es lineal-elástico, según se muestra en la figura 1, sino que el módulo edométrico, crece continuamente al aumentar la carga. Sin embargo, en la realidad, al aumentar el nivel de tensiones suele aumentar también el nivel de cortantes respecto al de tensiones normales, por lo cual es probable que el comportamiento in situ sea más lineal-elástico que en el edómetro.

El crecimiento del módulo edométrico en muy grande, sobre todo para presiones bajas (v. fig. 1), y a partir de 1 t/m² comienza a hacerse más moderado. Sobre todo la variación del módulo edométrico es pequeña si el intervalo de presiones lo es.

Por estos motivos conviene partir de una situación inicial que es la que corresponde al terreno sometido a su peso propio en cada capa, tanto en lo que respecta a los hinchamientos iniciales como a los intervalos de presión para determinar el módulo edométrico. En general se calcularán sólo las deformaciones correspondientes al cambio de volumen del terreno producido por el cambio de humedad y a las cargas que excedan de las de peso propio.

A partir de los datos de hinchamiento del edómetro bajo la carga de peso propio se calcula el hinchamiento isótropo inicial mediante la ecuación:

$$\epsilon_0 = \epsilon_v \frac{1 - \nu}{1 + \nu}$$

A este hinchamiento se le superponen las tensiones en exceso sobre las de peso propio del terreno, y con las adecuadas condiciones en los límites se hallan tensiones y deformaciones.

3. Si se trata de calcular las deformaciones antes de que ocurra ningún humedecimiento del terreno se utilizan el módulo de deformación y coeficiente de Poisson que corresponden al suelo en su estado natural y, naturalmente, no se aplica ningún cambio de volumen inicial.

Si se quiere considerar el efecto de un humedecimiento del terreno en un momento determinado se trabaja con el cambio de volumen producido por dicho humedecimiento en el terreno sometido a su peso propio y con las cargas que transmite la cimentación en exceso sobre las de peso propio. Así obtenemos los corrimientos totales. Para hallar las tensiones totales habría que sumar a éstas las de peso propio del terreno. Se debe de emplear el módulo de deformación que corresponde al material que ha experimentado el cambio de volumen correspondiente a los cambios de tensión y de succión, bajo una trayectoria tensional semejante a la que va a experimentar in situ.

Si interesa hallar sólo las deformaciones producidas por el humedecimiento, se restan a estas deformaciones las correspondientes a la

fase anterior con su signo correspondiente.

Si después de la humidificación vuelven a aplicarse nuevas cargas, se calcularían los incrementos de deformación correspondientes a las nuevas cargas, y así sucesivamente.

4. Un factor de importancia primordial es la influencia de la trayectoria de las tensiones en el hinchamiento, según se observa en las curvas edométricas. En general el cambio de succión ocurre bajo la acción del peso propio del terreno y las cargas transmitidas por el edificio. A este respecto hay que tener en cuenta los siguientes factores:

- La carga neta del pozo produce unas tensiones muy pequeñas respecto a las del peso propio del terreno en un pozo de pequeñas dimensiones.
- El cambio de succión produce, en líneas generales, respecto a la situación anterior, un incremento importante de las tensiones verticales por encima del plano de cimentación y una disminución moderada por debajo.
- Por este motivo la trayectoria de las tensiones in situ es la de hinchamiento bajo carga, superpuesta con incremento o decremento de σ_v según que estemos, en líneas generales, por encima o debajo del plano de cimentación. Los decrementos suelen ser moderados, pero los incrementos pueden ser importantes.

La curva tensión-deformación sería intermedia entre la de hinchamiento bajo carga seguida de carga o descarga, que daría, en ambos casos, un módulo de deformación más alto.

Pero, como veremos más adelante, una variación del módulo edométrico del terreno influye sólo moderadamente en los corrimientos de la zapata. Por otro lado, el adoptar la curva de hinchamiento bajo carga nos dejaría del lado de la seguridad en lo que respecta a las máximas tracciones en el hormigón o en el terreno.

En cualquier caso, adoptando la curva de hinchamiento bajo carga se podrían calcular los valores de σ_v antes y después de inundar. Esto nos permitiría ahora seguir las trayectorias de las tensiones extremas que serían las siguientes:

- El elemento del terreno más elevado en contacto con la cimentación, parte de una tensión muy baja y sufre un notable incremento de σ_v . Probablemente nos dará el módulo edométrico más bajo.
- El elemento más próximo a la capa activa situado debajo de la cimentación parte de una tensión elevada y sufre una descarga moderada. Probablemente nos dará el módulo de elasticidad más elevado de los elementos que realmente afectan al movimiento de la cimentación. Otros elementos situados más lejos del pozo y al mismo nivel que éste, nos darán módulos de elasticidad

Tabla I.- Corrimientos relativos de la cimentación

H	Cimentación (m)	Carga neta (t/m ²)	v	Redist. de tracciones	Lugar	s_c — s_0	s_c — s_b	E_{oed}	Adherencia zapata-suelo	E hormigón (10 ⁶ t/m ²)
DE	1 x 1	12	0	sí	Camas	0,23	1,45	DE	Total	2
"	"	"	0,3	"	"	0,23	1,43	"	"	"
"	"	"	"	"	"	0,13	0,82	"	Débil	"
HL	"	"	"	"	"	0,13	1,93	"	Total	"
HC	"	"	"	"	"	0,14	1,43	"	"	"
HL	"	"	"	no	"	0,16	2,35	HL	"	"
HC	"	"	"	"	"	0,15	1,56	HC	"	"
HL	4,5 x 2,2	0	"	"	"	0,16	2,27	HL	"	"
"	"	"	0,495	"	"	0,10	1,47	"	"	"
"	"	20,3	0,3	"	"	-0,05	-0,69	"	"	"
"	"	"	0,495	"	"	-0,37	-5,32	"	"	"
DE	"	"	0,3	"	"	0,12	0,77	DE	"	"
"	"	"	0,495	"	"	-0,14	-0,88	"	"	"
HC	"	"	0,3	"	"	0,07	0,82	HC	"	"
"	"	"	0,495	"	"	-0,01	-0,14	"	"	"
DE	1 x 1	12	0,3	"	"	0,24	1,51	DE	"	1,7 - 1,1
"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	2,5 - 1,6
"	"	"	"	"	"	0,25	1,57	"	"	1,7 - 1,1
"	"	5,25	"	"	"	"	"	"	"	2,5 - 1,6
HC	"	12	"	"	"	0,15	1,66	HC	"	1,7 - 1,1
"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	2,5 - 1,6
"	"	5,25	"	"	"	0,16	1,76	"	"	1,7 - 1,1
"	"	"	"	"	"	"	1,74	"	"	2,5 - 1,6
HL	"	12	"	"	"	0,17	2,48	HL	"	1,7 - 1,1
"	1,55 x 1,55	0	"	"	Arahal	0,44	1,87	"	"	"

DE = Datos obtenidos en ensayo de doble edómetro

H = Hinchamiento

HC = Datos obtenidos en ensayo de hinchamiento bajo carga

HL = Datos obtenidos en ensayo de hinchamiento libre

s_b = Movimiento del terreno al nivel de la base de la zapata, suficientemente lejos de ésta

s_c = Movimiento de la cimentación

s_0 = Movimiento obtenido al nivel del suelo, lejos de la zapata

plano de cimentación.

Una variación del módulo edométrico del terreno influye moderadamente en el corrimiento de la zapata.

El admitir o no la presencia de movimientos horizontales en el terreno apenas influye en los corrimientos de la zapata.

Una variación del módulo de elasticidad del hormigón del pozo dentro de los límites en que éste puede moverse no influye prácticamente en los corrimientos.

La consideración de que no puedan existir tracciones entre la base del pozo y el terreno tampoco influye prácticamente en los corrimientos.

Otro resultado importante es que un pozo grande se levanta menos que uno pequeño, aunque la carga neta sea inferior en el primero. Del mismo modo, en un pozo grande influye mucho la carga neta, mientras que en uno pequeño apenas

influye. En cualquier caso el levantamiento del pozo, cuando existe, es muy inferior al de la superficie del terreno libre, debido a la fricción a lo largo del fuste, aunque la carga neta sea nula.

En general el levantamiento de la cimentación está comprendido entre los del terreno libre situado al nivel de cimentación y en la superficie del terreno. Se exceptúa el caso de pozos de grandes dimensiones sometidos a fuertes cargas, en los que el levantamiento de la cimentación, que con frecuencia es negativo (es decir asienta), suele ser muy inferior al del terreno libre situado al nivel de la base de dicha cimentación.

Como resumen se puede decir que apenas influyen en los corrimientos de la zapata: una variación del coeficiente de Poisson entre 0 y 0,3, el hecho de que el terreno tenga o no resistencia a tracción, el admitir o no movimientos horizontales en el terreno, la variación del módulo de elasticidad del hormigón, la admisión o no de tracciones entre la base del pozo y el terreno,

y la carga neta en pozos pequeños.

Influyen moderadamente: una variación de ν entre 0,3 y 0,45 la presencia de un material flojo entre el fuste del pozo y el terreno, y la variación del módulo edométrico del terreno. Influyen fuertemente las dimensiones de la zapata, la carga neta en pozos de grandes dimensiones y el aumento del coeficiente de Poisson por encima de 0,45.

MAXIMA TRACCION Y TENSION PRINCIPAL MENOR

a) En el terreno. - La máxima tracción encontrada es de 11 t/m² para Camas y debe estar por debajo de la resistencia a tracción de la arcilla a la profundidad en que aparece esta tensión (v. Fang, (3); Ramanathan y Raman, (4); Ajaz y Parry, (5)), teniendo en cuenta que la resistencia a compresión simple se puede estimar en -- 7,8 kp/cm². Pero, además, la situación del doble edómetro, a la que corresponde esta tracción, no es una situación real.

En la situación más próxima a la realidad no aparecen tracciones en el terreno. Pero, además, ya se ha visto en el apartado anterior que una redistribución de tracciones no influye en los corrimientos.

Para el Arahall la máxima tracción es de --- 14 t/m², y puede también ser admisible en un suelo cuya resistencia a compresión simple anda próxima a 13 kp/cm².

En cualquier caso, desde un punto de vista teórico, las tracciones decrecen fuertemente: al aumentar el coeficiente de Poisson entre 0,3 y 0,45, y al disminuir el módulo edométrico del terreno. Para $\nu = 0,495$ las tracciones desaparecen.

No influyen prácticamente: una variación del módulo de elasticidad del hormigón dentro de límites normales, la separación de la base de la cimentación y el terreno, la admisión de movimientos horizontales, o la variación de ν entre 0 y 0,3.

Las máximas tracciones ocurren en las cercanías de la zapata, principalmente debajo de ésta, y a veces en la superficie del terreno.

En un pozo grande, la presión neta puede influir en las tracciones hasta un valor semejante al de dicha presión neta, sobre todo cuando el coeficiente de Poisson es alto (0,495).

Por el contrario, en un pozo pequeño apenas influye. Para una misma presión neta las tracciones son mayores en la zapata pequeña.

Cuando se redistribuyen las tracciones, la influencia de ν en la tensión principal menor es pequeña, debido sobre todo al predominio del peso propio. Al colocar un material débil alrededor de la cimentación, la tensión principal menor se aproxima a la de peso propio.

b) En el hormigón. - Al aumentar el coeficien

te de Poisson disminuyen las tracciones, muy ligeramente cuando ν oscila entre 0 y 0,3, pero fuertemente cuando ν pasa de 0,3 a 0,45. Cuando ν pasa a 0,495 las tracciones desaparecen prácticamente.

La reducción de la presión neta aumenta las tracciones en una magnitud semejante a dicha variación.

Las máximas tracciones aumentan al hacerlo el módulo edométrico del terreno.

La presencia de un material flojo en el contacto hace que la tensión principal menor tome un valor del orden de magnitud del que corresponde al peso propio del hormigón.

Cuando se admiten movimientos horizontales disminuyen las tracciones en el hormigón.

La variación del módulo de elasticidad del hormigón dentro de límites reales no influye en las tracciones que en él aparecen.

La separación de la base de la cimentación y el terreno tampoco influye.

Para una misma presión neta las tracciones - en una zapata pequeña son mucho mayores que para una zapata grande.

La máxima tracción es de 85 t/m² y corresponde a Arahall. Puede ser admisible en un hormigón cuya resistencia a tracción se estima en --- 12,7 kp/cm².

COMPRESION MAXIMA

a) En el terreno. - Una variación de ν_t entre 0 y 0,3 apenas influye.

Cuando aumenta E_{oed} aumenta fuertemente la tensión principal mayor.

Cuando se coloca alrededor de la zapata un terreno flojo disminuye este valor.

b) En la zapata. - Al aumentar ν_t entre 0 y 0,3 aumenta ligeramente la tensión principal mayor, que, en cualquier caso, es muy pequeña. La presencia de un terreno flojo alrededor de la zapata aumenta fuertemente la tensión principal mayor.

TENSIONES A LO LARGO DEL FUSTE

Una vez más ν_t apenas influye al pasar de 0 a 0,3.

Al pasar de 0,3 a 0,45 disminuyen fuertemente las tensiones sobre todo las cortantes. Este efecto se acentúa al pasar de 0,3 a 0,495.

La existencia de un material débil en el contacto reduce naturalmente ζ a casi cero y disminuye bastante σ , que en el contacto con el fuste del pozo queda reducido prácticamente a la tensión producida por el peso propio de dicho material.

Al disminuir E_{oed} disminuyen moderadamente ζ y σ , pero esto no sucede siempre.

Una variación del módulo de elasticidad del hormigón dentro de los límites reales no influye en los resultados.

La redistribución de tracciones apenas influye en los resultados. La admisión de movimientos horizontales disminuye algo las tensiones tanto normales como cortantes.

El aumento de la presión neta sólo tiene algo de importancia en pozos de grandes dimensiones, en el sentido de aumentar los cortantes máximos.

Las dimensiones del pozo influyen poco. Las tensiones cortantes pueden ser ligerísimamente mayores en pozos más pequeños.

El máximo valor de ζ aparece siempre en la parte superior del pozo. Puede llegar a valores de 15 t/m² en el caso del doble edómetro que no es una situación real. A pesar de esto, este valor es admisible. En situaciones más reales no llega a 10 t/m² a la misma profundidad.

TENSION NORMAL VERTICAL

a) En el terreno. - Excepto en la parte superior del contacto de la cimentación con el terreno, los valores de la tensión normal vertical están bastante próximos a los de la tensión principal menor, aunque, a diferencia de lo que sucede con ésta, aquélla raras veces es de tracción.

Una variación de ν entre 0,3 y 0,45 produce una moderada variación de σ_v .

Una variación de ν entre 0,3 y 0,495 o una variación importante del módulo edométrico del terreno producen una importante variación en σ_v .

No influye prácticamente una variación de E_h dentro de límites reales.

En un pozo grande, la presión neta puede influir en σ_v hasta un valor semejante al de dicha presión neta, cuando $\nu = 0,495$ y debajo de la cimentación. Por el contrario, la presión neta apenas influye en un pozo pequeño, y, en cualquier caso, por encima del nivel de cimentación. Para una misma presión neta σ_v es, en general, mayor en la zapata grande.

b) En el hormigón. - Los valores de σ_v están bastante próximos a los de la tensión principal menor.

CAMBIO DE VOLUMEN

El radio de influencia de la cimentación se extiende, en horizontal, hasta una distancia del orden de la anchura de dicha cimentación, contada a partir del paramento vertical de la zapata

TENSION CORTANTE MAXIMA

El valor máximo obtenido hasta el momento es

inferior a 25 t/m², y es admisible (en Camas). En Arahal se ha llegado hasta 33 t/m², y es admisible también.

Al aumentar ν hasta 0,495 las tensiones cortantes casi se anulan.

Parece ser que las tensiones cortantes son mayores en la zapata grande que en la pequeña.

Las tensiones cortantes máximas en el hormigón, del orden de 35 t/m² son admisibles.

CONCLUSIONES

Como resumen del estudio anterior vamos a indicar qué factores influyen principalmente en el problema.

Influyen fuertemente la expansividad del terreno, las dimensiones de la zapata, la carga neta en pozos de grandes dimensiones, el aumento del coeficiente de Poisson por encima de 0,3, la variación del módulo edométrico del terreno y la presencia de un material flojo entre el fuste del pozo y el terreno.

Influye sólo moderadamente la admisión de movimientos horizontales en el terreno (en las tracciones en el hormigón).

No influyen prácticamente una variación del coeficiente de Poisson entre 0 y 0,3, la variación del módulo de elasticidad del hormigón, la admisión o no de tracciones entre la base del pozo y el terreno, y la carga neta en pozos pequeños.

REFERENCIAS

1. Wilson, E.L. "Solid Sap, A static analysis program for three dimensional solid structures". Structural Engineering Laboratory. Berkeley. California. 1972.
2. Zienkiewicz, B.E., Valliapan y King. "Stress analysis of rock as a "no tension" material". Geotechnique 18, 56-66. 1968
3. Fang, H.Y. "Split tensile strength of - cohesive soils." Soils & Foundations, 14:3:81-82.- 1974.
4. Ramanathan, B., y Raman, V. "Split strength of cohesive soils". Soils & Foundations 14:1:71-76. 1974.
5. Ajaz, A., y Parry, R.H.G. "Stress-strain behaviour of two compacted clays in tension and compression". Geotechnique, 25:3:495-512. 1975.